

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS CONSIDERANDO O EFEITO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO, DE ACORDO COM A 2.^a GERAÇÃO DO EC8

FRANCISCO SEVERINO ALVES

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

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Coorientador: Professor Miguel Pedro Garcia Machado Guimarães

JULHO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

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

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

A meus pais

Simplicity is the ultimate sophistication

Leonardo da Vinci

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta etapa tão marcante do meu percurso académico, não poderia deixar de expressar o meu sincero agradecimento a todos que contribuíram para a realização desta dissertação.

A minha mais profunda gratidão é dirigida ao meu orientador, Professor Xavier Romão, pela orientação exemplar, pela constante disponibilidade e pela confiança depositada no meu trabalho. O seu apoio foi essencial para o desenvolvimento deste documento, mas também para o meu crescimento como Engenheiro e como pessoa. Nos momentos mais incertos, sempre me ajudou a manter a calma, tornando-se um apoio imprescindível ao longo do semestre.

À equipa da StruConcept e, em especial, os Engenheiros Miguel Guimarães, Eugénio Maia e Alberto Teixeira, agradeço por me terem tornado a minha primeira experiência profissional tão memorável. Mostraram-me o que é ser Engenheiro, e como três personalidades tão diferentes podem, juntos, criar algo tão especial. Um agradecimento especial à minha segunda madrinha, a Engenheira Daniela Palhares por ter sido o meu grande apoio ao longo destes 5 anos, desde o primeiro ao último dia e ao Engenheiro Tiago Magalhães pelo apoio constante e pelas palavras de incentivo nos momentos mais exigentes.

Gostaria também de agradecer à Câmara Municipal da Maia, e em particular ao Engenheiro Luís Gomes pela disponibilidade demonstrada para esta dissertação, pela documentação fornecida, pela informação transmitida durante a visita e, claro, pela autorização para usar a Torre Lídador como caso de estudo.

Aos amigos que fiz ao longo da faculdade, um agradecimento sentido por tornarem este percurso inesquecível. Ao João Bernardo e à Beatriz Jesus, que colocaram Resende no mapa e são, hoje, como membros da minha família. À Pauleta, pelas incontáveis risadas que sempre animavam os dias. Ao Luiz Coelho, pela amizade duradoura que começou no primeiro dia de aulas e se manteve firme até hoje.

Aos amigos de sempre, o meu reconhecimento por estarem presentes em todas as fases da minha vida. À Maria Filipa, pelo apoio incondicional ao longo dos anos, por partilhar todas as vitórias e ajudar a superar as maiores dificuldades. Aos meus grandes companheiros e irmãos João Pinheiro, Hugo Salta, Tomás Arrifana e Gonçalo Carrusca, por estarem sempre do meu lado e pelas incontáveis aventuras. A grande amizade que criámos foi essencial para tornar este percurso mais alegre e inesquecível.

Por fim, agradeço profundamente à minha família, o meu verdadeiro alicerce. Ao meu falecido tio Aníbal, ao meu padrinho Hugo Abreu, à tia Gena e ao Marco por nunca duvidarem do meu potencial. À minha madrinha Mariinha, a todos os meus tios e primos que tanto me ensinaram e moldaram. Crescer numa casa na qual, durante vários anos, fui o mais novo e poder contar com tantas pessoas exemplares tornou-me na pessoa que sou hoje. Ao meu avô Artur, que fez do seu sonho o meu e que, no mês em que celebra 100 anos, pode orgulhar-se de ver o seu neto tornar-se Engenheiro. Aos meus falecidos avós, avó Luísa, avô Mota e avô Zeza, que certamente estariam radiantes pelo meu percurso.

À minha tia Elsa, que sempre fez tudo por mim, mesmo nos momentos mais complicados. À minha irmã Ana, que desde cedo admirei e respeito profundamente, que sempre me ajudou quando precisei, sempre acreditou em mim quando nem eu acreditava. Ser o irmão mais novo nem sempre é fácil, mas quando nascemos com uma melhor amiga ao nosso lado, tudo se torna mais simples.

Aos meus pais, Isabel Severino e Hermínio Alves o meu mais profundo agradecimento por me ensinarem a ser quem sou e por serem, desde sempre, a minha maior motivação. Palavras nunca serão suficientes para expressar a gratidão que sinto por ter do meu lado duas pessoas tão extraordinárias. São e serão sempre a minha maior inspiração, a razão pela qual continuo a lutar, a crescer e a acreditar em mim. O Homem que sou hoje é apenas o reflexo das pessoas incríveis que foram ao longo das vossas vidas. Todo o orgulho que sentem por mim será, para sempre, retribuído com igual intensidade.

RESUMO

A resposta sísmica de edifícios de betão armado é fortemente influenciada pela presença de paredes de enchimento em alvenaria, embora estas sejam frequentemente negligenciadas ou abordadas de forma simplificada tanto na regulamentação vigente como, posteriormente, na modelação estrutural. Esta simplificação pode conduzir a estimativas imprecisas da rigidez global das estruturas, a alterações inesperadas nos seus modos de vibração e, em casos extremos, à ocorrência de mecanismos de colapso prematuro. O presente trabalho de investigação propõe-se a explorar esta temática, com foco na utilização de modelos baseados no conceito de biela equivalente como ferramenta simplificada para simular o comportamento das paredes de enchimento em alvenaria. Serão analisadas tanto propostas desenvolvidas por diversos autores, como abordagens incorporadas em regulamentos técnicos.

A investigação desenvolve-se a partir de três aspetos fundamentais. Numa primeira fase, procede-se a uma revisão bibliográfica abrangente, com destaque para a evolução histórica e conceptual dos modelos de biela equivalente, identificando pressupostos fundamentais, limitações e diferentes critérios de aplicação. A revisão literária inclui, ainda, uma análise de disposições regulamentares relevantes, nomeadamente as propostas pela 2.ª geração do Eurocódigo 8, como também por outros regulamentos internacionais de referência.

De seguida, procede-se a uma análise comparativa a nível local de diversas abordagens selecionadas, com foco particular na determinação da largura equivalente e rigidez axial da biela. Será considerada a influência de parâmetros geométricos e mecânicos da parede de enchimento em alvenaria e do pórtico de betão armado que a delimita. O estudo é suportado por representações gráficas e análises paramétricas, permitindo aferir a sensibilidade de cada modelo às variáveis impostas e identificar tendências de resposta entre diferentes abordagens.

Numa fase final, recorre-se a uma modelação numérica da Torre Lيدador, edifício pertencente à Câmara Municipal da Maia, selecionado como caso de estudo, com o intuito de avaliar o impacto da inclusão de bielas equivalentes na resposta sísmica global, em conformidade com diferentes abordagens retiradas do estudo da fase anterior. Serão avaliados parâmetros como a rigidez e resistência lateral do edifício, os deslocamentos relativos entre pisos, ou *drifts*, e as forças de corte ao nível da base da estrutura.

Os resultados obtidos evidenciam que uma modelação criteriosa das paredes de enchimento em alvenaria, mesmo através de métodos simplificados, pode alterar substancialmente a resposta sísmica global das estruturas. Este aspeto reforça a necessidade de uma abordagem mais informada e rigorosa no âmbito da Engenharia Sísmica. A presente dissertação contribui, assim, para identificar lacunas frequentes na prática corrente de projeto, propondo alternativas viáveis e fundamentadas para uma representação mais realista e adequada do comportamento das paredes de enchimento em alvenaria.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Sísmica, Paredes de Enchimento em Alvenaria, Biela Equivalente, Eurocódigo 8, Modelação Numérica.

ABSTRACT

The seismic response of reinforced concrete buildings is strongly influenced by the presence of masonry infill walls. However, these elements are often neglected or addressed in a simplified manner, both in current design codes and, subsequently, in structural modelling practices. Such simplifications can lead to inaccurate estimates of the global stiffness of the structure, unexpected changes in vibration modes, and, in extreme cases, the occurrence of premature collapse mechanisms.

This research aims to explore this issue, focusing on the use of models based on the equivalent strut Method as a simplified tool to simulate the behaviour of masonry infill walls. Both analytical models proposed by various authors and approaches integrated into technical design codes will be considered.

The study is structured around three main components. In the first phase, a comprehensive literature review is conducted, with emphasis on the historical and conceptual development of equivalent strut models. This review identifies key assumptions, limitations and different application criteria. It also includes an analysis of relevant code provisions, particularly those introduced in the second generation of Eurocode 8, as well as other international standards of reference.

The second phase comprises a comparative local-level analysis of selected modelling approaches, focusing on the estimation of the equivalent strut width and axial stiffness. The influence of both geometric and mechanical parameters of the masonry infill wall and the surrounding reinforced concrete frame is assessed. The study is supported by graphical representations and parametric analyses, which allow for the evaluation of each model's sensitivity to input parameters and the identification of response trends across different approaches.

In the final phase, a numerical model of the *Torre Lidador* building, owned by Maia City Council and selected as the case study, is developed to assess the impact of incorporating equivalent struts on the building's global seismic response. This model incorporates the different approaches previously studied. Structural parameters such as the lateral stiffness and strength of the building, interstorey drifts and base shear forces are evaluated.

The results demonstrate that a careful representation of masonry infill walls, even through simplified modelling strategies, can significantly change the global seismic response of structures. This finding highlights the need for a more informed and rigorous approach within the field of Earthquake Engineering. This dissertation thus contributes to addressing common gaps in current design practice by proposing viable alternatives for a more realistic and adequate representation of masonry infill walls.

KEYWORDS: Earthquake Engineering, Masonry Infill Walls, Equivalent Strut, Eurocode 8, Numerical Modelling.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XVII
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XIX

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.2.1. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.2.2. METODOLOGIA.....	2
1.2.3. CONTRIBUIÇÃO ESPERADA	3

2. ANÁLISE DO ESTADO DA ARTE 5

2.1. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA ENGENHARIA SÍSMICA	5
2.2. PAREDES DE ENCHIMENTO EM ALVENARIA.....	7
2.2.1. MODELAÇÃO DE PAREDES DE ENCHIMENTO	11
2.2.2. MODELOS COM UMA BIELA EQUIVALENTE	13
2.2.3. MODELOS DE MÚLTIPLAS BIELAS EQUIVALENTES.....	31
2.3. INTRODUÇÃO AO EUROCÓDIGO 8.....	37
2.3.1. 1.ª GERAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8.....	38
2.3.2. 2.ª GERAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8.....	39
2.4. REGULAMENTAÇÃO INTERNACIONAL	51
2.4.1. CANADÁ: CSA-S304-24.....	52
2.4.2. ITÁLIA: GAZZETTA UFFICIALE DELLA REPUBBLICA ITALIANA	56
2.4.3. NOVA ZELÂNDIA: PART C7 – MOMENT RESISTING FRAMES WITH INFILL PANELS	57

3. ANÁLISE DETALHADA DE MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES 63

3.1. COMPARAÇÃO DE MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES.....	63
3.1.1. MODELOS DE BIELA EQUIVALENTE RETIRADOS DA LITERATURA.....	63
3.1.2. MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES INTEGRADOS NOS REGULAMENTOS	75

4. MODELAÇÃO	83
4.1. ENQUADRAMENTO	83
4.1.1. CASO DE ESTUDO - TORRE LIDADOR	84
4.1.2. MODELO GERAL	85
4.1.3. MODELO COM PAREDES DE ENCHIMENTO	90
4.1.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	98
 5. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	 101
5.1. ENQUADRAMENTO	101
5.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS E <i>DRIFTS</i>	102
5.3. COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE CORTE EM DIFERENTES NÍVEIS	110
 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	 113
6.1. CONCLUSÕES	113
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	114
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 115
 ANEXOS	 121
A1 - PLANTAS DE ARQUITETURA – DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO	123
A2 - DESLOCAMENTOS POR PISO EM CADA PONTO	127
A3 - EVOLUÇÃO DE DRIFTS EM ALTURA	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Mecanismo <i>soft storey</i> , retirado de Puttatt (2019) e exemplo real, retirado de Furtado and De Risi (2020)	6
Figura 2 - Danos gerais causados pelo sismo de L'Aquila, retirado de Folena (2018)	6
Figura 3 - Danos sobre paredes em alvenaria causados pelo sismo de L'Aquila, retirado de Miyamoto (2013)	6
Figura 4 - Deslocamentos globais para diferentes exigências sísmicas, sem e com paredes de enchimento, retirado de Dias-Oliveira et al. (2022).....	8
Figura 5 - Modos de rotura em paredes de enchimento em alvenaria e no pórtico de betão armado, retirado de El-Dakhkhni et al. (2003)	10
Figura 6 - Representação do modelo da Biela Diagonal Equivalente, retirada de Lima et al. (2014) ..	11
Figura 7 - Macro e Micro-Modelação, retirado de Lourenço & Silva (2020)	13
Figura 8 - Geometria base da parede de enchimento, retirado de Asteris et al. (2011).....	14
Figura 9 - Ilustração do comprimento de contacto, retirado de Stafford Smith & Carter (1969)	15
Figura 10 - Rácio entre w e d , retirado de Abdelkareem et al. (2013).....	18
Figura 11 - Resultados experimentais, retirados de Al-Chaar et al. (2002).....	20
Figura 12 - Proposta de Al-Chaar (2002).....	21
Figura 13 - Modelo Histerético <i>Pivot</i> , retirado de Cavaleri & Di Trapani (2014).....	24
Figura 14 - Modelo de Cavaleri & Di Trapani (2014)	24
Figura 15 - Mecanismo proposto por Calì & Pantò (2014).....	25
Figura 16 - Mecanismos de falha, retirado de Calì & Pantò (2014)	26
Figura 17 - Representação de cada mecanismo de falha, retirado de Calì & Pantò (2014)	26
Figura 18 - Modelo de Mosalam & Günay (2015)	28
Figura 19 - Curva de Lamé resultante da equação (37), retirada de Mosalam & Günay (2015)	29
Figura 20 - Organograma retirado de Mosalam & Günay (2015)	29
Figura 21 - Modelação simples (a) e melhorada da mola (b), retirado de Mosalam & Günay (2015) ..	30
Figura 22 - <i>Drift</i> esperado quando se considera ou não a interação IP e OOP na direção longitudinal (a) e transversal (b), retirado de Mosalam & Günay (2015)	30
Figura 23 - Modelo de Chrysostomou (1991)	31
Figura 24 - Modelo de Saneinejad & Hobbs (1995).....	32
Figura 25 - Modelo de El-Dakhkhni et al. (2003)	32
Figura 26 - Modelo de Crisafulli & Carr (2007)	34
Figura 27 - Método de Rodrigues et al. (2010)	34
Figura 28 - Modelo de Donà et al. (2017)	35

Figura 29 - Modelo de Roosta & Liu (2022)	36
Figura 30 - Comparação entre diferentes modelos de múltiplas bielas, retirado de Bouarroudj & Boudaoud (2022).....	37
Figura 31 - Tipos de paredes de enchimento.....	41
Figura 32 - Escolha do Método de Modelação para enchimentos interativos	42
Figura 33 - Modelação com paredes de enchimento interativas.....	44
Figura 34 - Resistência e <i>drift</i> do painel (a) e modelo da biela comprimida (b), retirada de prEC8-1-2 (2025).....	45
Figura 35 - Fatores multiplicativos da Tabela 7.1	48
Figura 36 - (a) aberturas não armadas, (b) aberturas parcialmente armadas, (c) aberturas armadas, retirado de prEC8-1-2 (2025)	51
Figura 37 - Tabela retirada do CSA (2024) para a determinação de k.....	56
Figura 38 - Comportamento de uma parede de enchimento quando sujeita a cargas sísmicas, retirado de Haldar et al. (2013)	58
Figura 39 - Bielas concêntricas, retirado de ASCE (2014).....	60
Figura 40 - Bielas excêntricas, retirado de ASCE (2014).....	60
Figura 41 - Biela a 45° a atuar no topo do pilar esquerdo (barlavento) e na base do pilar direito (sotavento) para painéis de enchimento com elevados <i>aspect ratios</i> , retirado de Stavridis (2009).....	60
Figura 42 - Enchimentos com aberturas, retirado de ASCE (2014).....	61
Figura 43 - Enchimento parcial, retirado de NZ-C7 (2017)	61
Figura 44 - Largura da equivalente da biela (m), para o cenário base	66
Figura 45 - Rigidez axial e lateral da biela (kN/m), para o cenário base	66
Figura 46 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas espessuras	67
Figura 47 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas espessuras	67
Figura 48 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas secções de pilar	68
Figura 49 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas secções de pilar	68
Figura 50 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas secções de viga.....	70
Figura 51 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas secções de viga.....	70
Figura 52 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para três vãos distintos	71
Figura 53 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para três vãos distintos.....	71
Figura 54 - Alterações em w para exemplo de grupo pouco sensível, em m (Grupo 1).....	73
Figura 55 - Alterações em k para exemplo de grupo pouco sensível, em kN/m (Grupo 1)	73
Figura 56 - Alterações em w para exemplo de grupo equilibrado, em m (Grupo 2)	73
Figura 57 - Alterações em k para exemplo de grupo equilibrado, em kN/m (Grupo 2)	73
Figura 58 - Alterações em w para exemplo de grupo muito sensível, em m (Grupo 3).....	74

Figura 59 - Alterações em k para exemplo de grupo muito sensível, em kN/m (Grupo 3)	74
Figura 60 - Rácios entre a rigidez do modelo e do teste experimental, retirado de Pallarés et al. (2021)	75
Figura 61 - Representação típica de um diagrama força-deslocamento, segundo Panagiotakos & Fardis (1994)	76
Figura 62 - Relação força-deslocamento para o cenário original	77
Figura 63 - Relação força deslocamento para aumento da espessura	77
Figura 64 - Relação força deslocamento para aumento da secção do pilar	77
Figura 65 - Relação força deslocamento para aumento da secção da viga.....	77
Figura 66 - Alterações na rigidez da parede (kN/m) para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)	78
Figura 67 - Alterações na resistência da parede (kN) para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)	78
Figura 68 - Alterações nos drifts (%) da parede para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)	79
Figura 69 - Alterações na resistência da parede (kN/m) para diferentes cenários (CSA, 2024)	79
Figura 70 - Alterações na resistência da parede (kN) para diferentes cenários (CSA, 2024)	79
Figura 71 - Alterações nos drifts (%) da parede para diferentes cenários (CSA, 2024).....	80
Figura 72 - Diferenças na rigidez, em kN/m consoante a abordagem utilizada	81
Figura 73 - Diferenças na resistência (kN), consoante a abordagem.....	82
Figura 74 - Diferenças no drift (%), consoante a abordagem	82
Figura 75 - Edifício em conceção	84
Figura 76 - Edifício finalizado	84
Figura 77 - Variação da secção transversal de um pilar em altura.....	86
Figura 78 - Pormenor da laje corrente aligeirada.....	86
Figura 79 - Comparação entre modelo geral e imagem real	87
Figura 80 - Pormenor da discretização da malha num piso tipo (com pilares seleccionados)	88
Figura 81 - Planta arquitetónica original de um piso tipo	88
Figura 82 - Representação simplificada das paredes de enchimento	89
Figura 83 - Pormenor das Bielas e dos Pilares Fictícios	91
Figura 84 - Resumo dos valores extremos de rigidez.....	99
Figura 85 - Resumo dos valores extremos de espessura a colocar no programa	99
Figura 86 - Pontos usados na comparação, num piso tipo.....	102
Figura 87 - Pontos usados na comparação, num exemplo de piso com recuo da laje (cobertura) ...	102
Figura 88 – Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 100E1X+30E1Y, modelo geral .	103
Figura 89 - Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 100E1X+30E1Y, modelo geral	103

Figura 90 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 100E1X+30E1Y, Eurocódigo 8 ..	104
Figura 91 - Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 100E1X+30E1Y, Eurocódigo 8	104
Figura 92 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 30E1X+100E1Y, modelo geral...	105
Figura 93 – Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 30E1X+100E1Y, modelo geral	105
Figura 94 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 30E1X+100E1Y, Eurocódigo 8 ..	105
Figura 95 - Deslocamentos(m)do ponto à esquerda na combinação 30E1X+100E1Y, Eurocódigo 8	105
Figura 96 - Comparação de <i>Drifts</i> no ponto à direita, 100E1X+30E1Y	106
Figura 97 - Comparação de <i>Drifts</i> no ponto central, 100E1X+30E1Y	106
Figura 98 - Percentagem entre o <i>drift</i> do modelo sem paredes e o <i>drift</i> do modelo com paredes (ponto à direita, 100E1X+30E1Y)	107
Figura 99 - Comparação de <i>Drifts</i> no ponto à direita, 30E1X+100E1Y	109
Figura 100 - Comparação de <i>Drifts</i> no ponto central, 30E1X+100E1Y	109
Figura 101 - Percentagem entre o <i>drift</i> do modelo sem paredes e o <i>drift</i> do modelo com paredes (ponto à direita, 30E1X+100E1Y)	110
Figura 102 - Força em OX, 100E1X+30E1Y (Rés-do-chão)	111
Figura 103 - Força em OX, 30E1X+100E1Y (Rés-do-chão)	111
Figura 104 - Força em OY, 100E1X+30E1Y (Rés-do-chão)	111
Figura 105 - Força em OY, 30E1X+100E1Y (Rés-do-chão)	111
Figura 106 - Força em OX, 100E1X+30E1Y (Piso 3).....	112
Figura 107 - Força em OX, 30E1X+100E1Y (Piso 3).....	112
Figura 108 - Força em OY, 100E1X+30E1Y (Piso 3).....	112
Figura 109 - Força em OY, 30E1X+100E1Y (Piso 3).....	112

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo dos modelos da biela diagonal equivalente	22
Tabela 2 - Limites do <i>drift</i> em edifícios com paredes de enchimento, adaptado da Tabela 7.1 do prEC8-1-2 (2025)	48
Tabela 3 - Coeficientes a, b, c e d para o cálculo da resistência ao corte de painéis de enchimento com aberturas, adaptada da Tabela 7.2 do prEC8-1-2 (2025)	50
Tabela 4 - Parâmetros geométricos e mecânicos base do pórtico e da parede de enchimento	63
Tabela 5 - Parâmetros resultantes dos parâmetros geométricos e mecânicos do pórtico e da parede	64
Tabela 6 - Resultados da largura equivalente e rigidez axial dos modelos considerados	65
Tabela 7 - Resultados do aumento do vão de 5 para 7 metros	72
Tabela 8 - Cargas Permanentes e Sobrecargas	85
Tabela 9 – Resultados obtidos da análise modal, modelo sem paredes de alvenaria	89
Tabela 10 - Resultados obtidos da análise modal, modelo de Panagiotakos & Fardis	92
Tabela 11 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (F&P vs prEC8)	93
Tabela 12 - Resultados obtidos da análise modal, modelo do Eurocódigo 8 provisório	94
Tabela 13 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (prEC8 vs CSA)	95
Tabela 14 - Resultados obtidos da análise modal, modelo do Regulamento do Canadá	96
Tabela 15 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (prEC8 vs D&L)	97
Tabela 16 - Resultados obtidos da análise modal, modelo de Durrani & Luo	98

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Símbolos Latinos em Maiúsculas:

A_0	Área efetiva de contacto;
A_{alv}	Área transversal da parede de enchimento em alvenaria;
A_{e_alv}	Área da secção transversal efetiva da parede em alvenaria;
A_{op}	Área da abertura do painel de enchimento;
A_{pilar}	Área da secção transversal do pilar;
A_{t_tot}	Área bruta de um painel de enchimento equivalente sem aberturas;
A_{viga}	Área da secção transversal da viga;
A_{uc}	Porção não fendilhada da área efetiva da secção transversal da parede que proporciona capacidade de ligação por corte;
C	Força de compressão na alvenaria que atua perpendicularmente ao plano de deslizamento;
E_{alv}	Módulo de elasticidade da parede de enchimento em alvenaria;
E_{biela}	Módulo de elasticidade da biela;
E_h	Módulo de elasticidade secante horizontal da alvenaria;
E_{port}	Módulo de elasticidade do pórtico de betão armado;
E_v	Módulo de elasticidade secante vertical da alvenaria;
F_{CR}	Força de corte de fendilhação de uma parede de enchimento em alvenaria
$F_{c,y}$	Força de cedência à compressão;
F_{lim}	Força limite em relação às molas longitudinais que simulam deslizamento entre elementos;
F_{max}	Força máxima atingida na parede de enchimento em alvenaria;
F_{res}	Força residual da parede de enchimento em alvenaria;
$F_{t,y}$	Força de cedência de tração;
F_v	Resistência ao corte diagonal;
G_{alv}	Módulo de distorção da parede de enchimento em alvenaria;

H	Altura do pórtico de betão armado, medida entre eixos das vigas;
I_{pilar}	Momento de inércia do pilar adjacente;
I_{viga}	Momento de inércia da viga adjacente;
$K_{alv,i,j}$	Rigidez para paredes de enchimento (no vão i do piso j), em edifícios cuja distribuição seja regular em altura;
K_{ap}	Rigidez secante que caracteriza a biela equivalente;
K_{deg}	Rigidez da parede de enchimento em alvenaria em fase de degradação;
K_{diag_mola}	Rigidez inicial elástica das molas diagonais;
K_{el}	Rigidez elástica de uma parede de enchimento em alvenaria;
K_E	Fator utilizado no cálculo do módulo de elasticidade secante a curto prazo da alvenaria constituída por uma dada unidade;
K_p	Rigidez inicial da parede de enchimento pelo modelo de Calìo & Pantò (2014);
M_f	Momento fletor de cálculo numa determinada secção em análise;
M_{OOP}	Resistência à flexão fora do plano;
M_{OOP_0}	Resistência à flexão sem a consideração de ações no plano;
M_{pb}	Momento plástico da secção da viga;
M_{pc}	Momento plástico da secção do pilar;
M_{pj}	Mínimo das capacidades últimas do pilar, viga ou ligação entre eles;
P_{biela}	Força de compressão na alvenaria não armada, que atua perpendicularmente ao plano de deslizamento;
P_d	Força de compressão axial na secção em análise;
P_{IP}	Resistência axial no plano;
P_{IP_0}	Resistência axial sem consideração das forças fora do plano;
$P_{IP,C}$	Capacidade resistente máxima no plano;
$P_{OOP,C}$	Capacidade resistente máxima fora do plano;
R_{sym}	Fatores usados para caracterizar a regularidade no plano da disposição espacial das paredes de enchimento;
T_1	Período predominante da estrutura na direção a considerar;

T_B	Período de vibração do canto inferior do intervalo de aceleração espectral constante;
T_{uni}	Tensão uniformemente distribuída a assumir para as paredes em alvenaria com vão vertical;
$V_{ap,Rd}$	Resistência de cálculo ao corte das paredes de enchimento;
V_{Ed}	Força de corte das ações sísmicas em todos os elementos verticais da estrutura primária do piso em análise;
V_f	Força de corte numa secção em análise.

Símbolos Latinos em Minúsculas:

b	Fator de distribuição da tensão de corte;
c	Coesão na interface de deslizamento dos elementos;
d	Comprimento da diagonal da parede de enchimento em alvenaria;
d_r	Deslocamento de um ponto do modelo estrutural calculado pelo espectro reduzido associado ao dimensionamento sísmico;
$d_{r,SD}$	Diferença entre os deslocamentos laterais d_s do centro de massa no topo e na base desse piso, se o edifício não for torsionalmente flexível e se o centro de massa no topo e na base de um piso não estiverem alinhados na vertical;
d_s	Deslocamento de um ponto da estrutura;
d_v	Altura efetiva para a verificação da resistência ao esforço transversal;
f_b	Resistência à compressão normalizada das unidades de alvenaria;
f_k	Resistência característica à compressão da alvenaria;
f_m	Resistência média à compressão da argamassa;
f'_m	Resistência à compressão da alvenaria, perpendicular ao plano de assentamento aos 28 dias;
f'_{m-0}	Resistência da alvenaria paralela às juntas de assentamento;
f'_{m-90}	Resistência da alvenaria perpendicular às juntas de assentamento;
f_t	Resistência à tração da alvenaria;
f_v	Tensão média de corte na parede atingida na resistência máxima;

f_{v0}	Resistência ao corte sob uma compressão nula, determinado experimentalmente;
f_{vk0}	Resistência característica inicial à força de corte do painel de enchimento de alvenaria, quando sujeito a compressão vertical nula;
h_{alv}	Altura da parede de enchimento em alvenaria;
h_{op}	Altura da abertura numa parede de enchimento em alvenaria;
h_{viga}	Altura da viga;
k_{int}^{solid}	Rigidez de um painel de enchimento equivalente com painel sólido;
l_{alv}	Comprimento da parede de enchimento em alvenaria;
$l_{alv,left}$	Comprimento de uma parede de enchimento paralela ao eixo (x ou y) situado à esquerda desse eixo;
$l_{alv,right}$	Comprimento de uma parede de enchimento paralela ao eixo (x ou y) situado à direita desse eixo;
l_{op}	Comprimento da abertura de uma parede de enchimento em alvenaria;
q	Coefficiente de comportamento do sistema estrutural;
q_{disp}	Fator de comportamento ao deslocamento;
t	Espessura de uma parede, pilar ou viga, consoante o caso, tendo em conta qualquer redução de espessura resultante de juntas rebaixadas, roços ou entalhes; espessura efetiva do elemento, considerando igualmente qualquer redução da espessura resultante da presença de juntas rebaixadas;
t_{alv}	Espessura da parede de enchimento em alvenaria;
t_e	Soma das espessuras das duas faces externas para blocos ocos ou semissólidos não totalmente preenchidos com argamassa, e a espessura da parede para blocos maciços ou blocos totalmente preenchidos ocos ou semissólidos;
t_n	Espessura do painel de enchimento. A espessura efetiva (“ <i>net thickness</i> ”) do painel de enchimento é a espessura mínima da área da secção transversal do painel. Para um painel de enchimento maciço ou totalmente preenchido com argamassa, este corresponde à espessura total da parede. Já para painéis não preenchidos ou parcialmente preenchidos, corresponde à espessura efetiva das unidades de alvenaria;
$u_{c,u}$	Deslocamento último devido à compressão;
$u_{t,u}$	Deslocamento último devido à tração;

w	Largura equivalente da biela utilizada para simular a parede de enchimento em alvenaria;
w_{eff}	Largura efetiva da biela equivalente.

Símbolos Gregos em Maiúsculas:

ΔV_{Rw}	Redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso, em relação ao piso com mais paredes de enchimento acima dele.
-----------------	--

Símbolos Gregos em Minúsculas:

α	Comprimento de contacto da parede com o pórtico, quando o sistema é submetido a cargas horizontais;
$\alpha_1; \alpha_2$	Nível de força correspondente aos pontos principais de pivotagem durante a descarga nos primeiro e terceiro quadrantes associados a tração e compressão, respetivamente;
α_a	Quociente entre a área das aberturas e a área do painel de enchimento;
α_h	Comprimento de contacto vertical;
α_l	Comprimento de contacto horizontal;
$\alpha_{l_{op}}$	Quociente entre o comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento;
β	Parâmetro adimensional de relação de características da parede e do pórtico;
$\beta_1; \beta_2$	Parâmetros que controlam o grau de <i>pinching</i> , ou seja, a redução da área do ciclo histerético;
γ_g	Fator que permite ter em consideração paredes preenchidas parcialmente com argamassa, ou não preenchidas de todo, construídas com blocos ociosos ou semissólidos;
γ_M	Coefficiente parcial de segurança para o estado limite SD (Dano Significativo);
θ	Inclinação da biela diagonal equivalente;
λ	Parâmetro adimensional da rigidez característica;
λ_{mola}	Distância entre molas no modelo de Calìo & Pantò (2014);
μ	Coefficiente de atrito;

μ_c	Coeficiente de atrito que define a contribuição das tensões de compressão, determinado experimentalmente;
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i> da alvenaria;
ν_d	Coeficiente de <i>Poisson</i> na direção diagonal;
ν_m	Resistência ao corte proporcionada pela alvenaria;
ρ_{op}	Fator para se contabilizar a presença de aberturas numa parede de enchimento;
σ_c	Tensão de cedência à compressão;
$\sigma_{m,c}$	Tensão média de compressão;
σ_n	Tensão de compressão;
σ_t	Tensão de cedência à tração;
τ_{CR}	Tensão de corte de fendilhação da parede de enchimento em alvenaria;
φ_m	Fator de resistência da alvenaria;
φ_{st}	Fator utilizado para se contabilizar a redução da rigidez da biela diagonal.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E MOTIVAÇÃO

O dimensionamento sísmico de edifícios de betão continua a constituir um dos maiores desafios da Engenharia de Estruturas na atualidade, especialmente em regiões com atividade sísmica intensa. Os diversos eventos sísmicos registados nas últimas décadas têm evidenciado vulnerabilidades inequívocas nas construções contemporâneas, revelando que o desempenho efetivo dos edifícios face aos sismos nem sempre corresponde às expectativas estabelecidas na fase de projeto. São frequentes os casos em que os elementos não estruturais, nomeadamente as paredes de enchimento, contribuem de forma significativa para a integridade estrutural dos edifícios.

Tradicionalmente encaradas como elementos de compartição, as paredes de enchimento, em particular as executadas em alvenaria, começam a evidenciar um crescente protagonismo na Engenharia Sísmica. Esta mudança de paradigma decorre tanto da análise dos efeitos provocados por sismos recentes, como dos resultados de investigações científicas, que demonstram que a interação entre elementos estruturais e não estruturais pode alterar significativamente o comportamento dinâmico dos edifícios, influenciando a sua resposta dinâmica e o comportamento sísmico.

No contexto normativo europeu, têm-se verificado desenvolvimentos relevantes no sentido de uma maior integração do contributo das paredes de enchimento em alvenaria no processo de dimensionamento sísmico. O Eurocódigo 8, norma de referência nesta matéria, tem sido alvo de atualizações de modo a refletir de forma mais rigorosa e metódica o papel destes elementos não estruturais. A segunda geração do Eurocódigo 8, referida neste documento como prEC8-1-1 (2024) ou prEC8-1-2 (2025), dependendo da parte (Eurocódigo 8 provisório, visto que ainda se encontra em fase de desenvolvimento e não foi publicado), propõe abordagens inovadoras que visam facilitar a inclusão dos efeitos das paredes de enchimento nas análises estruturais e no dimensionamento sísmico. Estas propostas têm o intuito de reforçar a versatilidade e adequação dos modelos numéricos, de modo a garantir, na fase de utilização dos edifícios projetados com base nestas normas, níveis acrescidos de segurança e eficiência.

Neste contexto, emerge como necessidade aprofundar o estudo acerca da modelação das paredes de enchimento em alvenaria. A sua correta representação nos modelos estruturais pode ter um impacto significativo tanto na redistribuição de esforços internos, como na mitigação de modos de colapso indesejados, frequentemente observados em estruturas danificadas pela ação sísmica.

A relevância deste tema ultrapassa o domínio académico, assumindo uma dimensão prática e social crítica, ao influenciar diretamente a segurança pública e a resiliência do parque edificado. Compreender os desafios e as limitações da regulamentação em vigor, bem como os seus efeitos na prática do

dimensionamento estrutural aos sismos constitui um passo essencial para a evolução da Engenharia Sísmica.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

1.2.1. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação tem como objetivo principal analisar a influência das paredes de enchimento na modelação estrutural durante a fase de dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado. O estudo incide particularmente sobre a evolução normativa, tanto a nível europeu como internacional, e a forma como esta se reflete na prática da Engenharia Estrutural. Deste modo, estabeleceram-se os seguintes objetivos:

- Comparar diferentes abordagens tradicionais para se incorporar as paredes de enchimento no modelo;
- Comparar as abordagens do Eurocódigo 8 em vigor e da nova geração deste documento;
- Avaliar as metodologias propostas por regulamentos internacionais;
- Investigar de que forma a inclusão das paredes de enchimento na modelação estrutural afeta a distribuição dos esforços internos e a rigidez global do edifício;
- Modelar uma estrutura real, no *software* numérico SAP2000 (CSI, 2025) integrando as diferentes estratégias de modelação que serão apresentadas;
- Quantificar as variações nos resultados obtidos entre as várias abordagens;
- Realçar o contributo prático dos diferentes modelos, com especial destaque do prEC8, para o dimensionamento sísmico;
- Formular recomendações que contribuam para uma mais adequada modelação numérica de edifícios de betão armado com paredes de enchimento.

1.2.2. METODOLOGIA

A metodologia adotada na presente dissertação assenta em três etapas fundamentais, que visam assegurar uma abordagem sistemática e abrangente do tema em estudo.

Inicialmente, é feito um levantamento crítico de literatura científica relevante sobre a interação entre pórticos de betão armado e paredes de enchimento, complementada pela análise das principais normas internacionais, com especial ênfase nas duas versões do Eurocódigo 8.

Com base neste estudo, será feita uma análise comparativa entre abordagens propostas por vários autores acerca da inclusão das paredes de enchimento em modelos numéricos, de modo a perceber que parâmetros mais influenciam a resposta em estudo, e as diferenças dos resultados entre os vários métodos. A esta análise será acrescentada uma comparação entre abordagens relevantes retiradas de diferentes regulamentos, entre os quais o Eurocódigo 8 provisório.

Por fim, e com base no estudo anterior, serão selecionados modelos para serem considerados numa análise numérica global de um caso de estudo real, modelado no SAP2000, de modo a comparar os efeitos provocados pelas diferentes formas de modelação dos elementos não estruturais. Os resultados serão interpretados, identificando-se as principais limitações e desafios encontrados e formulando-se recomendações práticas para a aplicação não só da nova regulamentação europeia, mas também dos diferentes modelos em análise.

1.2.3. CONTRIBUIÇÃO ESPERADA

Pretende-se que esta dissertação contribua para melhorar práticas na aplicação da nova regulamentação europeia, bem como das diferentes propostas já existentes, oferecendo:

- Uma comparação quantitativa entre metodologias de modelação atualmente utilizadas e aquelas propostas pelo Eurocódigo 8 provisório;
- Diretrizes claras acerca da influência da inclusão das paredes de enchimento em alvenaria em análises sísmicas locais e globais;
- Uma reflexão crítica sobre a aplicabilidade das novas disposições regulamentares, com vista a apoiar a sua implementação pela comunidade técnica e científica.

2

ANÁLISE DO ESTADO DA ARTE

2.1. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA ENGENHARIA SÍSMICA

A Engenharia Sísmica tem registado avanços significativos nas últimas décadas, impulsionada por um crescente volume de investigação científica e por lições retiradas de eventos sísmicos marcantes. Esta evolução exige uma constante atualização dos regulamentos técnicos, no sentido de acompanhar o progresso do conhecimento nesta área e, por sua vez, melhorar a avaliação da segurança, tanto das novas construções, como das já existentes.

Entre os diversos tópicos que têm vindo a ganhar relevo neste domínio da Engenharia Sísmica, destaca-se a crescente valorização do papel das paredes de enchimento em alvenaria nas estruturas de betão armado. Tradicionalmente classificadas como elementos não estruturais, estas paredes são frequentemente excluídas do processo de dimensionamento sísmico, sendo considerada apenas a contribuição do seu peso próprio nos modelos de cálculo. No entanto, evidências experimentais e observações após eventos sísmicos têm vindo a demonstrar que a sua presença pode influenciar de forma significativa a resposta global das estruturas, sobretudo quando inseridas em edifícios com sistemas resistentes baseados em pórticos de betão armado.

A importância destes elementos foi amplamente difundida na sequência de diversos eventos sísmicos históricos. No sismo de Izmit, na cidade turca de Kocaeli, em 1999, o colapso de inúmeros edifícios de betão armado foi, em muitos casos, atribuído à ausência de paredes de enchimento ao nível do rés do chão (Yatağan, 2011). Este fenómeno, em conjunto com a reduzida rigidez dos elementos verticais face às vigas, induz um mecanismo conhecido como *soft storey* (Puttatt, 2019), ilustrado na Figura 1, com concentrações de deformações que resultariam em falhas localizadas e colapsos totais.

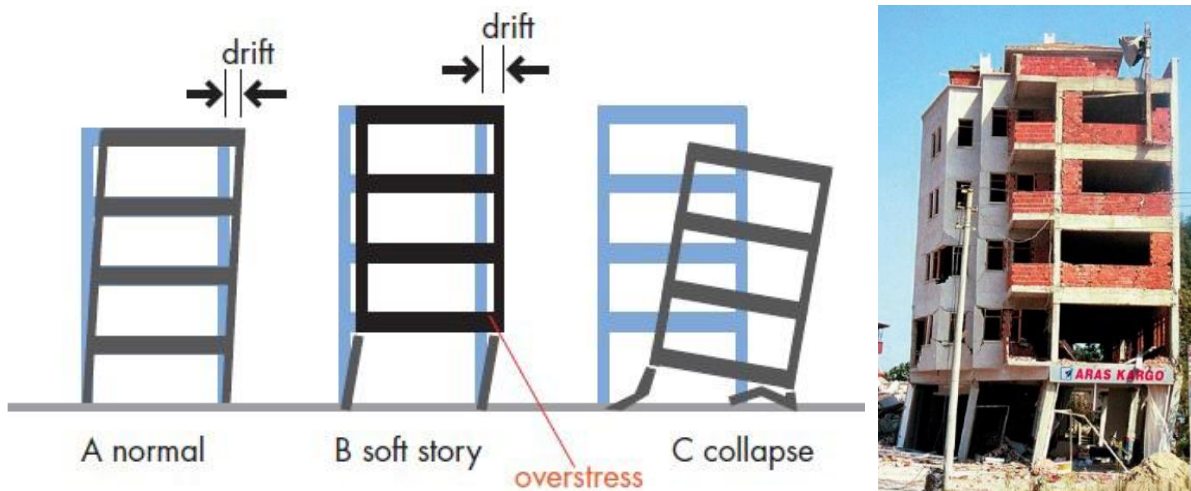


Figura 1 - Mecanismo *soft storey*, retirado de Puttatt (2019) e exemplo real, retirado de Furtado and De Risi (2020)

De forma análoga, no sismo de L'Aquila, em Itália, no ano de 2009, observaram-se danos severos em paredes de alvenaria que apresentavam deficientes ligações aos pórticos de betão armado adjacentes (Palermo et al., 2014). Estas condições provocaram instabilidades relevantes, resultando em diversos colapsos parciais ou totais, como se pode ver na Figura 2 e na Figura 3. Estes dois exemplos de eventos sísmicos marcantes ilustram a clara relevância da interação entre as paredes de enchimento de alvenaria e a estrutura principal sob o efeito da ação sísmica.



Figura 2 - Danos gerais causados pelo sismo de L'Aquila, retirado de Folena (2018)



Figura 3 - Danos sobre paredes em alvenaria causados pelo sismo de L'Aquila, retirado de Miyamoto (2013)

Como referido anteriormente, as paredes de enchimento, em particular as em alvenaria, podem ter um impacto relevante no comportamento dinâmico de um sistema estrutural. A sua presença aumenta a rigidez do edifício, o que pode contribuir para um melhor desempenho resistente face a solicitações horizontais. Por outro lado, esta rigidez adicional nem sempre se encontra distribuída de forma homogênea, podendo estas irregularidades originar descontinuidades e concentrações de esforços que

favorecem mecanismos de colapso indesejados, tais como o mecanismo de *soft-storey*, descrito previamente, ou ainda efeitos de torção acentuados e colapsos progressivos.

Neste contexto, torna-se evidente a necessidade de aprofundar o conhecimento acerca do comportamento das paredes de enchimento em alvenaria e a sua influência na resposta estrutural dos edifícios de betão armado. Compreender esta interação é fundamental para que se possam potenciar as vantagens garantidas pela utilização destes elementos, mitigando, em simultâneo, os riscos que lhe estão associados.

À medida que a investigação científica nesta área de estudo progride, é expectável que os regulamentos técnicos acompanhem essa evolução, incorporando disposições específicas que reflitam os novos conhecimentos sobre a influência das paredes de enchimento. As inclusões progressivas de critérios relacionados com estes elementos secundários demonstram a crescente preocupação em tratar estes problemas de forma mais sistemática e eficaz, visando soluções construtivas mais seguras e resilientes.

Surge assim um conjunto de questões técnicas de elevada relevância, tais como:

- Qual o tipo de modelação adequado para representar da melhor forma o comportamento das paredes de enchimento em alvenaria, tendo em conta a sua natureza não linear de difícil caracterização?
- De que forma os diferentes artigos científicos e regulamentos internacionais abordam esta modelação?
- Que diferenças surgem, tanto na modelação numérica, como, posteriormente, nos resultados obtidos, consoante o tipo de representação utilizada?

O presente capítulo tem como objetivo analisar o estado da arte nesta área, identificando os principais avanços existentes acerca da inclusão das paredes de enchimento em alvenaria nos modelos numéricos utilizados em dimensionamento sísmico, mas também os desafios associados. Serão exploradas diferentes metodologias de modelação, bem como as disposições regulamentares atualmente em vigor ou em fase de desenvolvimento, tanto a nível nacional como internacional.

O objetivo principal é proporcionar uma visão crítica e abrangente do tema, clarificando os desafios técnicos que persistem e tentando antecipar soluções viáveis para uma posterior incorporação coerente nos processos de dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado. Importa ainda mencionar que a presente dissertação se focará, essencialmente, no comportamento no plano (*in-plane*) das paredes de enchimento em alvenaria, já que este se encontra mais diretamente relacionado com a interação estrutural global. Embora o comportamento fora do plano (*out-of-plane*) seja igualmente relevante, este será apenas referido de forma breve, sem o mesmo grau de profundidade, por se encontrar fora do âmbito principal deste estudo.

2.2. PAREDES DE ENCHIMENTO EM ALVENARIA

Como é reconhecido na prática de Engenharia em Portugal, as paredes de enchimento utilizadas na construção de edifícios de betão armado, maioritariamente com a função de compartimentação, são, em grande parte dos casos, compostas por alvenaria de tijolo cerâmico furado, sem qualquer tipo de armadura, ou por blocos de betão, ocos ou preenchidos, mais frequentes em construções recentes. Estes elementos, como já referido, têm revelado um impacto significativo no comportamento sísmico global das estruturas. De forma recorrente, a sua presença é negligenciada, considerada apenas para o cálculo das cargas existentes a aplicar no edifício, aquando do seu dimensionamento e modelação, procedimento que se considera, normalmente, ser do lado da segurança. No entanto, inúmeros estudos comprovam que

a interação entre as paredes de enchimento em alvenaria e os pórticos de betão, nas quais estas se inserem, altera substancialmente a rigidez lateral, a resistência global e a forma como as forças sísmicas são redistribuídas. Na Figura 4, proveniente de Dias-Oliveira et al. (2022), é ilustrada a diferença entre o comportamento de um pórtico simples (*Bare Frame*) e um pórtico preenchido por paredes de enchimento (*Infilled Frame*).

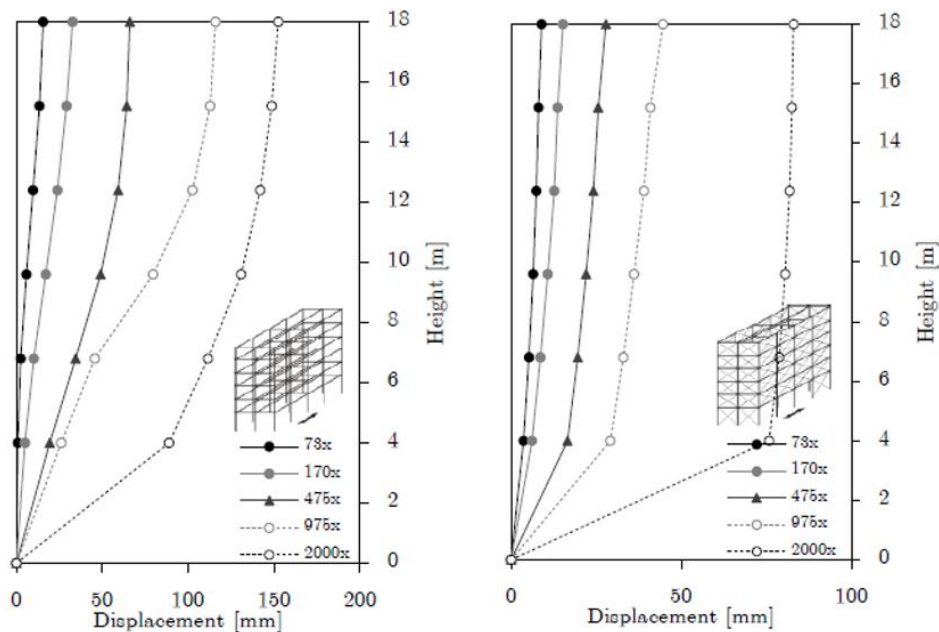


Figura 4 - Deslocamentos globais para diferentes exigências sísmicas, sem e com paredes de enchimento, retirado de Dias-Oliveira et al. (2022)

Através da análise da figura, observa-se que, no primeiro caso, as deformações horizontais são significativamente superiores e se encontram distribuídas de modo mais uniforme ao longo da altura do edifício em estudo. Por sua vez, com a presença de paredes de enchimento (segundo gráfico), as deformações tendem a concentrar-se em níveis específicos, nomeadamente aos 4 metros de altura, o que promove a ocorrência de mecanismos de colapso localizado (como o mecanismo *soft storey*), particularmente evidente sob ações sísmicas mais intensas.

Apesar dos benefícios inerentes à presença deste tipo de elementos, nomeadamente o aumento de rigidez lateral e da resistência global, a sua inclusão pode também induzir diversos efeitos adversos. Entre os mais relevantes, destacam-se a degradação da capacidade dissipativa de energia por parte do sistema, já que as paredes tendem a comportar-se de forma frágil quando sujeitas a solicitações sísmicas críticas (Demetrios & Karayannis, 2008). Para além disso, uma distribuição não uniforme das paredes de enchimento pode causar irregularidades em planta, induzindo efeitos de torção, ou em altura, comprometendo o comportamento global da estrutura (Pallarés et al., 2021). A interação entre os elementos não estruturais e os pórticos pode, também, gerar concentrações de esforços transversos indesejados nos elementos estruturais (vigas, pilares e ligações entre os dois), o que aumenta consideravelmente o risco de danos locais. Adicionalmente, estruturas com elevadas quantidades de paredes em alvenaria tendem a apresentar frequências naturais mais elevadas, devido ao aumento da rigidez, o que pode intensificar os esforços transmitidos às fundações durante um evento sísmico, face ao que foi considerado em fase de projeto.

Para além disso, a presença das paredes de enchimento pode tornar as estruturas mais suscetíveis a modos de colapso menos comuns em sistemas estruturais mais simples, como em estruturas *Bare Frame*. Frequentemente, os painéis de alvenaria sofrem danos consideráveis, sobretudo quando não foram dimensionados para resistir a esforços horizontais. Na Figura 5, retirada de El-Dakhakhni et al. (2003), encontram-se apresentados os cinco modos de rotura mais comuns, tanto a nível das paredes de enchimento, como do pórtico de betão armado no qual estas se inserem, identificados com base em estudos analíticos e observações experimentais sob ações sísmicas intensas e que correspondem a:

- (a) Rotura por esmagamento nos cantos: caracteriza-se pelo colapso localizado da alvenaria em pelo menos um dos cantos do painel, normalmente associada a blocos de baixa resistência em contacto com nós frágeis do pórtico de betão armado;
- (b) Modo de deslizamento por corte: ocorre quando as juntas horizontais cedem ao esforço transversal, geralmente devido à baixa resistência da argamassa, sendo este fenómeno mais frequente em painéis confinados por pórticos muito rígidos;
- (c) Modo de compressão diagonal: manifesta-se pelo esmagamento da zona central do painel como resultado de uma compressão diagonal intensa, sendo mais prevalente em painéis esbeltos, ou seja, de baixa espessura, que promovem a ocorrência de instabilidade fora do plano;
- (d) Modo de fissuração diagonal: uma fissura principal desenvolve-se ao longo da diagonal que liga ambas as extremidades opostas do painel de enchimento. Este modo ocorre frequentemente em pórticos com boa capacidade resistente, mas com ligações frágeis, preenchidos por paredes com elevada resistência;
- (e) Modo de rotura do pórtico: corresponde à formação de rótulas plásticas nos pilares ou nas ligações viga-pilar. É característico em pórticos pouco resistentes ou com nós fracos, que contrasta com painéis de alvenaria com elevada rigidez e resistência.

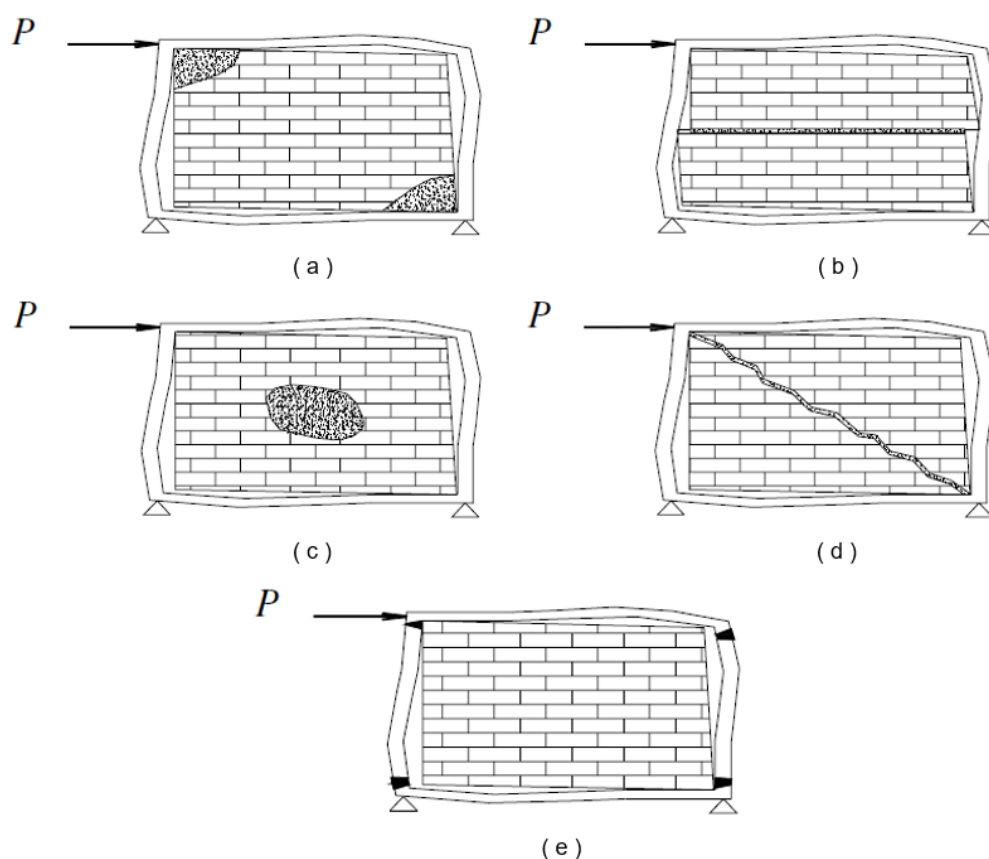


Figura 5 - Modos de rotura em paredes de enchimento em alvenaria e no pórtico de betão armado, retirado de El-Dakhakhni et al. (2003)

Considerando a generalização do uso das paredes de enchimento em alvenaria na construção atual, é imperativo incluir a sua influência nos modelos estruturais, dado o grande impacto que podem causar na resposta final global da estrutura. A sua omissão pode comprometer a segurança sísmica do edifício, conduzindo, em cenários extremos, a colapsos parciais ou até mesmo totais.

A modelação numérica destes elementos tem sido alvo de evoluções sistemáticas nas últimas décadas, de modo a acompanhar os avanços científicos e as exigências práticas da Engenharia Sísmica. A constante investigação nesta área tem permitido desenvolver múltiplos modelos de representação das paredes de enchimento, desde abordagens bastante simplificadas, até modelos de elevada complexidade, capazes de simular de forma mais realista o seu comportamento. No entanto, persistem diversas fontes de incerteza associadas a este tipo de modelação. Entre os diversos fatores que contribuem para esta incerteza, destaca-se, em primeiro lugar, a elevada variabilidade dos materiais que compõem uma parede de enchimento em alvenaria, tanto ao nível dos blocos utilizados, como das argamassas que os unem, cuja qualidade e homogeneidade dificilmente são controlados com o mesmo rigor de estrutura para estrutura, ou até mesmo dentro da construção do mesmo edifício. Adicionalmente, as ligações entre paredes e os elementos estruturais do pórtico (pilares e vigas) apresentam um comportamento altamente não linear, dependendo do historial de carregamento e do estado de dano acumulado. A ausência de armaduras em muitas paredes limita, de forma significativa, a sua capacidade de deformação e de redistribuição de esforços após o surgimento de danos locais, o que pode promover a ocorrência de modos de colapso súbitos (Vasconcelos et al., 2015). Por fim, a presença de aberturas, como portas e janelas, afeta também o comportamento da parede de enchimento, não só ao nível da rigidez, mas

também na forma como as fissuras se propagam e como se desenvolvem os mecanismos de rotura acima descritos (Mansouri et al., 2014). O seu posicionamento e as dimensões destacam-se como parâmetros essenciais a ter em consideração. Este grande leque de variáveis faz com que o desenvolvimento de um modelo universalmente aplicável seja entendido como uma tarefa de grande complexidade, o que obriga a uma calibração regular de modelos com base em resultados experimentais atualizados.

Entre as várias abordagens propostas ao longo dos anos, destaca-se o modelo da biela equivalente (também conhecido como modelo da escora diagonal), amplamente difundido na literatura técnica e integrado em diversos regulamentos internacionais. Este modelo será explorado em detalhe nas secções seguintes, nas quais será traçada uma linha de evolução que acompanha as principais modificações propostas de modelo para modelo ao longo do tempo. A seleção da metodologia mais adequada depende, invariavelmente, da complexidade do problema em causa, da disponibilidade de dados experimentais que permitam uma calibração rigorosa e dos recursos computacionais utilizados para a análise estrutural.

2.2.1. MODELAÇÃO DE PAREDES DE ENCHIMENTO

As paredes de enchimento em alvenaria integradas em pórticos de betão armado, apesar de consideradas como elementos não estruturais, por não serem concebidas com o propósito de resistir a cargas permanentes ou variáveis, têm, na realidade, um papel crucial na resposta sísmica das estruturas. Em situações de carregamentos horizontais relevantes, estas paredes tornam-se ativas, interferindo no comportamento global da estrutura. Esta interação altera a distribuição dos esforços internos, reduz os momentos fletores nos elementos do pórtico e provoca um aumento das cargas axiais nos pilares e nas vigas. Como consequência, contribuem para um aumento da rigidez e da resistência global, mas à custa de um decréscimo significativo da ductilidade do sistema.

Estudos clássicos como os de Polyakov (1956), Holmes (1961), Stafford Smith (1962) e Mainstone (1971) foram pioneiros ao demonstrar que, quando submetidas a cargas laterais, as paredes de enchimento se comportam de forma análoga a uma biela equivalente comprimida, que une as extremidades opostas do painel. Esta abordagem simplificada deu origem ao conceito de Biela Diagonal Equivalente, ilustrada na Figura 6, que continua a ser utilizado na atualidade, como será discutido no desenvolvimento desta dissertação.

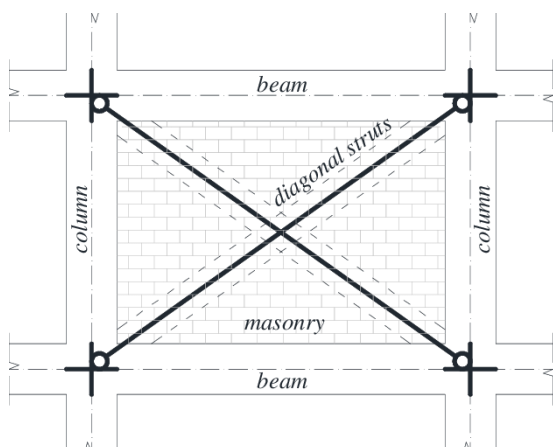


Figura 6 - Representação do modelo da Biela Diagonal Equivalente, retirada de Lima et al. (2014)

Os modelos da Biela Equivalente passaram a ser amplamente utilizados na engenharia sísmica para se estimar a largura eficaz (ou equivalente), a rigidez e a resistência da parede de enchimento em alvenaria. Vários estudos subsequentes contribuíram para o refinamento destes parâmetros, originando, assim, diferentes propostas para a sua definição. Algumas destas abordagens encontram-se igualmente em regulamentos internacionais como o FEMA-356 (2000) ou o ASCE (2014), comprovando-se a sua consolidação como ferramenta de modelação.

Apesar da evidente simplicidade desta abordagem de modelação, existe uma grande incerteza associada à definição da largura eficaz ou largura equivalente da biela, que depende de fatores como as características geométricas e mecânicas dos materiais (não só da parede, mas também do pórtico de betão armado que a delimita), a existência de aberturas e o tipo de ligação entre os dois elementos que interagem. Estas variáveis nem sempre são fáceis de quantificar de forma generalizada, o que leva à coexistência de múltiplos modelos empíricos ou semiempíricos, frequentemente calibrados com base em ensaios experimentais. Esta dependência de dados experimentais limita a aplicabilidade universal dos modelos e aumenta a probabilidade de ocorrência de erros na modelação de casos reais mais complexos (Lourenço, 1996), (Stavridis & Shing, 2010).

Deste modo, compreender as diferentes abordagens de cálculo da largura equivalente, rigidez, resistência e deslocamento ou *drift* associado à parede de enchimento revela-se uma tarefa essencial para uma modelação coerente e a mais representativa da realidade quanto possível. Esta secção propõe-se a avaliar os modelos considerados mais relevantes encontrados na vasta literatura deste tópico, acompanhando a evolução das diversas abordagens, desde meados dos anos 1960 até à atualidade.

Importa referir que todos os modelos que serão aprofundados se incluem na categoria dos macro-modelos, os quais, de acordo com Lourenço (1996) e Chagas (2023), consideram as várias componentes das paredes de enchimento em alvenaria como materiais homogêneos. Nesta abordagem geral, tanto os blocos de alvenaria, como a argamassa e a interface entre os dois são representados por um único elemento com propriedades equivalentes. Este tipo de modelação acaba por ser vantajoso, sobretudo em análises globais, pela simplicidade e baixo custo computacional que apresenta, o que permite a realização de estudos paramétricos e análises dinâmicas não lineares em modelos de edifícios completos (Lourenço, 1996).

Para além da macro-modelação, existe, como alternativa, a micro-modelação, que pode ser dividida em duas categorias principais: a micro-modelação simplificada, na qual os blocos de tijolo e as juntas de argamassa são discretizados como elementos contínuos e a interface é representada por elementos descontínuos; e a micro-modelação detalhada, na qual a junta de argamassa é modelada em conjunto com a interface, com recurso a elementos descontínuos. Estas abordagens mais refinadas permitem descrever com maior rigor (em comparação com macro-modelos) o comportamento local da alvenaria, incluindo fenómenos como o deslizamento ao longo das juntas de argamassa ou o esmagamento localizado nos blocos. Contudo, apresentam um custo computacional bastante mais elevado e exigem um conhecimento detalhado das propriedades dos materiais e das condições de ligação, que nem sempre é viável em condições de projeto (Lourenço, 2002), (Milani et al., 2009). Na Figura 7 é apresentado um esquema que sintetiza algumas diferenças entre os micro-modelos e os macro-modelos.

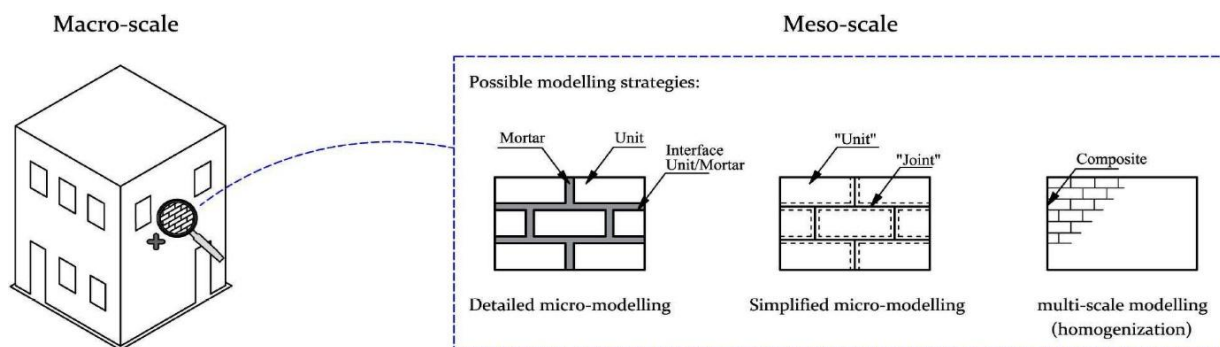


Figura 7 - Macro e Micro-Modelação, retirado de Lourenço & Silva (2020)

Como se verificou nos estudos de Crisafulli et al. (2000), os macro-modelos apresentam vantagens claras a nível de simplicidade computacional e de facilidade de implementação, tornando-se uma opção preferencial em análises globais. No entanto, esta representação simplificada não permite descrever com precisão os efeitos locais introduzidos no pórtico adjacente à parede de enchimento em alvenaria. Para superar esta limitação inerente aos macro-modelos, têm sido propostos diversos modelos baseados na utilização de múltiplas bielas, que procuram representar de forma mais realista a distribuição interna de esforços e a interação pórtico-parede de enchimento em diferentes fases do carregamento (Mosalam & Gunay, 2010). Estes modelos ainda não são tão utilizados em regulamentos internacionais como é o modelo da Biela Equivalente, mas constituem uma evolução natural da modelação simplificada.

2.2.2. MODELOS COM UMA BIELA EQUIVALENTE

Para começar, e apesar de não abordar diretamente a modelação por biela diagonal equivalente, as observações realizadas por Thomas (1953) em *“The strength of brickwork”* são amplamente reconhecidas por terem influenciado os desenvolvimentos iniciais para a compreensão do comportamento das paredes de enchimento em alvenaria, quando sujeitas a carregamentos laterais. Thomas verificou que, perante estas cargas horizontais, as paredes tendiam a desenvolver uma região de compressão diagonal, antecipando, ainda que de forma qualitativa, o conceito da biela equivalente. Esta ideia de substituir, na modelação, as paredes de enchimento por escoras diagonais foi formalmente proposta, pela primeira vez, por Polyakov (1956), tendo por base ensaios experimentais que comprovaram o desenvolvimento de forças de compressão diagonais nas paredes de enchimento inseridas em pórticos de betão armado. A distribuição destas forças levava à formação de um mecanismo resistente, idealizado como a biela equivalente, tornando-se esta a base conceptual para inúmeros modelos futuros.

Holmes (1961) prosseguiu esta investigação, estabelecendo uma abordagem mais quantitativa, na qual foi sugerida uma largura equivalente, w (em metros), igual a um terço do comprimento da diagonal da parede de enchimento, d , nas mesmas unidades, de acordo com a equação (1). Estes parâmetros encontram-se representados na Figura 8.

$$w = \frac{1}{3} \cdot d \quad (1)$$

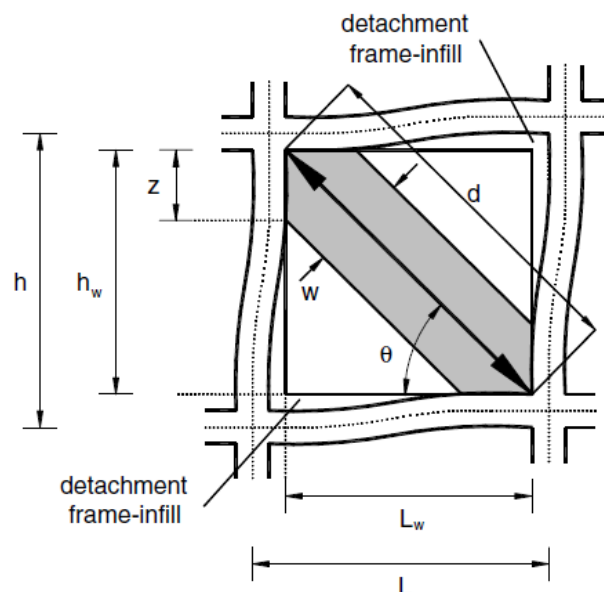


Figura 8 - Geometria base da parede de enchimento, retirado de Asteris et al. (2011)

Esta proposta, apesar da simplicidade evidente, foi uma das primeiras tentativas de quantificar a contribuição resistente da parede de enchimento em estudo através dos seus parâmetros geométricos que podem ser medidos diretamente. Neste modelo, assumia-se que a transferência de esforços entre os dois elementos ocorria de forma uniforme ao longo da biela diagonal.

Posteriormente, Stafford Smith (1962) e Stafford Smith & Carter (1969) complementaram os trabalhos anteriores com ensaios experimentais sobre pórticos metálicos, para os quais se avaliou, de forma mais sistemática, a influência das condições de contacto entre a parede de enchimento e o pórtico, neste caso, de aço. Constatou-se que a largura equivalente da biela não depende exclusivamente das propriedades geométricas e mecânicas da parede, mas também da extensão da região de contacto efetivo entre os elementos. Quanto maior esta superfície de contacto, visível na Figura 9, maior a rigidez global da biela equivalente, já que se garante uma transmissão mais eficaz das tensões de compressão existentes. Deste modo, a razão w/d (ver Figura 8), proposta pelos autores, varia entre os valores de 0.10 e 0.25 para paredes retangulares.

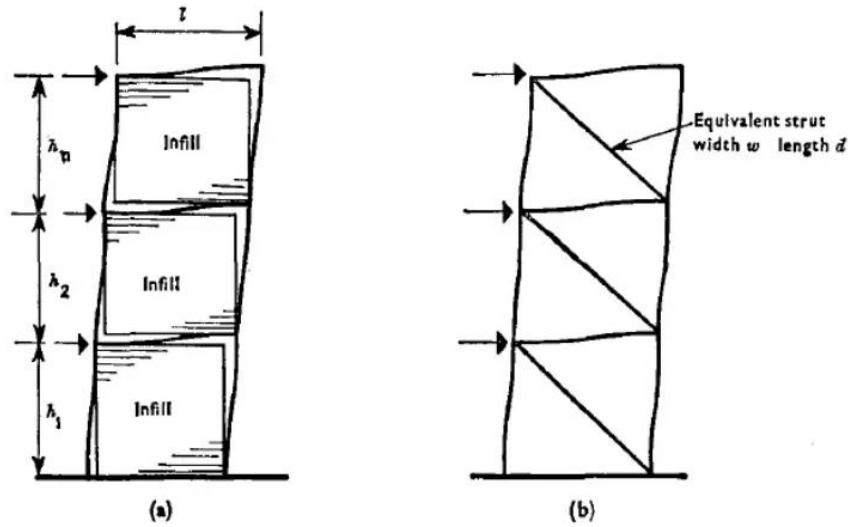


Figura 9 - Ilustração do comprimento de contacto, retirado de Stafford Smith & Carter (1969)

Já o comprimento de contacto, que se pode verificar no esquema anterior, representado nos estudos de Stafford-Smith & Carter por α é caracterizado pela seguinte expressão:

$$\frac{\alpha}{H} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda \cdot H} \quad (2)$$

Nesta equação, H representa a altura do pórtico em metros, medida entre eixos das vigas superior e inferior do pórtico, e λ é um parâmetro adimensional relativo ao pano em alvenaria, com o objetivo de relacionar a rigidez do pórtico com a da parede de enchimento em alvenaria. Em particular, no caso de um pórtico retangular utilizado pelos investigadores, λ pode ser definido da seguinte forma:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{alv} \cdot t_{alv} \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot h_{alv}}} \quad (3)$$

Em que:

- E_{alv} corresponde ao módulo de elasticidade da parede de enchimento em alvenaria (em MPa);
- t_{alv} é a espessura da parede de enchimento em alvenaria (em m);
- θ é a inclinação da biela diagonal equivalente (em rad);
- E_{port} é o módulo de elasticidade do pórtico (em MPa);
- I_{pilar} é o momento de inércia do pilar adjacente (em m⁴);
- h_{alv} é a altura da parede de enchimento em alvenaria (em m).

(No desenvolvimento deste capítulo e dos posteriores, manter-se-á esta notação para os parâmetros a utilizar nas fórmulas relevantes, não usando a terminologia própria de cada autor, de modo a facilitar a

comparação entre diferentes abordagens cálculo. Apenas será feita a descrição de novos parâmetros que estejam a ser utilizados pela primeira vez, ou de parâmetros que sofram modificações que se considerem relevantes de referir).

A abordagem de Stafford Smith & Carter (1969) permitiu introduzir um critério mais racional para a estimativa da largura equivalente da biela, baseando-se não só em parâmetros geométricos da parede e do pórtico, mas também na compatibilidade de deformação decorrente da interação entre estes dois elementos.

Dois anos depois, Mainstone (1971) e mais tarde, Mainstone et al. (1972), introduziram um modelo empírico, com base numa extensa campanha experimental. Através da calibração dos resultados obtidos, propuseram uma fórmula que estimava a largura da biela em função dos parâmetros geométricos e de rigidez relativos. As expressões propostas para alvenaria de tijolo cerâmico são as seguintes:

$$w = 0.16 \cdot d \cdot (\lambda \cdot h_{alv})^{-0.3} \quad (4)$$

$$w = 0.175 \cdot d \cdot (\lambda \cdot h_{alv})^{-0.4} \quad (5)$$

A diferença entre as duas expressões propostas por Mainstone (1971) reflete a evolução da calibração que foi sendo testada e aplicada. O autor propõe, também, fórmulas análogas, usadas para alvenaria de blocos de betão. As expressões retiradas deste estudo passaram a ser amplamente reconhecidas adaptadas em diversos estudos posteriores, sendo largamente utilizadas em regulamentação internacional, apesar de ser uma das propostas mais antigas. O autor ainda concluiu que o modelo utilizado da biela diagonal equivalente apresenta limitações claras em estados de dano significativo, uma vez que, nestas condições, a parede começa a apresentar fissuração diagonal e a perder aderência aos elementos do pórtico, reduzindo a validade dos modelos baseados exclusivamente na compressão da biela, o que é relevante no que respeita ao comportamento face aos sismos.

Como se pode verificar, os modelos pioneiros descritos assumem que a parede apresenta um comportamento predominantemente elástico, limitando o seu domínio de aplicação a fases precoces da resposta sísmica. Nas décadas de 1980 e 1990, impulsionado pelo crescente interesse pelo comportamento histerético destes elementos, foram surgindo propostas para colmatar as limitações destacadas nos modelos primários.

Bazan & Meli (1980), com base em estudos paramétricos conduzidos em paredes de enchimento dispostas sobre um único vão, em apenas um piso, desenvolveram um diagrama (Figura 10) que consta com previsões para a largura equivalente da biela diagonal no o momento em que esta atinge a rotura. Com base nesta abordagem, a seguinte expressão foi proposta em estudos posteriores (Abdelkareem et al., 2013):

$$w = (0.35 + 0.22 \cdot \beta) \cdot H \quad (6)$$

Em que:

$$\beta = \frac{E_{port} \cdot A_{pilar}}{G_{alv} \cdot A_{alv}} \quad (7)$$

- G_{alv} é o módulo de distorção da parede de enchimento em alvenaria (em MPa);
- A_{pilar} é a área da secção transversal do pilar (em m²).

$$A_{alv} = l_{alv} \cdot t_{alv} \quad (8)$$

- l_{alv} é o comprimento da parede de enchimento em alvenaria (em m).

Segundo os autores, elevados valores de β , um parâmetro adimensional, indicavam uma maior rigidez do pórtico em relação à parede de enchimento em alvenaria, fator que implicava uma maior ativação da biela equivalente. Esta dependência foi verificada experimentalmente em modelos de escala reduzida, tendo sido possível observar uma variação gradual da zona comprimida consoante a rigidez relativa obtida.

Tassios (1984) simplificou o diagrama proposto por Bazan & Meli (1980), apresentando uma expressão analítica para a obtenção da largura equivalente da escora diagonal, também em função do parâmetro β , embora não lhe fosse atribuída essa terminologia. Nesta abordagem, o ângulo que a biela fazia com a viga, θ , em radianos, já se encontrava incorporado, o que não se verificava nas propostas anteriores:

$$\frac{w}{d} \cong 0.20 \cdot \sin(\theta) \cdot \sqrt{\frac{E_{port} \cdot A_{pilar}}{G_{alv} \cdot A_{alv}}}, \text{ se } 1 < \frac{E_{port} \cdot A_{pilar}}{G_{alv} \cdot A_{alv}} < 5 \quad (9)$$

Este modelo, ao contrário do anterior, limitava a relação de rigidez entre pórtico e parede, ou seja, o parâmetro β da equação (7) de Bazan & Meli (1980), a um intervalo realista. Tassios (1984) centrava-se em análises experimentais e teóricas para estabelecer este limite de validade da sua formulação, assumindo que, fora deste domínio, as hipóteses do modelo deixam de ser válidas.

Te-Chang & Kwok-Hung (1984), baseando-se na teoria plástica e em ensaios realizados em modelos a escala reduzida, observaram os mecanismos de rotura e o desenvolvimento das bielas equivalentes comprimidas sob diferentes ângulos com a horizontal. Com base unicamente em efeitos de distorção fora do plano e de fendilhação interna da alvenaria, propuseram a seguinte equação:

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \cdot \sin(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda \cdot H}} \quad (10)$$

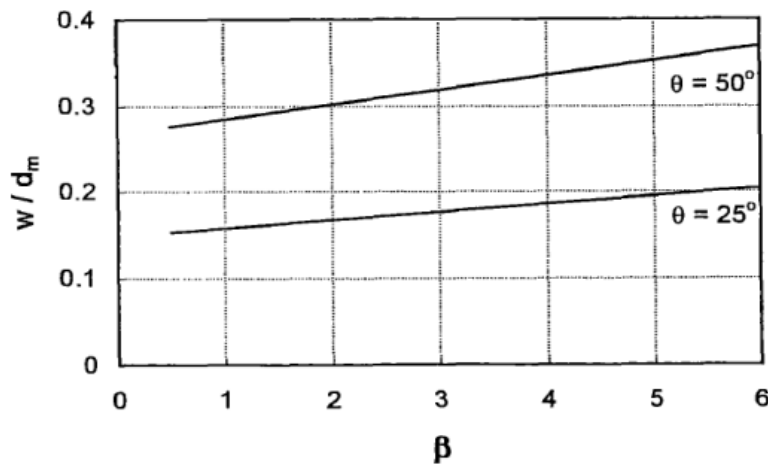


Figura 10 - Rácio entre w e d , retirado de Abdelkareem et al. (2013)

Na sua investigação, Te-Chang & Kwok-Hung (1984) defenderam que a distribuição de tensões depende muito do ângulo que a considerar. Consoante os ensaios, destacaram que os ângulos de 25° e 50° (Figura 10) são realistas para a representação da inclinação da biela equivalente.

Decanini & Fantin (1987) contribuíram com a primeira abordagem para diferentes larguras equivalentes, caso o painel se encontrasse ou não fendilhado. Com base nos resultados obtidos ao submeter uma parede de enchimento em alvenaria a cargas laterais, obteve-se o seguinte conjunto de equações, sendo a equação (11) para o caso não fendilhado, posteriormente referido como NF e a (12) para o caso fendilhado, mencionado como F:

$$\frac{w}{d} \begin{cases} 0,085 + \frac{0,748}{\lambda} & \text{se } \lambda \leq 7,85 \\ 0,130 + \frac{0,393}{\lambda} & \text{se } \lambda > 7,85 \end{cases} \quad (11)$$

$$\frac{w}{d} \begin{cases} 0,010 + \frac{0,707}{\lambda} & \text{se } \lambda \leq 7,85 \\ 0,040 + \frac{0,470}{\lambda} & \text{se } \lambda > 7,85 \end{cases} \quad (12)$$

Estas equações tiveram como suporte ensaios realizados nos quais se testavam as paredes até momento em que colapsavam. A distinção dos dois regimes constitui, assim, uma abordagem mais realista que as anteriores, já que se considera que as perdas de rigidez após a fissuração da parede de enchimento, reduzem significativamente a largura equivalente da biela diagonal.

Hendry (1990) propôs uma nova abordagem de cálculo da largura equivalente da biela, dependente de dois parâmetros α , que correspondem ao comprimento de contacto, em metros, entre a parede de enchimento, tanto com a viga como com o pilar, na altura em que se atinge o ponto de rotura da parede. Mais tarde, uma adaptação desta abordagem viria a ser utilizada no regulamento nacional do Canadá, (CSA, 2024), como será explorado no capítulo seguinte.

$$w = 0.5 \cdot \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} \quad (13)$$

Em que:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot h_{alv}}{E_{alv} \cdot t_{alv} \cdot \sin(2\theta)}} \quad (14)$$

$$\alpha_l = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{port} \cdot I_{viga} \cdot l_{alv}}{E_{alv} \cdot t_{alv} \cdot \sin(2\theta)}} \quad (15)$$

Numa revisão crítica dos métodos disponíveis até então, Paulay & Priestley (1992) sugeriram adotar um valor mais conservador de w , a largura equivalente, uma vez que, ao utilizar um valor elevado deste parâmetro, a rigidez da estrutura tornar-se-ia exagerada. Propuseram um valor intermédio entre as abordagens de Moghaddam & Dowling (1988) ($w/d = 1/6$) e Holmes (1961) ($w/d = 1/3$), usando, para este parâmetro, a seguinte equação:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (16)$$

Com base nos desenvolvimentos de Mainstone (1971), Durrani & Luo (1994) analisaram a resposta de pórticos de betão armado com paredes de enchimento sujeitos a uma carga lateral, determinando a seguinte equação semiempírica simplificada:

$$\frac{w}{d} = \gamma \cdot \sin(2\theta) \quad (17)$$

Sendo o parâmetro adimensional γ dado por:

$$\gamma = 0.32 \cdot \sqrt{\sin(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_{alv} \cdot t_{alv}}{m \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot h_{alv}} \right)^{-0.1} \quad (18)$$

em que:

$$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_{port} \cdot I_{viga} \cdot H}{\pi \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot L} \right) \quad (19)$$

Este modelo foi calibrado de modo a captar os efeitos geométricos e mecânicos mais complexos em pórticos reais, combinando os parâmetros, como na proposta de Mainstone et al. (1972), com correções empíricas retiradas de ensaios experimentais e numéricos.

Panagiotakos & Fardis (1994) e, mais tarde, Panagiotakos & Fardis (1996) também realizaram uma série de análises paramétricas, propondo um modelo inovador que relacionava a resistência ao corte da biela com os deslocamentos exigidos por piso, criado com o intuito de delimitar as fases mais relevantes do comportamento gradual de uma parede de enchimento sujeita a cargas laterais: aparecimento da primeira fissuração, resistência máxima, degradação após o pico e resistência residual. De acordo com Crisafulli et al. (2000) a resposta histerética acaba por ser controlada por três parâmetros empíricos, que definem os ramos de carga e descarga, calibrados com base em ensaios experimentais, de modo a reproduzir os efeitos de aperto frequentemente observados. Resumindo, o modelo considera a parede de enchimento como uma biela equivalente que contribui com rigidez inicial elevada, até chegar ao seu ponto de fissuração. Depois, ocorre uma degradação acentuada da capacidade resistente à medida que os danos se acumulam. Este modelo será descrito e também utilizado num capítulo posterior da dissertação.

Já Al-Chaar (2002) formulou expressões empíricas para a largura equivalente, acabando por propor um método mais complexo que requer a aplicação de uma interpolação linear. O seu estudo consistiu na investigação de comportamento de pórticos de betão armado com paredes de enchimento não dúcteis. Foram testados cinco modelos *in situ* diferentes: o primeiro consistia apenas num pórtico de betão armado; nos segundo e terceiro já havia uma parede de enchimento de unidades de alvenaria de blocos de betão (CMU - *Concrete Masonry Unit*) e tijolo cerâmico, respetivamente; os dois últimos modelos consistiam na junção de dois pórticos com paredes de enchimento em alvenaria de blocos de betão, e três vãos ou pórticos em alvenaria de tijolo cerâmico. Os resultados obtidos experimentalmente estão descritos no gráfico da Figura 11, retirado de Al-Chaar et al. (2002):

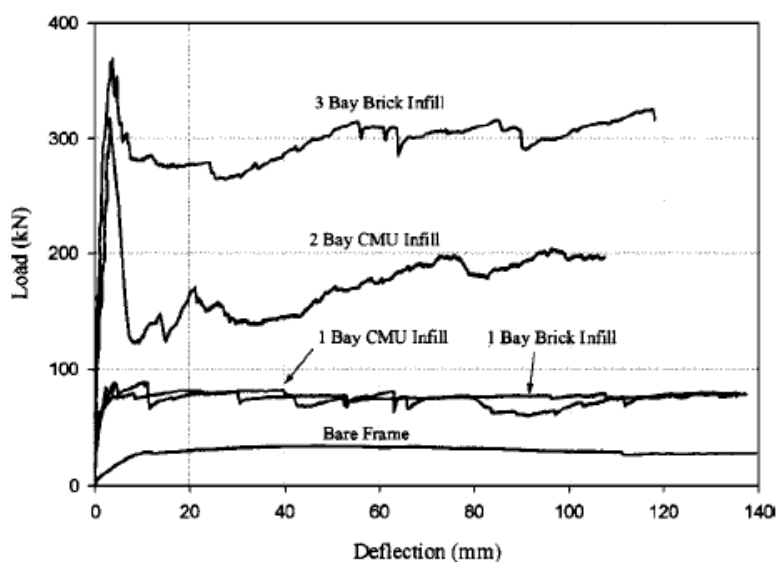


Figura 11 - Resultados experimentais, retirados de Al-Chaar et al. (2002)

Para o cálculo da largura equivalente da biela diagonal, o autor aproveitou a fórmula (5) do método de Mainstone (1974). No entanto, o maior contributo da investigação deste autor relaciona-se com a consideração de aberturas em paredes de enchimento, algo que não será explorado no desenvolvimento

da presente dissertação. Para além disso, propôs uma diferente disposição da biela equivalente no pórtico, já que, em vez de unir a escora às extremidades entre a parede e o pórtico, como era realizado tradicionalmente, Al-Chaar sugeriu, como se pode ver na Figura 12, que a biela deve estar ligada diretamente aos pilares, a uma certa distância dos nós viga-pilar. Nesta figura, o valor de a corresponde a w , ou seja, a largura equivalente da biela utilizada para representar a parede de enchimento em alvenaria.

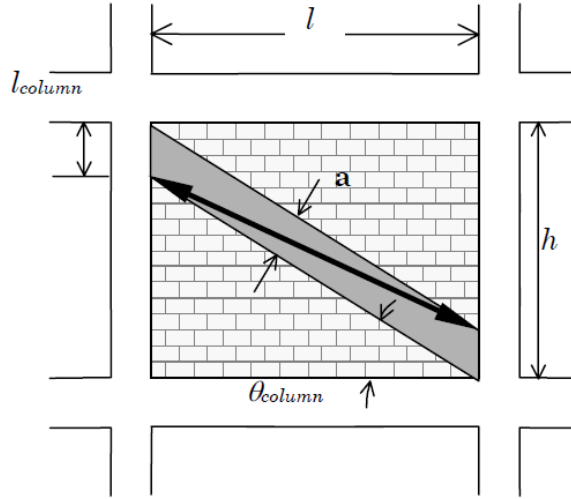


Figura 12 - Proposta de Al-Chaar (2002)

Neste modelo, os valores relevantes de l_{pilar} e θ_{pilar} , referidos na presente dissertação como α_h (m) e θ (rad), respetivamente, encontram-se definidos da seguinte forma:

$$\alpha_h = \frac{w}{\cos(\theta)} \quad (20)$$

$$\tan(\theta) = \frac{h_{alv} - \frac{w}{\cos(\theta)}}{l_{alv}} \quad (21)$$

O maior contributo deste estudo é, então, a quantificação da redução a aplicar à largura da biela equivalente, consoante o tipo de aberturas existentes no pórtico preenchido. Esta abordagem torna-se essencial, já que aproxima ainda mais o modelo numérico das situações em edifícios reais.

Mais recentemente, Turgay et al. (2014), propuseram uma nova abordagem para o cálculo da rigidez e da deformação dos pórticos de betão armado com paredes de enchimento. Segundo esta investigação, a largura equivalente da biela diagonal a considerar na modelação é dada por:

$$w = 0.18 \cdot \frac{d}{\sqrt[4]{\lambda \cdot H}} \quad (22)$$

Estes parâmetros, adequados tanto para paredes de enchimento em alvenaria de tijolo cerâmico ou de blocos de betão leve, foram calibrados com base em resultados experimentais recentes e discutido em estudos posteriores (Crisafulli et al., 2000), (Mohamed, 2017) ou (El-Kholy et al., 2023).

As equações propostas por todos os autores apresentados ao longo desta secção encontram-se compiladas na Tabela 1

Tabela 1 - Resumo dos modelos da biela diagonal equivalente

Modelo	Fórmula
Holmes (1961)	$w = \frac{d}{3}$
Mainstone et al. (1972)	$w = 0.16 \cdot d \cdot (\lambda \cdot h_{alv})^{-0.3}$ $w = 0.175 \cdot d \cdot (\lambda \cdot h_{alv})^{-0.4}$
Bazan & Meli (1980)	$w = (0.35 + 0.22 \cdot \beta) \cdot H$
Tassios (1984)	$w \cong 0.20 \cdot d \cdot \text{sen}(\theta) \cdot \sqrt{\frac{E_{port} \cdot A_{pilar}}{G_{alv} \cdot A_{alv}}}, \text{ se } 1 < \frac{E_{port} \cdot A_{pilar}}{G_{alv} \cdot A_{alv}} < 5$
Te-Chang & Kwok-Hung (1984)	$w = \frac{0.95 \cdot d \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda \cdot H}}$
Decanini & Fantin (1987)	Não Fendilhado $\frac{w}{d} \begin{cases} 0.085 + \frac{0.748}{\lambda} & \text{se } \lambda \leq 7.85 \\ 0.130 + \frac{0.393}{\lambda} & \text{se } \lambda > 7.85 \end{cases}$ Fendilhado $\frac{w}{d} \begin{cases} 0.010 + \frac{0.707}{\lambda} & \text{se } \lambda \leq 7.85 \\ 0.040 + \frac{0.470}{\lambda} & \text{se } \lambda > 7.85 \end{cases}$
Moghaddam & Dowling (1988)	$w = \frac{d}{6}$
Hendry (1990)	$w = 0.5 \cdot \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2}$
Paulay & Priestley (1992)	$w = \frac{d}{4}$
Durrani & Luo (1994)	$w = \gamma \cdot d \cdot \text{sen}(2\theta)$
Turgay et al. (2014)	$w = 0.18 \cdot \frac{d}{\sqrt[4]{\lambda \cdot H}}$

Uma análise crítica dos diversos modelos da biela apresentados permite evidenciar diferenças significativas em termos de aplicabilidade, complexidade e grau de precisão. Verifica-se que alguns modelos adotam abordagens bastante simplificadas, como o modelo de Holmes (1961) ou de Moghaddam & Dowling (1988), no qual apenas se fixa uma largura para a escora equivalente com base no comprimento deste elemento (ou a diagonal da parede de enchimento), não considerando parâmetros relevantes como a rigidez relativa entre a parede em alvenaria e o pórtico de betão armado. Esta simplificação, apesar de ser útil em fases preliminares do projeto, pode comprometer a fiabilidade da

estimativa da rigidez global oferecida por cada um destes modelos. Pelo contrário, modelos como o de Mainstone et al. (1972) introduzem expressões empíricas calibradas, baseadas em dados experimentais, acabando por se tornar uma das propostas mais referenciadas na comunidade (mesmo assumindo um contacto total entre os elementos envolvidos, o que não é totalmente realista). Outros modelos, como o de Decanini & Fantin (1987) já entram com distinções entre estados fendilhados e não fendilhados da parede, permitindo, então, representar com mais fidelidade o comportamento real das paredes de enchimento ao longo das diferentes fases de um evento sísmico. O modelo de Al-Chaar et al. (2002) constitui outro avanço importante, já que considera nos seus estudos os efeitos das aberturas, conduzindo a resultados mais condizentes com resultados experimentais e, por sua vez, com a realidade.

Deste modo, a escolha do modelo mais adequado a cada situação prática está dependente de diversos fatores, como o estado de integridade da parede, ou seja, se já se encontra fissurada ou não, a presença de aberturas (e a sua natureza), o tipo de carregamento (cíclico ou monotónico) bem como as características geométricas e estruturais do edifício em estudo, em termos de irregularidades, números de pisos, número de vãos consecutivos com pórticos preenchidos com paredes de enchimento, entre outros.

Nas duas últimas décadas, novas propostas mais sofisticadas para a representação da parede de enchimento num pórtico de betão armado foram surgindo, refletindo-se num aumento da complexidade dos modelos. Um exemplo é a abordagem proposta por Cavaleri & Di Trapani (2014), com base no modelo histerético do tipo *Pivot* originalmente desenvolvido por Robert K. Dowell & Edward (1998) que pretende representar o comportamento cíclico dos pilares de betão armado, de modo a simplificar as análises não lineares ao reduzir a quantidade de parâmetros necessários para o estudo e, portanto, o esforço computacional a este associado. Uma das principais vantagens da abordagem de Cavaleri & Di Trapani (2014) reside na sua formulação predominantemente geométrica, que define ramos de carregamento e subsequente descarregamento com base em regras simples, facilitando a posterior implementação do método em programas de elementos finitos. Destaca-se, ainda, a sua flexibilidade de representação de comportamentos assimétricos em tração e compressão, uma característica particularmente relevante na análise de bielas diagonais equivalente a paredes de enchimento em alvenaria (que, por regra, transmitem apenas a compressão). Quando aplicado a paredes de enchimento, assume-se que os parâmetros usados no modelo relacionados com resistência à tração (α_1 e β_1) são nulos, já que, mais uma vez, a parede não oferece resistência a este esforço. Para além disso, e tendo em conta observações experimentais reportadas no estudo original, é possível afirmar que não se observa uma recuperação imediata da rigidez do sistema quando o carregamento é revertido, o que implica também a anulação do parâmetro β_2 . Deste modo, a resposta histerética é controlada unicamente por α_2 . De uma forma simplificada, os valores de α definem os níveis de força onde se localizam os pontos principais de “pivotagem” durante a descarga, nos primeiro e terceiro quadrantes associados a tração e compressão, respetivamente. Já β , diferente do parâmetro adimensional utilizado nos modelos acima descritos, é o parâmetro que controla o grau de *pinching* (em português, aperto, ou seja, a redução da área do ciclo histerético, simbolizando menor dissipação de energia). No gráfico da Figura 13 destaca-se um exemplo de um modelo *Pivot*:

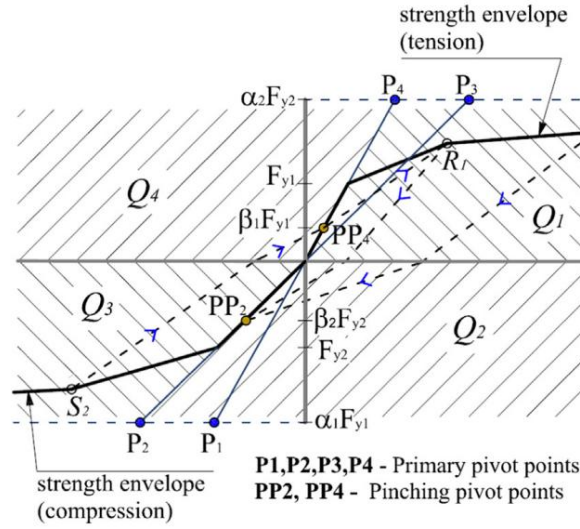


Figura 13 - Modelo Histerético *Pivot*, retirado de Cavaleri & Di Trapani (2014)

Ao aplicar o modelo *Pivot* à biela equivalente que representa as paredes de enchimento em alvenaria, verifica-se uma simplificação notória. Considerando apenas o parâmetro α_2 como não nulo, este torna-se o elemento principal da calibração do modelo, responsável por controlar a degradação progressiva da rigidez durante os ciclos de carregamento. Desta forma, torna-se possível reproduzir o comportamento das paredes de forma realista com um número reduzido de parâmetros. Na Figura 14 ilustra-se como foi modelada a parede de enchimento, substituída por uma biela de uma maneira simplificada:

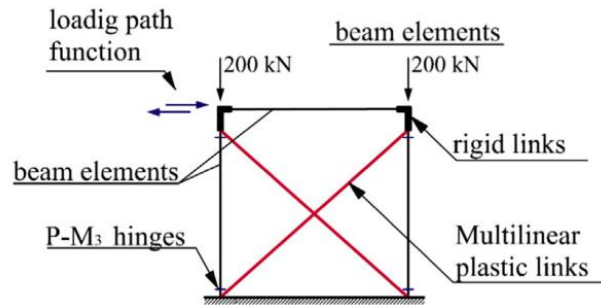


Figura 14 - Modelo de Cavaleri & Di Trapani (2014)

Neste modelo, a rigidez inicial deriva da expressão proposta por Papia et al. (2003). Aqui, a largura equivalente (referida no documento original como altura da secção transversal da biela) é calculada por:

$$w = d \cdot k \cdot \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (23)$$

em que c e β dependem do coeficiente de *Poisson* da parede de enchimento na direção diagonal, ν_d :

$$c = 0.249 - 0.0116 \cdot \nu_d + 0.567 \cdot \nu_d^2 \quad (24)$$

$$\beta = 0.146 - 0.0073 \cdot v_d + 0.126 \cdot v_d^2 \quad (25)$$

Para painéis quadrados, o valor de z assume-se como unitário. Para diferentes geometrias, é possível chegar ao valor de z através da interpolação da equação (26). É importante referir que, para valores em que a relação l/h excede o valor de 1.5, nada é dito sobre o valor de z que se pode utilizar, surgindo, então, uma dificuldade na aplicação do modelo.

$$z = \begin{cases} 1 & \text{se } l/h = 1 \\ 1.125 & \text{se } l/h = 1.5 \end{cases} \quad (26)$$

Por sua vez, k depende do nível das cargas verticais atuantes nos pilares, variando entre 1 e 1.5 (para cargas negligenciáveis e cargas pertinentes, respetivamente). Finalmente, o parâmetro λ^* é dado por:

$$\lambda^* = \frac{E_{alv}}{E_{port}} \cdot \frac{t_{alv} \cdot H}{A_{pilar}} \cdot \left(\frac{H^2}{L^2} + \frac{A_{pilar} \cdot L}{4 \cdot A_{viga} \cdot H} \right) \quad (27)$$

Como alternativa aos modelos anteriores, Calìo et al. (2012) e, mais tarde, Calìo & Pantò (2014) propuseram uma nova abordagem baseada em macro-elementos que, após verificações experimentais, se concluiu que oferece uma representação realista dos mecanismos de colapso das paredes em alvenaria (Figura 15). No modelo proposto, estas são representadas por um quadrilátero articulado com extremidades rígidas, molas diagonais (que simulam a falha por corte, Figura 16 - a), molas ortogonais para modelar a flexão (falha por rotação, Figura 16 - b) e molas longitudinais (deslizamento, Figura 16 - c). A representação do mecanismo para os três tipos de falha referidos encontra-se na Figura 17.

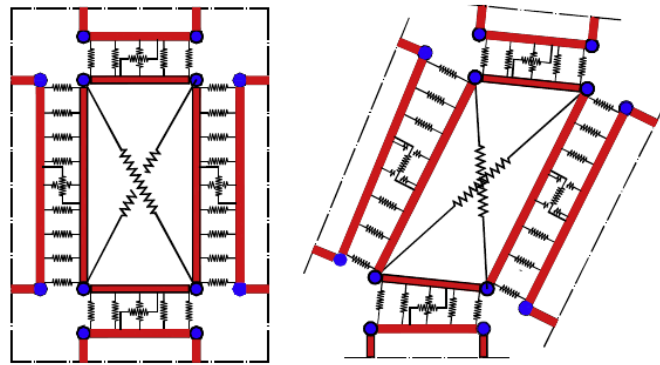


Figura 15 - Mecanismo proposto por Calìo & Pantò (2014)

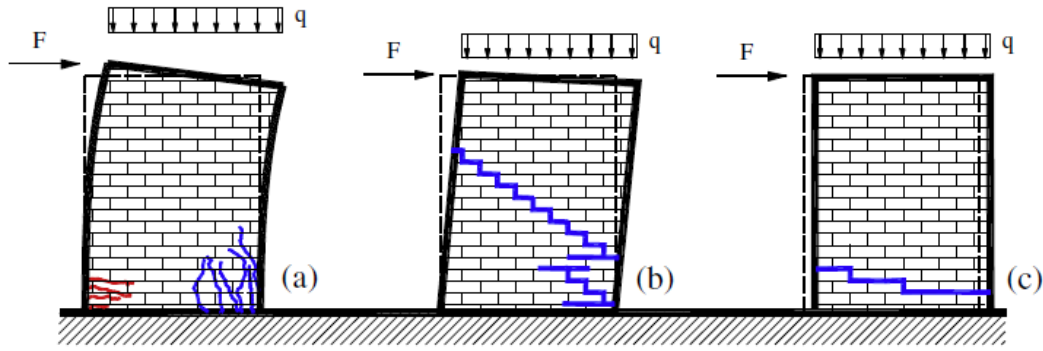


Figura 16 - Mecanismos de falha, retirado de Calìo & Pantò (2014)

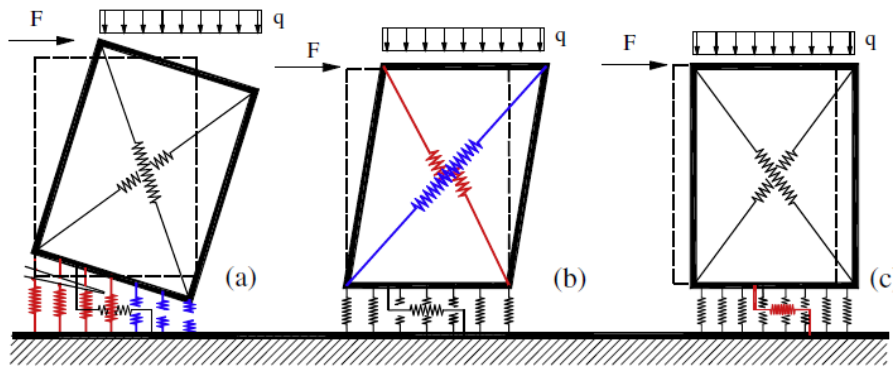


Figura 17 - Representação de cada mecanismo de falha, retirado de Calìo & Pantò (2014)

A rigidez e a resistência das molas são calibradas com recurso a equivalências a um meio ortotrópico e homogêneo. Cada mola ortogonal representa a rigidez axial de uma faixa de alvenaria da parede. Para uma parede de enchimento com um comprimento l_{alv} (m), espessura t_{alv} (m), módulo de elasticidade E_{alv} (MPa) e distância entre molas λ_{mola} (cm), a rigidez inicial é dada por:

$$K_p = \frac{2 \cdot E_{alv} \cdot \lambda_{mola} \cdot t_{alv}}{l_{alv}} \quad (28)$$

As forças de cedência, dependentes das tensões de cedência à tração e compressão σ_t e σ_c (MPa) são calculadas de acordo com:

$$F_{t,y} = t_{alv} \cdot \lambda_{mola} \cdot \sigma_t \quad (29)$$

$$F_{c,y} = t_{alv} \cdot \lambda_{mola} \cdot \sigma_c \quad (30)$$

e os deslocamentos últimos, dependentes das deformações últimas de tração e compressão, $\varepsilon_{t,u}$ e $\varepsilon_{c,u}$ (em %):

$$u_{t,u} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{t,u} \quad (31)$$

$$u_{c,u} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{c,u} \quad (32)$$

Em relação às molas longitudinais, que simulam o deslizamento entre elementos, a força limite está de acordo com o critério de Mohr-Coulomb:

$$F_{lim} = (c + \mu \cdot \sigma_{m,c}) \cdot A_0 \quad (33)$$

em que:

- c corresponde à coesão na interface (MPa);
- μ é o coeficiente de atrito;
- $\sigma_{m,c}$ é a tensão média de compressão (MPa);
- A_0 é a área efetiva de contacto (m²).

Por fim, a resistência ao corte diagonal (a) pode ser determinada com base em dois critérios. O primeiro é, mais uma vez, o critério de Mohr-Coulomb, onde f_{v0} é a resistência ao corte sob uma compressão nula (em MPa, determinado experimentalmente), μ_c é, de novo, o coeficiente de atrito, mas que define a contribuição das tensões de compressão (também determinado experimentalmente) e σ_n é o valor da tensão de compressão (MPa):

$$F_v = f_{v0} + \mu_c \cdot \sigma_n \quad (34)$$

Numa teoria alternativa sugerida por Turnšek & Čačović (1971) e mais tarde reformulada por Turnšek & Sheppard (1981), é tida em consideração a geometria da parede de enchimento e a distribuição de ações quando se atinge a resistência máxima:

$$f_v = \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_t}} \quad (35)$$

- f_v é a tensão média de corte na parede atingida na resistência máxima (MPa);
- f_t é a resistência à tração da alvenaria (MPa);
- b é o fator de distribuição da tensão de corte (dependente da geometria da parede e do valor do quociente entre a carga vertical N e a carga horizontal H).

A rigidez inicial elástica das molas diagonais é obtida através da equação (36), para uma parede de enchimento com área transversal A_{alv} , módulo de distorção G_{alv} e altura h_{alv} :

$$K_{diag.mola} = \frac{G_{alv} \cdot A_{alv}}{2 \cdot h_{alv} \cdot (\cos\theta)^2} \quad (36)$$

Embora o modelo proposto por Calio & Pantò (2014) não aborde diretamente o parâmetro mais utilizado para uma comparação direta entre várias propostas, a largura equivalente da biela, esse efeito é reproduzido através das molas.

Por sua vez, em 2015, Mosalam & Günay (2015) sugeriram uma nova abordagem de um macro-modelo para paredes com alvenaria não armada em pórticos de betão. Na sua proposta, um dos maiores destaques é a interação entre os efeitos no plano e fora do plano, referidos como IP (*in-plane*) e OOP (*out-of-plane*). A modelação proposta diferencia-se das anteriores, já que consiste na remoção de elementos, representando colapsos físicos da parede em alvenaria. Considera, também, falhas nos pilares por esforço transversal, devido à interação destes elementos com as paredes de enchimento.

A parede passa a ser representada por uma biela diagonal única com dois elementos chamados vigas com rótulas (“*beamWithHinges*” no documento original), ilustrada na Figura 18, proposto inicialmente por Kadysiewski & Mosalam (2009), conectados a um nó posicionado no centro da biela, no qual está aplicada a massa concentrada na direção ortogonal à da parede, ou seja, fora do plano.

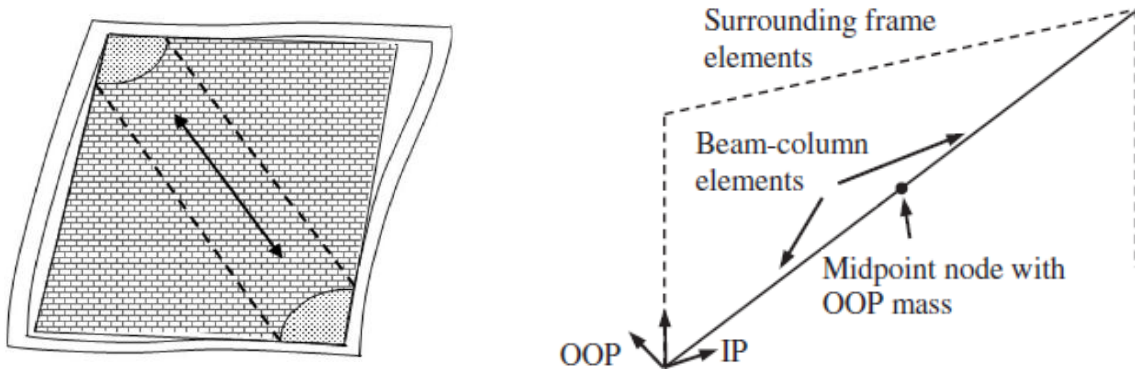


Figura 18 - Modelo de Mosalam & Günay (2015)

A interação entre os dois tipos de resistência axial no plano, P_{IP} (em kN) e a resistência à flexão fora deste, M_{OOP} (em kN.m) é definida pela seguinte fórmula, na qual os parâmetros P_{IP0} e M_{OOP0} são a resistência axial sem consideração das forças fora do plano e a resistência à flexão sem a consideração de ações no plano, respetivamente.

$$\left(\frac{P_{IP}}{P_{IP0}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{OOP}}{M_{OOP0}} \right)^{1.5} \leq 1 \quad (37)$$

A equação resulta na representação gráfica da Figura 19 dos deslocamentos no plano e fora do plano.

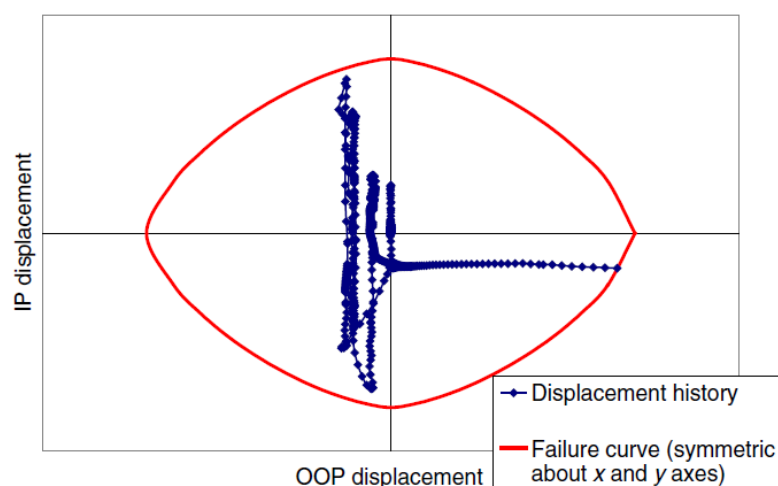


Figura 19 - Curva de Lamé resultante da equação (37), retirada de Mosalam & Günay (2015)

Ao atingir o instante da falha da parede em alvenaria, removem-se automaticamente os elementos estruturais do modelo (os dois elementos da biela e o nó). A remoção deve ser feita após se ter garantido que os deslocamentos no plano e fora do plano excedem os limites definidos pela curva de interação. O procedimento encontra-se sintetizado na figura seguinte (Figura 20), retirada do artigo original:

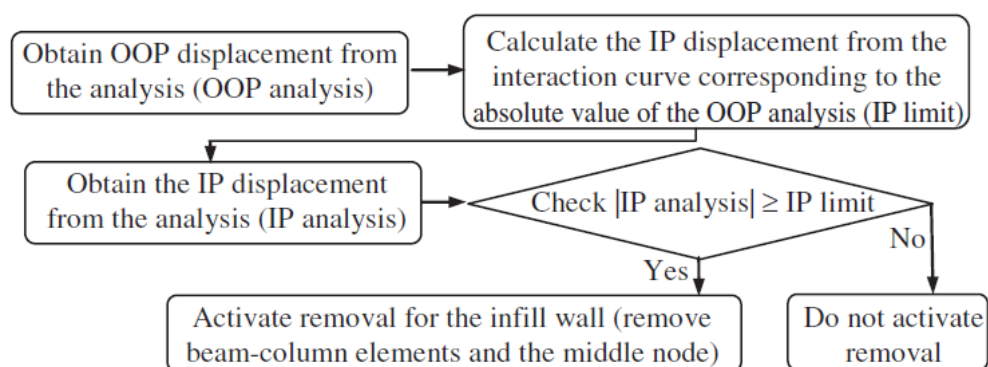


Figura 20 - Organograma retirado de Mosalam & Günay (2015)

De acordo com o estudo, a rigidez no plano é calculada com base em metodologias propostas no regulamento FEMA-356 (2000) e a rigidez fora do plano deve ser ajustada de modo a igualar a frequência natural e o limite de cedência da parede real. Devido à componente horizontal da força em função da posição diagonal da biela equivalente, há um aumento da possibilidade de ocorrência de rotura por corte localizada nos pilares do pórtico adjacente de betão armado. Tendo em conta este caso, o modelo sugere, de acordo com a Figura 21, a colocação de molas não lineares na base e no topo dos elementos que seriam prejudicados.

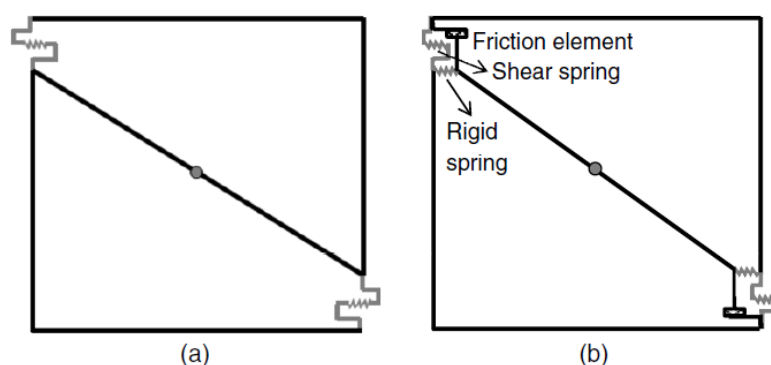


Figura 21 - Modelação simples (a) e melhorada da mola (b), retirado de Mosalam & Günay (2015)

A principal vantagem desta proposta de modelação incide na fácil capacidade de representação de roturas localizadas, como os mecanismos *soft storey*. Para se captarem estes modos de rotura, as interações no plano e fora do plano mostraram-se essenciais, embora sejam muitas vezes negligenciadas. Na seguinte figura é possível fazer uma comparação entre dois casos: um em que se considerou esta interação e outro onde tal não se realizou. As diferenças são bastante relevantes, não sendo, portanto, correto desconsiderá-las, sobretudo no caso da direção longitudinal.

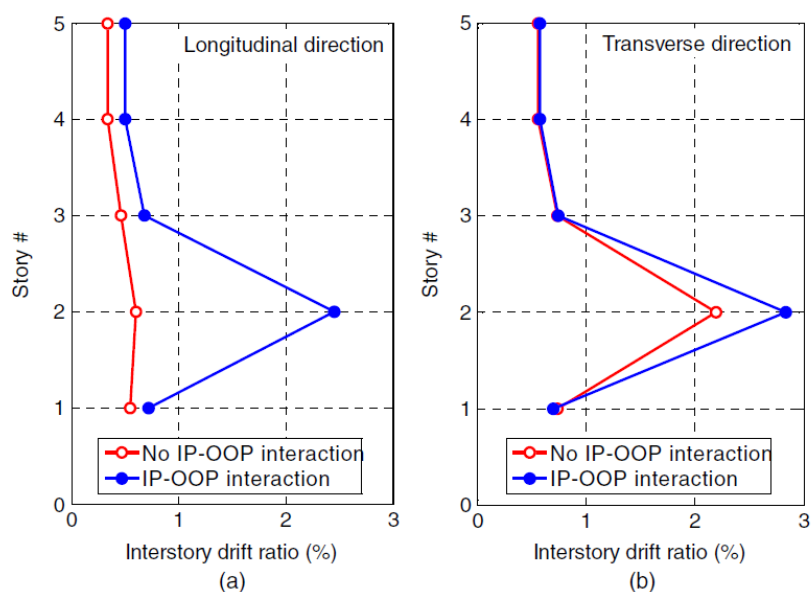


Figura 22 - *Drift* esperado quando se considera ou não a interação IP e OOP na direção longitudinal (a) e transversal (b), retirado de Mosalam & Günay (2015)

2.2.3. MODELOS DE MÚLTIPLAS BIELAS EQUIVALENTES

Apesar da significativa vantagem associada à simplicidade de modelação proporcionada pela utilização de apenas uma biela equivalente, este formato revela-se incapaz de captar de forma realista o comportamento dos elementos estruturais, em particular do pórtico de betão armado. Esta limitação incentivou vários investigadores a desenvolver novos macro-modelos que ultrapassassem o paradigma da biela diagonal equivalente. Surgiram, então, os modelos de bielas múltiplas, ou seja, macro-modelos que substituem os painéis de enchimento por mais do que uma biela inclinada comprimida. Este tipo de abordagem visa reproduzir resultados mais próximos da realidade, da interação entre a parede de enchimento e o pórtico estrutural.

Pioneiros neste estudo, como Klinger & Bertero (1976), tentaram reproduzir os resultados experimentais obtidos num pórtico de três pisos com um único vão, recorrendo a um modelo composto por duas bielas equivalentes, uma em cada direção. A largura equivalente de cada biela é determinada pelas equações de Mainstone, já apresentadas (equações (4) e (5)).

Posteriormente, Thiruvengadam (1985) sugeriu um modelo que não impõe restrições ao número de bielas a utilizar, de modo a adaptar-se facilmente a diferentes configurações estruturais, nomeadamente a presença de aberturas nas paredes de enchimento. Contabilizava-se a rigidez de corte, a rigidez axial, e também a rigidez vertical, com recurso a bielas colocadas nesta direção. De forma semelhante, Hamburguer & Chakradeo (1993) sugeriram um modelo alternativo para considerar a influência das aberturas, mas que apresentava mais dificuldades de calibração. Syrmakizis & Vratsanou (1985) propuseram um modelo composto por cinco bielas paralelas dispostas em cada direção principal, permitindo uma análise detalhada da resistência e da rigidez do sistema. É possível encontrar uma descrição mais detalhada destes modelos na investigação de Furtado (2020).

Chrysostomou (1991) utilizou um modelo com seis bielas, conforme apresentado na Figura 23, composto por duas bielas que unem as extremidades da parede de enchimento, cada uma acompanhada de mais duas bielas, paralelas entre si, que fazem ligação entre viga e pilar ou vice-versa. O objetivo desta abordagem era representar com maior detalhe a distribuição dos esforços internos em paredes com geometrias com maior grau de complexidade ou com múltiplas aberturas.

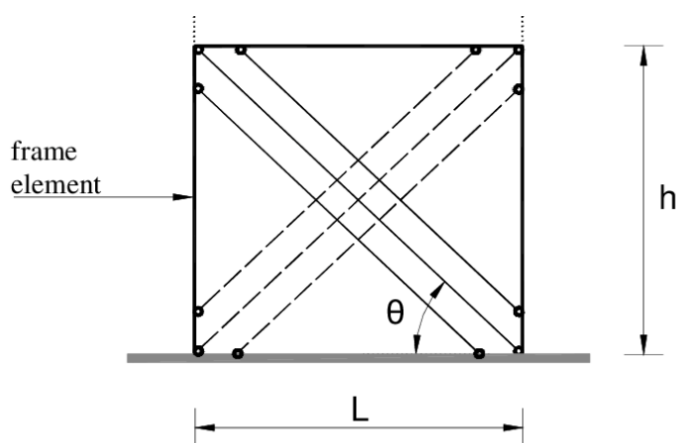


Figura 23 - Modelo de Chrysostomou (1991)

Saneinejad & Hobbs (1995) descreveram um modelo analítico não linear para a relação força-deslocamento com o intuito de prever o comportamento das paredes de enchimento até à sua carga última. O modelo consiste em duas bielas paralelas em cada diagonal, sendo que cada biela está conectada a uma extremidade e a uma zona de contacto do pilar adjacente, como está ilustrado na Figura 24.

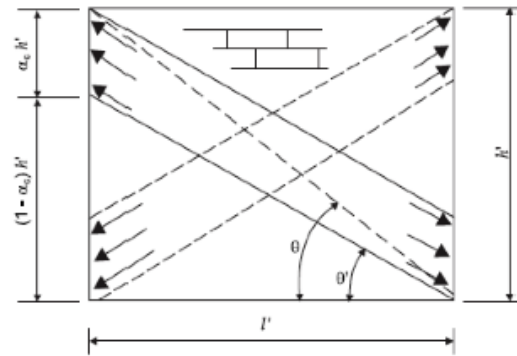


Figura 24 - Modelo de Saneinejad & Hobbs (1995)

Posteriormente, Mosalam et al. (1997) demonstraram que os momentos fletores e os esforços transversos que se desenvolvem numa parede de enchimento não podem ser devidamente reproduzidos com apenas uma biela equivalente. Por esse motivo, recomendaram a introdução de duas bielas adicionais em regiões nas quais se verifique o momento máximo. Esta abordagem permitiu definir, de forma mais realista, a distribuição interna de esforços e, também, a interação entre a parede de enchimento em alvenaria e o pórtico de betão armado. Com base nestas conclusões, El-Dakhakhni et al. (2003) propuseram uma modelação composta por três bielas equivalentes não lineares, num estudo realizado para pórticos de aço, como se pode ver na Figura 25:

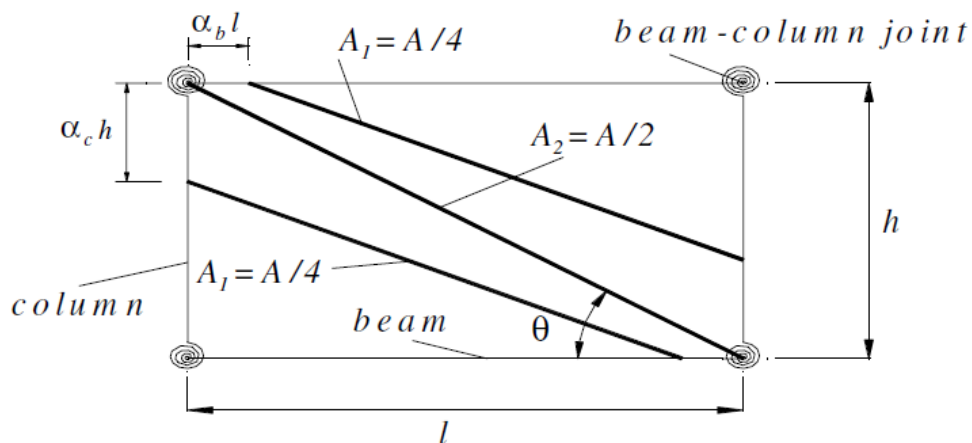


Figura 25 - Modelo de El-Dakhakhni et al. (2003)

Para a área das bielas diagonais, El-Dakhakhni et al. (2003) sugeriram $A_1 = A/4$ para a secção transversal das bielas que não ligam às extremidades da parede e $A_2 = A/2$ para a área da secção

transversal das que as une. Neste caso, A é calculado de acordo com a seguinte equação, na qual α_c (ilustrado na Figura 25) corresponde a α_h , ou seja, o comprimento de contacto da biela no pilar:

$$A = \frac{(1 - \alpha_h) \cdot \alpha_h \cdot h_{alv} \cdot t_{alv}}{\cos \theta} \quad (38)$$

Neste caso, os comprimentos de contacto são calculados da seguinte forma:

$$\alpha_h \cdot h_{alv} = \sqrt{\frac{2 \cdot (M_{pj} + 0.2 \cdot M_{pc})}{t_{alv} \cdot f'_{m-0}}} \leq 0.4 \cdot h_{alv} \quad (39)$$

$$\alpha_l \cdot l_{alv} = \sqrt{\frac{2 \cdot (M_{pj} + 0.2 \cdot M_{pb})}{t_{alv} \cdot f'_{m-90}}} \leq 0.4 \cdot l_{alv} \quad (40)$$

em que:

- f'_{m-0} corresponde à resistência da alvenaria paralela às juntas de assentamento (MPa);
- f'_{m-90} corresponde à resistência da alvenaria perpendicular às juntas de assentamento (MPa);
- M_{pj} é o mínimo das capacidades últimas do pilar, viga ou ligação entre eles (kN.m);
- M_{pc} é o momento plástico da secção do pilar (kN.m);
- M_{pb} é o momento plástico da secção da viga (kN.m).

Este modelo demonstrou também, através de dados experimentais, uma boa capacidade de previsão do comportamento não linear da parede de enchimento em alvenaria, incluindo boas previsões da degradação da rigidez e da influência das aberturas.

Crisafulli & Carr (2007) deram continuidade aos estudos de Chrysostomou (1991) e concluíram que o modelo mais equilibrado, em termos de relação entre custo computacional e a aproximação à realidade é a abordagem com duas bielas equivalentes. Sugeriram, ainda, a introdução de uma mola na zona central, de modo a contabilizar explicitamente a resistência ao deslizamento e a dissipação de energia, Figura 26. Este modelo demonstrou também ser bastante eficaz em simulações de comportamento histerético por parte das paredes de enchimento.

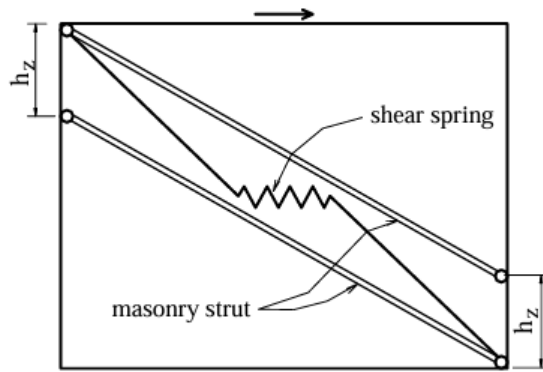


Figura 26 - Modelo de Crisafulli & Carr (2007)

No ano de 2010, e com base no estudo de Varum (2003), Rodrigues et al. (2010) produziram um macro-modelo composto por quatro bielas rígidas da forma disposta na Figura 27, conectadas a um elemento central ao qual são atribuídos os parâmetros não lineares da parede de enchimento. Esta nova abordagem permite captar a resposta ao corte e à flexão, ao mesmo tempo que se considera a degradação da resistência da parede. O modelo foi, mais uma vez, validado com base em ensaios experimentais e mostrou ser bastante adequado em edifícios sujeitos a ações sísmicas severas.

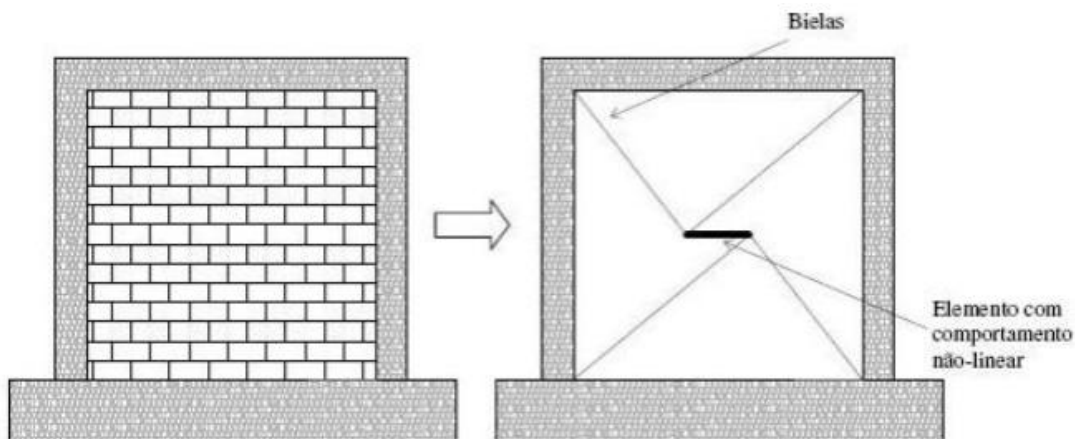


Figura 27 - Método de Rodrigues et al. (2010)

Em 2017, Donà et al. (2017) apresentaram um macro-modelo com maior destaque, assim como o modelo de Mosalam & Günay (2015), na interação entre efeitos no plano e fora do plano. O modelo de duas bielas, cada uma com secção de fibras bidirecionais capazes de resistir a esforços axiais (no plano) e momentos fletores (fora do plano), Figura 28, foi calibrado com base em resultados experimentais sobre paredes de enchimento com diferentes espessuras, permitindo captar de forma realista os efeitos conjugados da ação sísmica em ambas as direções.

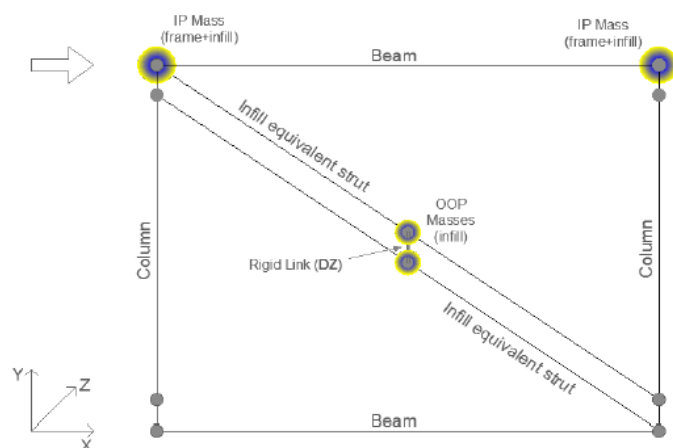


Figura 28 - Modelo de Donà et al. (2017)

A interação entre os esforços no plano (IP) e fora do plano (OOP) é baseada em Mosalam (2015) e é representada pela equação (37). Esta relação estabelece o domínio de resistência da parede de enchimento, permitindo avaliar o grau de degradação progressivo que a afeta, à medida que os esforços aumentam. Para simular os esforços fora do plano no modelo analítico, foram colocadas, na extremidade do pórtico, molas fictícias com valores da rigidez calibrados iterativamente, de modo a que os primeiros períodos de vibração sejam coincidentes em ambas as direções principais. A largura equivalente é utilizada com base no modelo clássico de Stafford & Smith, já descrito na presente dissertação. Os resultados dos ensaios utilizados para calibração, que compararam paredes de maior espessura da região de Pádua, Itália, e paredes esbeltas em Pavia, demonstram que as primeiras apresentaram maior ductilidade, com *drifts* limites a rondar os 2.5%, enquanto as paredes mais esbeltas colapsaram a 1.4%. De acordo com os resultados de Donà et al. (2017), a resistência fora do plano das paredes diminui cerca de 50% após a ocorrência de danos significativos no plano, evidenciando o caráter interdependente da resposta nestas duas direções.

Mais recentemente, Roosta & Liu (2022) apresentam um macro-modelo constituído por múltiplas bielas, que pretende simular o comportamento no plano das paredes de enchimento em pórticos de betão armado. O intuito desta abordagem é fornecer uma representação realista dos principais mecanismos de rotura, descritos na Figura 5. Uma das principais inovações introduzidas por estes autores consiste na consideração explícita do comportamento das juntas de argamassa ao esforço transversal, que podem ser determinantes na resposta da parede de enchimento, nomeadamente em termos de resistência residual e capacidade de dissipação de energia. Assume-se o deslocamento horizontal total da parede como a soma do deslocamento associado ao deslizamento nas juntas de argamassa e da componente horizontal do deslocamento de compressão da alvenaria. Esta decomposição permite uma melhor representação do contributo relativo de cada mecanismo de deformação. Ao contrário do modelo de Crisafulli & Carr (2007), no qual as bielas de compressão estão dispostas em paralelo, o modelo de Roosta & Liu (2022) apresenta uma configuração distinta, conforme se pode ver na Figura 29. Nesta disposição das bielas equivalentes, a falha de qualquer uma delas resulta na falha global do modelo. Com esta abordagem é mais fácil representar a progressão do dano e da perda de rigidez lateral.

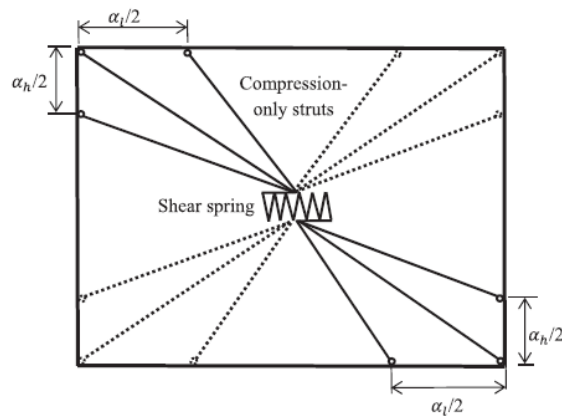


Figura 29 - Modelo de Roosta & Liu (2022)

As três bielas transferem a carga para as vigas e pilares, considerando-se como ponto de transferência metade do comprimento de contacto com os elementos de fronteira (α) em cada direção principal. Já a mola serve para modelar a rotura por esforço transversal nas juntas de argamassa, captando de forma mais precisa este comportamento. O modelo foi posteriormente aplicado no *software OpenSees*, utilizando a distribuição das áreas pelas três bielas como a descrita anteriormente, no modelo de El-Dakhakhni et al. (2003).

Na Figura 30, retirada diretamente de Bouarroudj & Boudaoud (2022), apresenta-se um resumo comparativo de alguns dos modelos que podem ser utilizados na representação das paredes de enchimento de alvenaria. Uma descrição mais profunda dos macro-modelos, com especial destaque nas últimas abordagens referidas pode ser consultado em Dias-Oliveira et al. (2022).

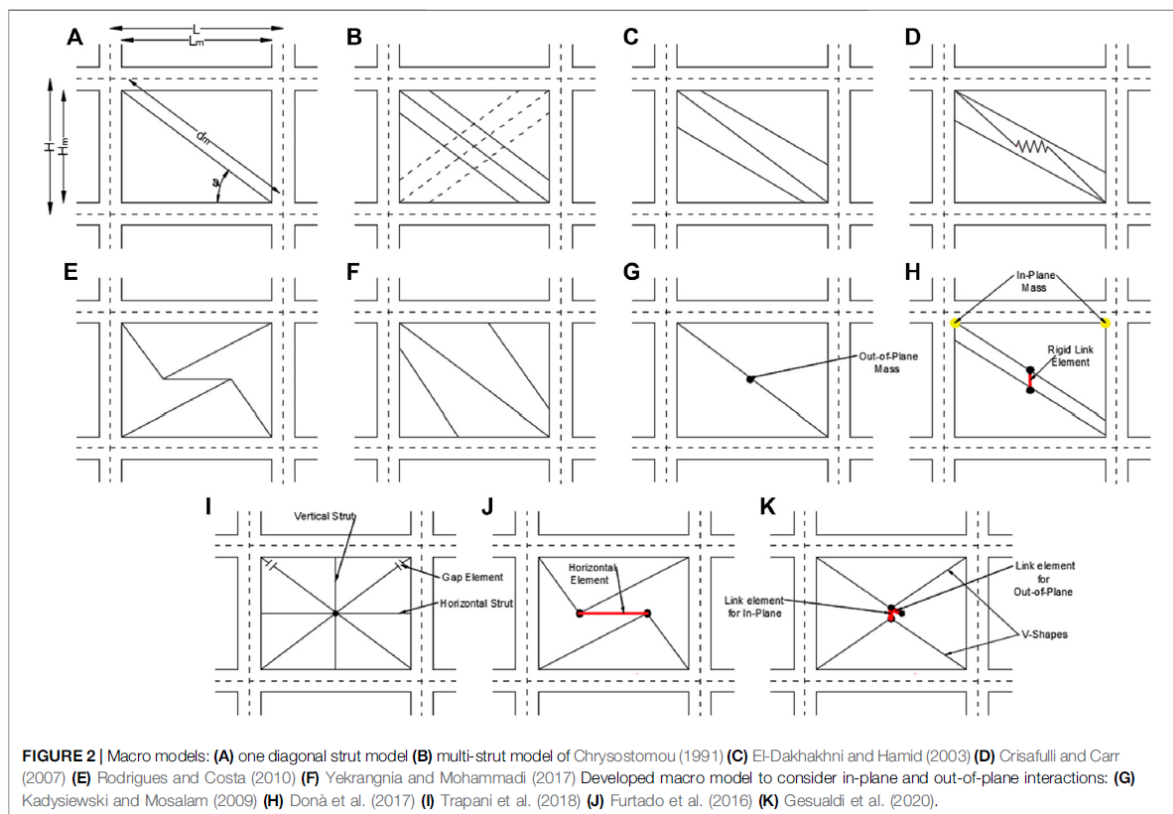


Figura 30 - Comparação entre diferentes modelos de múltiplas bielas, retirado de Bouarroudj & Boudaoud (2022)

2.3. INTRODUÇÃO AO EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 (EC8-1, 2010), regulamento europeu orientado para o dimensionamento de estruturas com vista à sua resistência sísmica, foi recentemente alvo de várias modificações. A versão atualmente em vigor revela-se, ainda, insuficiente no que respeita à consideração dos efeitos das paredes de enchimento em alvenaria em pórticos de betão armado, não refletindo de forma evidente o crescente reconhecimento da influência destes elementos no comportamento sísmico das estruturas.

Deste modo, a abordagem adotada pelo Eurocódigo 8 relativamente à interação entre paredes de enchimento e estrutura principal tem vindo a ser revista, no âmbito do desenvolvimento de uma segunda geração desta norma, prEC8-1-1 (2024) e prEC8-1-2 (2025) que, à data de conclusão do presente estudo, não se encontra ainda disponível em versão finalizada. Esta atualização incorpora os avanços mais recentes do conhecimento científico nesta área, bem como aprendizagens retiradas de eventos sísmicos recentes, nos quais o desempenho das paredes de enchimento se mostrou determinante, ou, por outro lado, comprometeu as estruturas nas quais estavam inseridas.

Na presente secção procede-se a uma análise comparativa das disposições tanto da primeira como da segunda geração do Eurocódigo 8, no que respeita à influência das paredes de enchimento em estruturas de betão armado. Esta análise visa clarificar a evolução neste domínio e avaliar em que medida as alterações introduzidas poderão contribuir para um dimensionamento mais realista e, por sua vez, mais seguro.

2.3.1. 1.^a GERAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8

A versão atualmente em vigor do Eurocódigo 8 adota uma abordagem relativamente limitada em relação à interação de pórticos de betão armado com paredes de enchimento em alvenaria. Estas paredes, classificadas como elementos não estruturais, demonstram um impacto significativo na resposta local e global dos edifícios sujeitos a ações sísmicas relevantes.

A secção 4 deste Eurocódigo, dedicada a projeto de edifícios, reconhece parcialmente esta realidade. A subsecção 4.3.1, relativa à modelação para análise estruturais, recomenda a consideração da presença das paredes de enchimento, sempre que estas contribuam de forma significativa para a rigidez ou resistência da estrutura em estudo. Apesar desta abordagem abrangente, a norma apela à mitigação dos efeitos adversos da presença das paredes de enchimento, sem explorar em detalhe os seus contributos positivos para o desempenho sísmico.

No que diz respeito à consideração explícita de estruturas porticadas com enchimentos em alvenaria, a subsecção 4.3.6 do regulamento prevê que, quando os painéis em alvenaria forem considerados como elementos integrantes do sistema resistente a sismos, o seu dimensionamento deve ser feito respeitando os critérios estabelecidos para estruturas de alvenaria, integrantes no mesmo documento. Nestas situações, deve ter-se em atenção a introdução de irregularidades em planta (evitar disposições assimétricas ou não uniformes da parede) e em altura (evitar reduções consideráveis de paredes de enchimento de um piso para outro). Quando não se utiliza um modelo rigoroso, considera-se os efeitos relacionados com irregularidades em altura satisfeitos se os esforços sísmicos forem amplificados pelo seguinte fator de majoração, retirado da equação (4.26) do EC8-1 (2010):

$$\eta = \left(1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed} \right) \leq q \quad (41)$$

onde:

- ΔV_{Rw} corresponde à redução total da resistência das paredes em alvenaria no piso, em relação ao piso com mais paredes de enchimento acima dele (kN);
- $\sum V_{Ed}$ é a soma de esforços transversos de origem sísmica que atuam em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso em causa (kN);
- q é o coeficiente de comportamento do sistema estrutural.

Além disso, para situações de distribuição irregular em planta, mesmo não sendo consideradas irregularidades estruturais significativas, o Eurocódigo recomenda que, em alguns casos, os efeitos da excentricidade accidental sejam amplificados por um fator de 2.0, conforme definido nas secções 4.3.3.2.4 e 4.3.3.3.3.

Na secção 4.3.6.2, é destacada a necessidade de contabilizar eventuais efeitos locais resultantes da interação da estrutura primária com a parede de enchimento, referindo, a título exemplificativo, a rotura por esforço transversal dos pilares sob a ação do efeito de biela diagonal dos enchimentos, sendo esta a primeira vez que se introduz este conceito. O comprimento dos pilares adjacentes às paredes em alvenaria, nos quais estão aplicadas forças relativas a esta biela, devem ser verificados em relação ao menor dos casos entre a componente horizontal da força da biela de enchimento (considerada equivalente à resistência ao esforço transversal horizontal da parede, calculada com base na resistência ao esforço transversal das juntas de argamassa), ou o esforço transversal calculado em função da classe de ductilidade, admitindo que a capacidade de sobre-resistência à flexão do pilar se desenvolve nas duas

extremidades do comprimento de contacto da biela (de acordo com 5.4.2.3 ou 5.5.2.2). Recomenda-se a consideração do comprimento de contacto igual à largura vertical total da biela de enchimento. Por sua vez, a menos que se efetue um cálculo mais rigoroso desta largura, o qual não é referido, considera-se este parâmetro geométrico como uma fração fixa do comprimento da diagonal da biela.

Com esta abordagem sugerida pelo Eurocódigo 8, quando se consideram as paredes de enchimento na modelação, apenas se aconselha a aplicar recomendações de modo a mitigar os efeitos negativos associados à sua inclusão, não sendo em nenhum ponto referida alguma disposição que tentasse aproveitar os efeitos benéficos que estes elementos não estruturais podem trazer ao comportamento global de um edifício.

2.3.2. 2.ª GERAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8

Ao contrário do que acontecia na 1.ª geração, na nova versão do Eurocódigo 8 (ainda provisória durante a escrita deste documento, daqui em diante referida como prEC8-1-1 (2024) ou prEC8-1-2 (2025), dependendo da parte a analisar) os efeitos dos elementos em estudo surgem de forma mais explícita, em específico no capítulo 7.4 “*Masonry Infilled Frames*” e no Anexo (informativo) K.

Para começar a exposição deste novo regulamento normativo, é importante referir a introdução de diferentes termos relevantes. Os Estados Limites passam a estar divididos em quatro grupos, sendo os dois primeiros referentes a Estados Limites de Serviço e os restantes a Estados Limites Últimos: OP (*Fully Operational*); DL (*Damage Limitation*); SD (*Significant Damage*); NC (*Near Colapse*).

Como referido em prEC8-1-1 (2024), o Estado Limite OP (em português, Totalmente Operacional) refere-se ao estado em que as estruturas, após um evento sísmico, apresentam apenas danos ligeiros, considerando-se economicamente viável a sua reparação e permitindo a operação contínua dos sistemas instalados. O nível de desempenho DL (Limitação de Dano), assim como o OP, define-se quando há danos ligeiros, a estrutura é economicamente reparável e apresenta deslocamentos permanentes negligenciáveis, não havendo perda da capacidade resistente a eventos sísmicos. Neste estado, os elementos estruturais mantêm toda a sua resistência, apesar de haver uma redução limitada da rigidez. Se presentes na estrutura, os elementos auxiliares (como revestimentos, parapeitos, empenas, antenas, equipamentos mecânicos, paredes divisórias, gradeamentos, tetos falsos, etc.) evidenciam danos considerados menores que podem ser reparados (como o surgimento de fissuração distribuída ao longo de paredes divisórias ou de enchimento).

O primeiro Estado Limite Último a ser desenvolvido é o SD, ou seja, Dano Significativo. Neste, como o nome indica, a estrutura já apresenta danos consideráveis, com *drifts*/deslocamentos moderados e permanentes, mantendo, no entanto, a capacidade resistente da estrutura em relação a cargas verticais. Os elementos auxiliares, se presentes, estão danificados (as paredes de enchimento, por exemplo, estão bastante fissuradas, mas ainda não falharam fora do plano). Apesar de ser esperado que a estrutura seja reparável, esta reparação pode não ser economicamente viável. Por fim, o Estado Limite NC (Quase Colapso) deve ser definido como aquele em que a estrutura se encontra gravemente danificada, com deslocamentos permanentes bastante consideráveis, mantendo, ainda assim, a sua capacidade resistente a cargas verticais. Neste caso, os elementos auxiliares presentes já colapsaram na sua totalidade.

Para além desta modificação, também as classes de ductilidade sofreram alterações. A ductilidade é a capacidade fundamental das estruturas sofrerem deformações plásticas sem perda significativa de resistência antes de chegarem ao seu ponto de rotura. Estruturas com um alto grau de ductilidade, durante eventos sísmicos, são capazes de absorver e dissipar energia, evitando colapsos repentinos. Na primeira geração (EC8-1, 2010) havia três classes: DCL ou classe de ductilidade baixa (*low*), DCM ou classe de

ductilidade média (*medium*) e DCH ou classe de ductilidade alta (*high*). A escolha da classe de ductilidade está dependente de fatores como a localização da estrutura, ou seja, se se encontra numa zona de alta ou baixa sismicidade, do grau de importância do edifício, e, também, do bom senso do projetista, quando considera a relação entre desempenho e custo. No prEC8, as classes são substituídas por DC1, DC2 e DC3. Na classe DC1, a capacidade de sobrerresistência da estrutura é considerada, enquanto a capacidade de deformação inelástica e de dissipação de energia são fatores de menor importância. Em DC2 considera-se a capacidade de sobrerresistência local, bem como a capacidade de deformação e de dissipação de energia. Além disso, os mecanismos plásticos globais são também controlados. Por fim, em DC3, considera-se a capacidade da estrutura para formar um mecanismo plástico global no estado limite SD, bem como a sobrerresistência local, a capacidade de deformação local e a dissipação de energia.

De modo a clarificar o acompanhamento das etapas e a interpretação deste regulamento no que diz respeito à inclusão das paredes de enchimento, a presente secção será acompanhada de organogramas que ilustram a interpretação do documento original.

No capítulo 7.4 (*Masonry Infilled Frames*), o mais relevante do prEC8-1-2 (2025) para esta dissertação, é realizada uma distinção entre as paredes de enchimento que interagem com a estrutura e as que não interagem. Segundo a cláusula 7.4.1 (2), são considerados como interativas as paredes de enchimento que se encontrem em contacto direto com a estrutura, sem juntas de separação. Dentro deste grupo, é possível ainda distinguir os painéis interativos dúcteis, ou seja, os que apresentam boa capacidade de deformação e de dissipação de energia antes de atingir a rotura, apresentando um comportamento mais gradual e, por sua vez, mais previsível e, do outro lado, os não dúcteis, que resistem pouco às deformações antes de cederem, já que são mais rígidos e frágeis. Em 7.4.1 (5) é dito que os enchimentos podem ser considerados dúcteis se conseguirem suportar, sem danos consideráveis na alvenaria, *drifts* não inferiores aos limites estabelecidos para SD e devem, segundo 7.4.1 (3), acomodar, também sem degradação na alvenaria, as deformações na estrutura até um *drift* igual ao solicitado em SD, multiplicado por um fator de amplificação que, se nada for dito em contrário, deve ser igual a 1.1 (para SD) e 1.5 (para evitar comportamento não favorável em NC). Estas definições acabam por ser demasiado abrangentes e não definem com precisão o que pode ser considerado dúctil e não dúctil. O facto de se referir “sem degradação e dano significativo” deveria ser mais detalhado, já que este aspeto pode ser interpretado de diferentes maneiras por diferentes utilizadores do Eurocódigo 8, não sendo possível quantificar de forma objetiva o que é um painel dúctil ou não dúctil. Isto significa que o utilizador tem que modelar a estrutura e a parede de enchimento (modelada como biela, o que será explorado no desenvolvimento da investigação), de modo a obter os valores da sua resistência. Se a resistência máxima não for atingida, a parede em alvenaria mantém-se de pé, mas será isso suficiente para garantir que ela não se degradou ou que não teve dano? Algum dano teve de ter, mas não se percebe efetivamente o que é o dano significativo. No entanto, apesar destas limitações, é possível modelar estes painéis sem ter de afirmar se são dúcteis ou não. De forma conservadora, é sempre possível assumir que uma parede é não dúctil e reduzir as deformações, algo que também será explorado adiante.

Apesar de a utilização de paredes em alvenaria não dúcteis ser feita com maior frequência, a verdade é que no prEC8, os casos dúcteis são os que se encontram definidos de maneira mais detalhada, fazendo-se pouca referência aos restantes casos, como se mostrará no desenvolvimento do capítulo.

A cláusula 7.4.2 (*Design of Interacting Infills*), que aparece no organograma da Figura 31, deve ser aplicada para as três classes de ductilidade DC1, DC2 e DC3. É descrito que, comparativamente a estruturas sem paredes de enchimento, os pórticos com paredes em alvenaria evidenciam um aumento da rigidez da estrutura, reduzem o seu período e modificam os efeitos das ações. Quando a distribuição destes elementos em planta não é simétrica, introduzem efeitos de torção no edifício e aumentam a

exigência de ductilidade. Já uma distribuição irregular em altura provoca um aumento dos efeitos das ações em pisos que não apresentam paredes de enchimento. Estes dois últimos efeitos descritos devem ser considerados aquando do dimensionamento, bem como do reforço local da resistência ao corte provocada pelo efeito das paredes em questão.

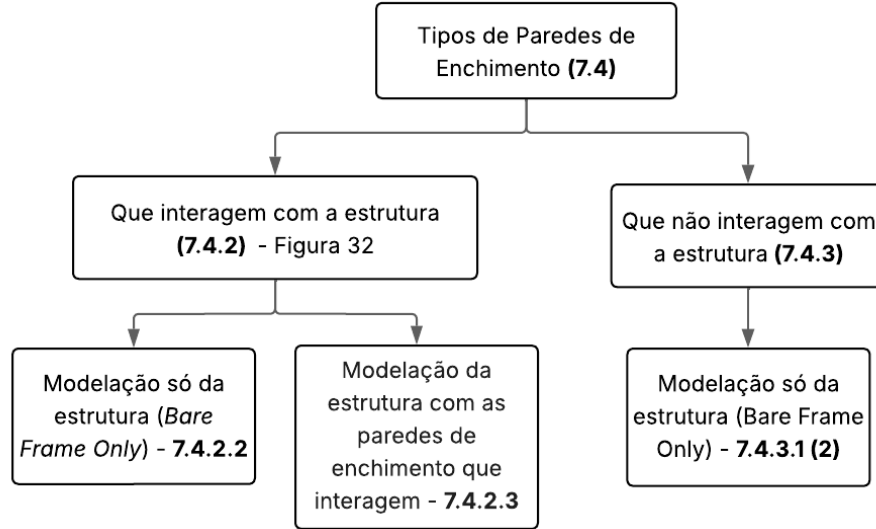


Figura 31 - Tipos de paredes de enchimento

Como se pode verificar pela Figura 31 e analisando, por enquanto, apenas o caso das paredes de enchimentos que interagem com a estrutura, é possível identificar dois tipos distintos de modelação. Esta escolha está dependente de fatores ($R_{sym,x}$ e $R_{sym,y}$), usados para caracterizar a regularidade no plano da disposição espacial das paredes de enchimento, definidos pelas seguintes equações:

$$R_{sym,x} = \frac{ABS[(\sum l_{alv,left,x,i} \cdot d_i^2 - \sum l_{alv,right,x,i} \cdot d_i^2)]}{\sum l_{alv,left,x,i} \cdot d_i^2 + \sum l_{alv,right,x,i} \cdot d_i^2} \quad (42)$$

$$R_{sym,y} = \frac{ABS[(\sum l_{alv,left,y,i} \cdot d_i^2 - \sum l_{alv,right,y,i} \cdot d_i^2)]}{\sum l_{alv,left,y,i} \cdot d_i^2 + \sum l_{alv,right,y,i} \cdot d_i^2} \quad (43)$$

Em ambas as equações, l_{alv} é o comprimento de uma parede de enchimento paralela ao eixo (x ou y), em metros, situado à esquerda ou à direita desse eixo, consoante o caso, sendo que os eixos são os que passam pelo centro de rigidez da estrutura sem enchimentos (*Bare frame*). Já d_i corresponde à distância entre o enchimento e o eixo que se está a considerar, na mesma unidade. De acordo com estes fatores, a escolha da modelação pode ser efetuada com base no organograma 2 da Figura 32.

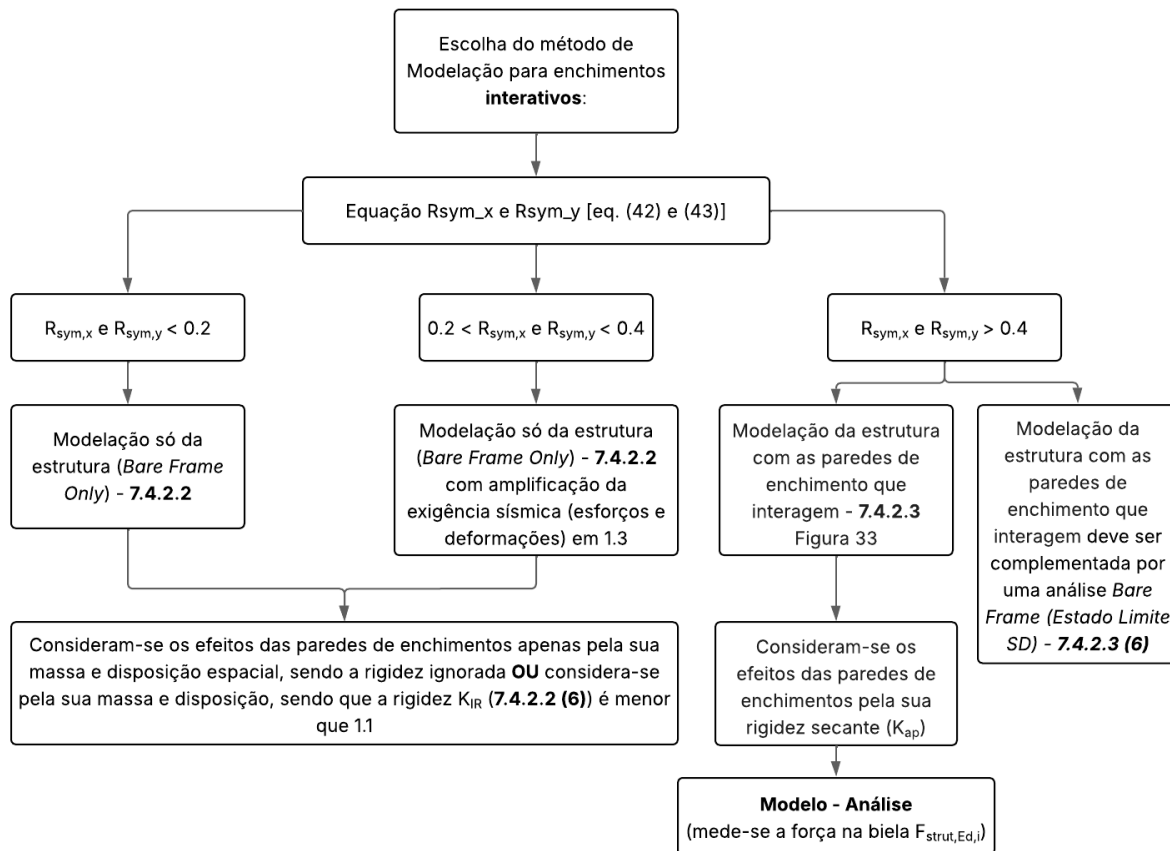


Figura 32 - Escolha do Método de Modelação para encontros interativos

Como se pode verificar, da equação de R_{sym} é possível tirar 3 conclusões consoante o seu resultado. Quando este rácio, tanto na direção x, como na direção y é inferior a 0.2, a solicitação do deslocamento relativo entre pisos das estruturas pode ser calculada com um modelo de análise apenas da estrutura, sem a consideração das paredes de enchimento. Quando este é o caso, surgem duas opções dentro da modelação para se considerar o efeito das paredes de enchimento que não se modelam diretamente: ou são consideradas na análise pela sua massa e disposição no espaço, ignorando-se a sua rigidez (7.4.2.2 (1) a) ou são também analisadas pela sua massa e disposição, mas, neste caso, a sua rigidez pode ser considerada se o fator K_{IR} (definido posteriormente no prEC8-1-2 (2025), em 7.4.2.2 (6) e, no presente documento, na equação (44)) não for superior a 1.1 (7.4.2.2 (1) b).

$$K_{IR} = \left(1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}\right) \leq q \quad (44)$$

Nesta fórmula, ΔV_{RW} corresponde à diferença entre a resistência do piso inferior ou superior ao piso que se está a considerar, que contém a maior quantidade de paredes de enchimento, e a resistência do piso em causa, sendo a resistência de um piso a soma da resistência ao corte de todas as paredes de enchimento desse patamar. Esta resistência ao corte das paredes de enchimento, $V_{ap,Rd}$, encontra-se definida na equação (48). Por sua vez, V_{Ed} corresponde à força de corte das ações sísmicas em todos os elementos verticais da estrutura primária do piso que se está a analisar. A sua relação tem de ser inferior

ao fator de comportamento usado no dimensionamento da estrutura, o que será desenvolvido no seguimento deste capítulo.

O organograma da Figura 32 também diferencia o caso específico em que os rácios se encontram entre os valores 0.2 e 0.4. Para estes valores, embora seja dito que também se pode utilizar o modelo só com pórticos, este deve ser acompanhado de uma amplificação (multiplicação por um fator de 1.3) dos valores obtidos na análise *Bare Frame* para a ação sísmica de projeto e para as exigências de deslocamento relativo entre pisos. Apesar de não aparecer na Figura 32, já que nesta se definem apenas os casos específicos em que paredes de enchimento em alvenaria interagem com a estrutura primária, convém realçar que, para os casos em que esta interação não acontece, as paredes em alvenaria serão consideradas num modelo *Bare Frame* apenas pela contribuição da sua massa, como é dito em 7.4.3.1 (2), referenciado no primeiro organograma.

Por fim, na análise das estruturas, quando os rácios $R_{sym,x}$ e $R_{sym,y}$ são ambos superiores a 0.4, o prEC8-1-2 (2025) encaminha para dois novos subcapítulos, 7.4.2.3 para uma análise linear e 7.4.2.4 para uma análise não linear. Ao contrário dos casos anteriores, neste caso específico, o prEC8 obriga a modelar as paredes de enchimento, sugerindo a abordagem da Biela Equivalente, já introduzida nesta dissertação. As paredes de enchimento já não são consideradas pela sua massa ou disposição espacial, mas sim pela sua rigidez secante, K_{ap} . Quando esta análise linear no estado limite de Dano Significativo é realizada, o modelo que incorpora as paredes de enchimento deve ser complementado, ainda assim, por um modelo em que se considere apenas a estrutura e as verificações relevantes de projeto devem ser garantidas.

Nos casos específicos em que é necessário entrar com a análise da parede de enchimento, o regulamento define duas verificações cuja realização é necessária: a verificação da segurança em termos de esforços e a verificação da segurança em termos das deformações. Questões acerca de como modelar as bielas equivalentes e que propriedades mecânicas lhes são concedidas, que *drifts* se consideram na análise, entre outras serão desenvolvidas com a introdução da Figura 33.

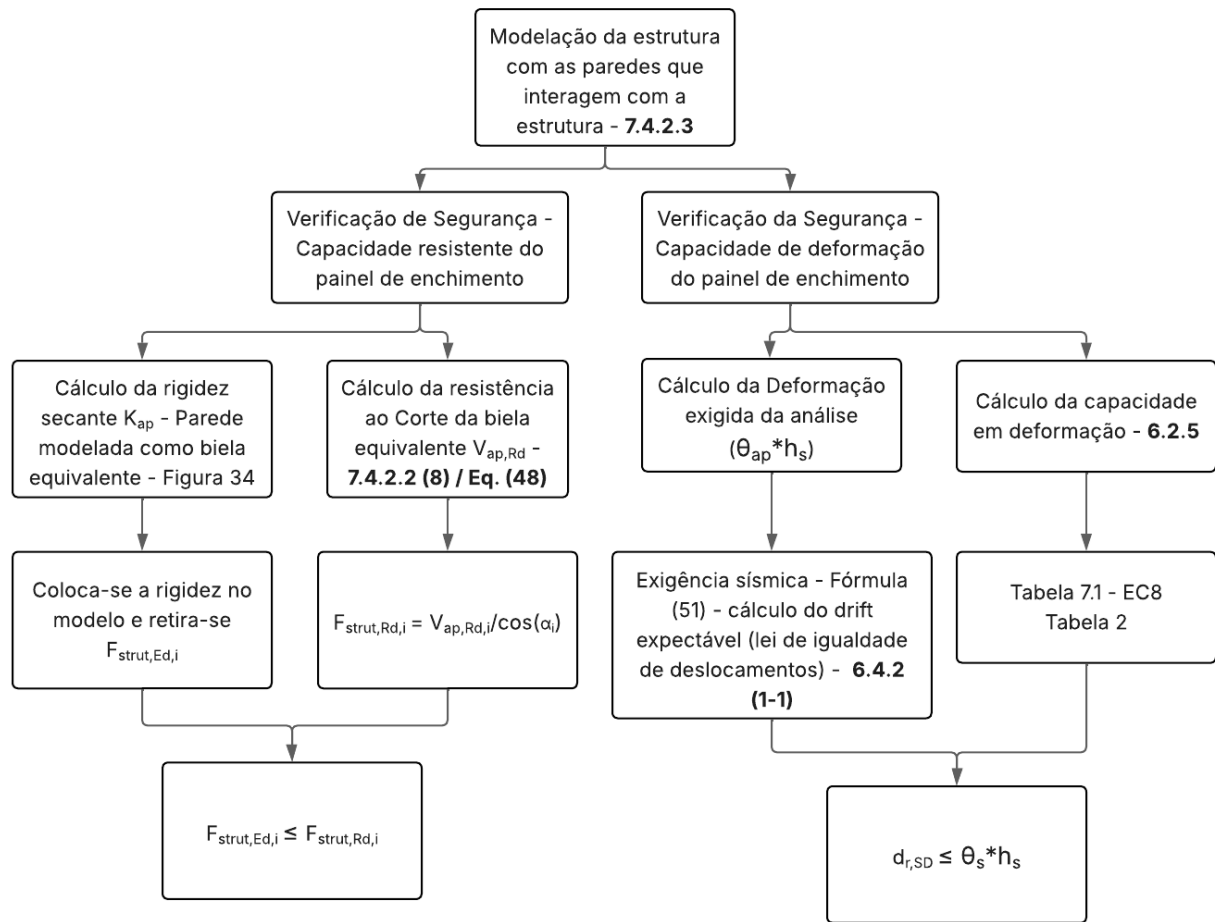


Figura 33 - Modelação com paredes de enchimento interativas

Segundo o prEC8-1-2 (2025), quando a parede de enchimento é modelada como uma biela articulada, opção sugerida na regulamentação, Figura 34, a rigidez secante que caracteriza a biela, K_{ap} , deve ser calculada pela seguinte fórmula:

$$K_{ap} = \frac{E_{biela} \cdot t_{alv} \cdot w}{d} \quad (45)$$

na qual:

- E_{biela} é o módulo de elasticidade da biela, em MPa, dado pela equação (46), proveniente do modelo de Decanini et al. (1993), referido anteriormente. Este modelo foi posteriormente referido, também, em Hak et al. (2013):

$$E_{biela} = \left[\frac{\cos^4 \alpha}{E_h} + \frac{\sin^4 \alpha}{E_v} + \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha \cdot \left(\frac{1}{G_{alv}} - \frac{2\nu}{E_v} \right) \right]^{-1} \quad (46)$$

- E_h e E_v são, respetivamente, os módulos de elasticidades secantes horizontais e verticais da alvenaria, em MPa, definidos no Eurocódigo 6, EC6-1 (2021), na secção 5.8.2;
- G_{alv} é o módulo de distorção, em MPa, definido no Eurocódigo 6 (EC6-1 (2021), 5.8);
- ν é o coeficiente de Poisson da alvenaria. Para unidades cerâmicas, $\nu = 0.1$. Para unidades AAC (*Autoclaved aerated concrete*), $\nu = 0.25$. Para betão leve, $\nu = 0.2$;
- α é a inclinação da biela diagonal em relação à horizontal, em radianos (nos modelos utiliza-se θ , mas, neste caso, usar-se-á a terminologia própria do Eurocódigo para não se confundir este ângulo com o deslocamento θ_{ap} , de acordo com a Figura 34);
- d é o comprimento da diagonal do painel de enchimento, em metros (usada como l_s no Eurocódigo);
- t_{alv} é a espessura do painel de enchimento, também em metros. No Eurocódigo, ao contrário do caso da regulamentação do Canadá (que será descrito mais à frente) não está explícito se o valor a usar para esta espessura é o valor da espessura total ou duma espessura efetiva. Isto é, em nenhuma parte do prEC8-1-2 (2025) é dito se, para uma parede de enchimento constituída por blocos de alvenaria com furação substancial, este valor entra como se a alvenaria fosse preenchida, ou se os vazios são descontados, o que terá grande influência tanto no cálculo da largura equivalente, como da rigidez, resistência e deslocamento;
- w é a largura da diagonal do painel, em metros, conforme a seguinte equação:

$$w = 0.25 \cdot d = \frac{0.25 \cdot l_{alv}}{\cos \alpha} \quad (47)$$

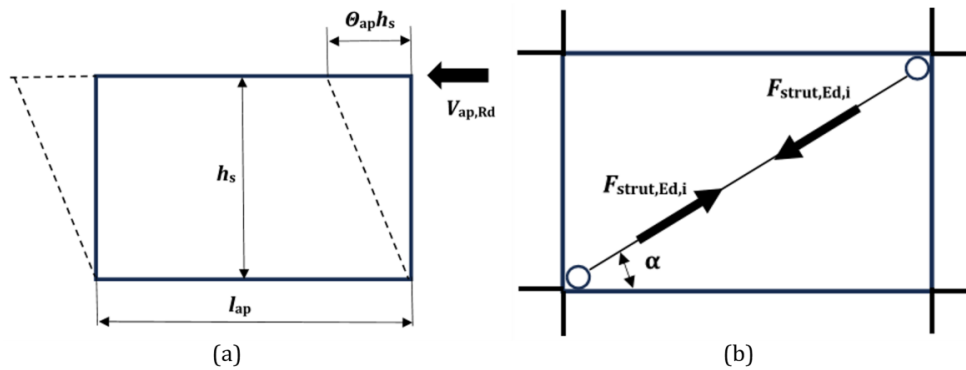


Figura 34 - Resistência e *drift* do painel (a) e modelo da biela comprimida (b), retirada de prEC8-1-2 (2025)

A rigidez obtida neste cálculo é modelada no *software* de análise, sendo agora possível obter resultados para o modelo, retirando-se os valores da força axial $F_{strut,Ed,i}$ (Figura 34 - b), que corresponde ao efeito da ação na biela comprimida. Este valor será comparado com a resistência de cálculo ($F_{strut,Rd,i}$), que está dependente de um conceito introduzido em 7.4.2.2 (8), a resistência de cálculo ao corte ($V_{ap,Rd}$) definida pela seguinte fórmula:

$$V_{ap,Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \left[t_{alv} \cdot f_{vk0} \cdot \left(l_{ap} + \mu_f \cdot \frac{d}{1 - \mu_f \cdot \frac{h_{ap}}{l_{ap}}} \cdot \text{sen}\alpha \right) \right] \quad (48)$$

em que:

- $V_{ap,Rd}$ é a resistência de cálculo ao corte do painel de enchimento, em kN;
- γ_M é o coeficiente parcial de segurança para o estado limite SD (de acordo com 14.3 (5), $\gamma_M = 1.5$);
- f_{vk0} é o valor característico da tensão resistente ao corte do painel de enchimento em alvenaria quando sujeito a compressão vertical nula, em MPa (a cláusula 5.7.2.2 do EC6-1 (2021));
- μ_f é o coeficiente de atrito característico, igual a 0.4 segundo o EC6-1 (2021)

Em relação ao módulo de elasticidade que aparece na fórmula do E_{biela} , o prEC8-1-2 (2025) estabelece uma ponte com o EC6-1 (2021), já que, para determinar este valor, é necessário definir o módulo de elasticidade vertical e horizontal da alvenaria. Na secção correspondente do Eurocódigo 6, apenas aparece a fórmula para o cálculo de E , sem a relação entre a componente horizontal e a vertical, deixando o leitor com dúvidas acerca do valor a colocar na relação que aparece, para depois calcular o valor da rigidez secante da biela equivalente. No EC6-1 (2021) é apenas dito que o módulo de elasticidade E se calcula através das seguintes relações:

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot f_k \quad (49)$$

$$f_k = k \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (50)$$

em que:

- f_k corresponde à resistência característica à compressão da alvenaria (em MPa);
- f_b é a resistência à compressão normalizada das unidades de alvenaria (em MPa);
- f_m é a resistência média à compressão da argamassa (em MPa).

Já o módulo de distorção da alvenaria, G_{alv} é definido como sendo 40% do módulo de elasticidade, E_{alv} . Simultaneamente a este procedimento, é necessário realizar uma comparação entre as deformações. Retira-se, do modelo, a deformação lateral da estrutura ou, neste caso, do painel de enchimento, que corresponde à deformação do topo do piso, ou seja, $\theta_{ap} \cdot h_s$ que aparece na Figura 34. Este deslocamento proveniente da análise é utilizado, posteriormente, para calcular o *drift* expectável, explícito em prEC8-1-1 (2024) e na seguinte equação:

$$d_s = q_{disp} \cdot d_r \quad (51)$$

- d_s é o deslocamento de um ponto da estrutura (em metros);

- d_r é o deslocamento do mesmo ponto do modelo estrutural calculado pelo espectro reduzido associado ao dimensionamento sísmico (em metros);
- q_{disp} é igual a q quando $T_1 \geq T_B$ ou a $[1 + (q - 1) \cdot T_B/T_1]$, mas não maior que $3q$ se $T_1 < T_B$;
- T_1 corresponde ao período predominante da estrutura na direção a considerar, em segundos;
- T_B é o período de vibração do canto inferior do intervalo de aceleração espectral constante, em segundos.

Para além desta comparação, em 6.2.5 da parte prEC8-1-2 (2025) é também calculada a capacidade em termos da deformação. O *drift* entre pisos deve estar limitado em todo os andares, de acordo com a seguinte equação:

$$d_{r,SD} \leq \theta_s \cdot h_s \quad (52)$$

Nesta fórmula, o parâmetro θ_s corresponde ao parâmetro θ_{ap} já referido. Já $d_{r,SD}$ é o *drift* definido como a diferença entre o deslocamento lateral d_s no nível mais alto e mais baixo do piso, calculado pelo modelo numérico. O valor de $d_{r,SD}$ deve seguir as seguintes regras: se o edifício não for torsionalmente flexível e se o centro de massa no topo e na base dum piso estiverem alinhados na vertical, o deslocamento $d_{r,SD}$ é a diferença entre os deslocamentos laterais d_s do centro de massa no topo e na base desse piso. Se os centros de massa no topo e na base dum piso não estiverem alinhados verticalmente, o deslocamento d_s na base do piso pode ser considerado como o deslocamento na projeção vertical do centro de massa no topo do piso, sendo $d_{r,SD}$ a diferença entre esses deslocamentos d_s . Caso o edifício seja torsionalmente flexível, $d_{r,SD}$ deve ser dado como a maior diferença de deslocamento entre pontos alinhados verticalmente no topo e na base do piso em consideração, ao longo de qualquer extremidade da estrutura. Para uma estrutura ser considerada como torsionalmente flexível, segundo 4.4.3 do prEC8-1-2 (2025), basta que se verifique pelo menos uma das seguintes regras: 1) em cada direção principal horizontal, a maior massa modal efetiva translacional nessa direção não corresponde ao primeiro nem ao segundo modo, não sendo considerados, nesta classificação, modos locais ou modos associados a equipamentos (esta condição corresponde ao facto de o primeiro modo, em pelo menos uma direção principal horizontal, ser substancialmente influenciado pela torção); 2) o período do primeiro modo torsional predominante de vibração é superior aos períodos dos modos translacionais predominantes nas duas direções principais horizontais, não sendo considerados, também, nesta classificação, modos locais ou modos associados a equipamentos.

Os valores resultantes destes dois casos de verificação da deformação do painel de enchimento são, por sua vez, comparados com os valores da Tabela 2, na qual que se estabelecem os vários limites do *drift* entre pisos em estruturas com paredes de enchimento. Os valores definidos para os estados limites OP, DL e SD estão dependentes do tipo de alvenaria existente.

Tabela 2 - Limites do *drift* em edifícios com paredes de enchimento, adaptado da Tabela 7.1 do prEC8-1-2 (2025)

Tipos de Alvenaria	Limites de <i>Drift</i> $\theta_{ap,OP} \cdot h_s$ em OP	Limites de <i>Drift</i> $\theta_{ap,DL} \cdot h_s$ em DL	Limites de <i>Drift</i> $\theta_{ap,SD} \cdot h_s$ em SD
Alvenaria não armada, com unidades cerâmicas dos Grupos 1, 2 e 3, com espessura ≥ 200 mm e $f_k \geq 3$ MPa	$0.0020 \cdot h_s$	$0.0045 \cdot h_s$	$0.0110 \cdot h_s$
Alvenaria não armada, com unidades cerâmicas dos Grupos 1, 2 e 3 (diferentes da linha anterior)	$0.0015 \cdot h_s$	$0.0030 \cdot h_s$	$0.0080 \cdot h_s$
Alvenaria não armada, com unidades cerâmicas do Grupo 4	$0.0015 \cdot h_s$	$0.0030 \cdot h_s$	$0.0060 \cdot h_s$
Outros casos	$0.0015 \cdot h_s$	$0.0030 \cdot h_s$	$0.0060 \cdot h_s$
Paredes de enchimento em alvenaria dúctil	$0.0050 \cdot h_s$	$0.0125 \cdot h_s$	$0.0220 \cdot h_s$

Os valores da Tabela 2 podem sofrer alterações em certos casos específicos (Figura 35). Quando se analisa uma parede com abertura(s), os valores devem ser reduzidos em, pelo menos, 20%. Quando se combina esforços no plano e fora do plano (*in-plane* e *out-of-plane*) também se devem reduzir os limites de *drift*, multiplicando-os por 0.8 para casos de paredes não dúcteis. Para paredes dúcteis, se demonstrado experimentalmente, podem ser utilizados os valores diretamente da Tabela 2. Por fim, quando se analisa paredes em alvenaria armada, casos nos quais há introdução de armadura vertical ou horizontal distribuída, utiliza-se um fator de amplificação de, no máximo, 1.2. Para cenários em que há introdução de uma malha de armadura (de aço ou FRP – *Fiber Reinforced Polymers*) no reboco, de ambos os lados da alvenaria e com ligações transversais que liguem as malhas das duas faces, aplica-se um fator não superior a 1.4.

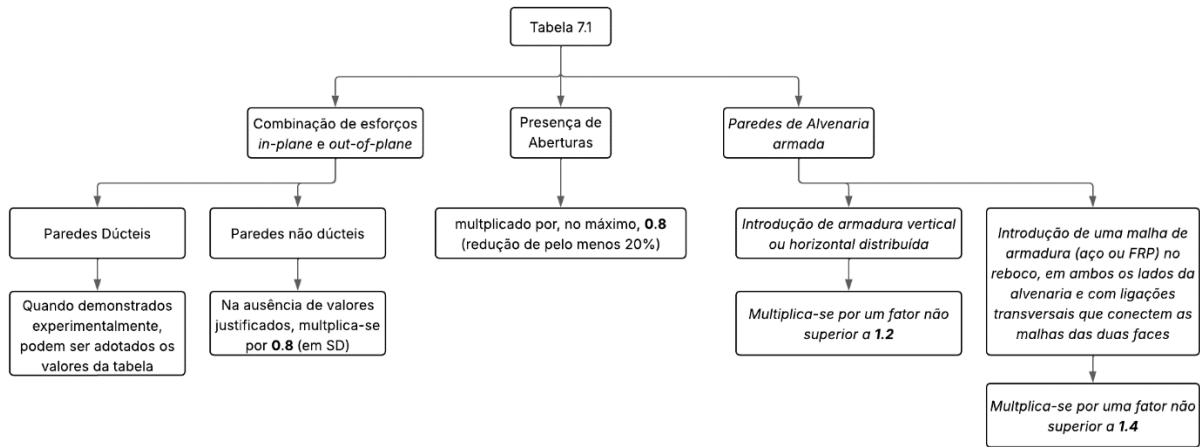


Figura 35 - Fatores multiplicativos da Tabela 7.1

Para a análise da Tabela 2, é importante perceber a distinção entre os quatro diferentes grupos de alvenaria presentes, definidos no Eurocódigo 6 (EC6-1, 2021), daqui em diante referido como EC6, de modo a perceber o caso a aplicar no modelo. Estes grupos diferenciam unidades em alvenaria, tendo em conta os seus requisitos geométricos, como a percentagem de tamanho e a orientação dos vazios das unidades após serem assentados os tijolos. A distinção pode ser vista na tabela 5.1 do EC6.

Apesar da secção 7.4.2.3 (*Linear Analysis with a model of the interaction between frame and infills*) não remeter diretamente para o Anexo K do prEC8-1-2 (2025) (anexo informativo - *Simplified evaluation of drift demands on infilled frames*), há, no entanto, na secção 7.4.2.2 (*Linear and non-linear Analysis with a model of the bare frame only*) uma referência à definição da rigidez secante K_{ap} das paredes de enchimento não dúcteis através de outro procedimento, que remete para o anexo referido. Além da definição de paredes não dúcteis não ser totalmente explícita no prEC8-1-2 (2025), a referência ao anexo (informativo) K acaba por ser não estar devidamente enquadrada com os procedimentos quer da secção 7.4.2.2, quer da secção 7.4.2.3. O anexo define a rigidez para paredes de enchimento (no vão i do piso j), em edifícios cuja distribuição seja regular em altura, da seguinte forma (todos os elementos constituintes da fórmula já foram definidos):

$$K_{alv,i,j} = \frac{V_{ap,Rd,i,j}}{\theta_{ap,i,j} \cdot h_j} \quad (53)$$

Analisando, novamente o organograma da Figura 33, seria de esperar que as duas verificações de segurança fossem consistentes entre si, mas esse pode nem sempre ser o caso. Se se usar a fórmula do $K_{alv,i,j}$ do anexo (que aparece como $K_{infill,i,j}$), ao garantir que se cumpre a resistência, garantia-se, automaticamente, o cumprimento de *drift*, já que um valor estaria dependente do outro, como se percebe através de uma comparação das duas fórmulas (a rigidez é o quociente entre a força máxima que se admite e a deformação máxima). No entanto, este valor do anexo aparece apenas como informativo, sendo exigido seguir pelo corpo principal da norma. Neste caso, no cálculo de K_{ap} , em nenhum momento aparecem a força e a deformação admissíveis, podendo resultar numa força que cumpre o requerido e, ao mesmo tempo, uma deformação em que isso não aconteça, o que exige a introdução de alterações no dimensionamento da estrutura. É importante referir que ambas as verificações abordadas estão genericamente relacionadas com estado limite de Dano Significativo, não havendo a obrigação de dimensionar para DL ou OP, pelo menos enquanto não estiverem definidas as classes de consequência dos edifícios, que vão aparecer nos anexos Nacionais (pois, aquando da realização desta dissertação, ainda não se encontram disponíveis).

Na análise que se tem realizado das paredes de enchimento é essencial ter em consideração certos fatores que possam afetar a sua resistência ou comportamento. Grande parte desses casos estão já definidos na Figura 35, na qual se mostram os fatores de redução ou amplificação que serão assumidos para cada caso específico. Um dos fatores mais comuns incide sobre o efeito das aberturas nos painéis de enchimento. Estes têm uma resistência e rigidez mais limitada, quando comparados com paredes sem aberturas, podendo levar a uma estimativa errada dos períodos, frequências da estrutura, efeitos de torção, entre outros. Nestes casos, e assumindo a linha de verificações já explicada, o valor da resistência do painel, $V_{ap,Rd}$ terá de ser multiplicado por um fator, ρ_{op} , calculado pela seguinte expressão:

$$\rho_{op} = a \cdot \exp(b \cdot \alpha_{a_{op}}) + c \cdot \exp(d \cdot \alpha_{l_{op}}) \quad (54)$$

em que:

- $\alpha_{a_{op}}$ é o quociente entre a área das aberturas e a área do painel de enchimento:

$$\alpha_{a_{op}} = \frac{l_{op} \cdot h_{op}}{l_{alv} \cdot h_{alv}} \quad (55)$$

- $\alpha_{l_{op}}$ é o quociente entre o comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento:

$$\alpha_l = l_{op}/l_{alv} \quad (56)$$

- h_{alv} corresponde à altura do painel de enchimento (m);
- l_{op} corresponde ao comprimento da abertura (m);
- h_{op} corresponde à altura da abertura (m);
- a, b, c e d são coeficientes retirados da Tabela 3, adaptada do Eurocódigo 8.

Tabela 3 - Coeficientes a, b, c e d para o cálculo da resistência ao corte de painéis de enchimento com aberturas, adaptada da Tabela 7.2 do prEC8-1-2 (2025)

Tipo de Abertura	a	b	c	d
Não armada	0.55	-0.035	0.44	-0.025
Parcialmente armada	0.58	-0.030	0.42	-0.020
Armada	0.63	-0.020	0.40	-0.010

A distinção entre os 3 tipos de abertura, que constam na Tabela 3, encontra-se esquematizada no prEC8-1-2 (2025) de acordo com a Figura 36.

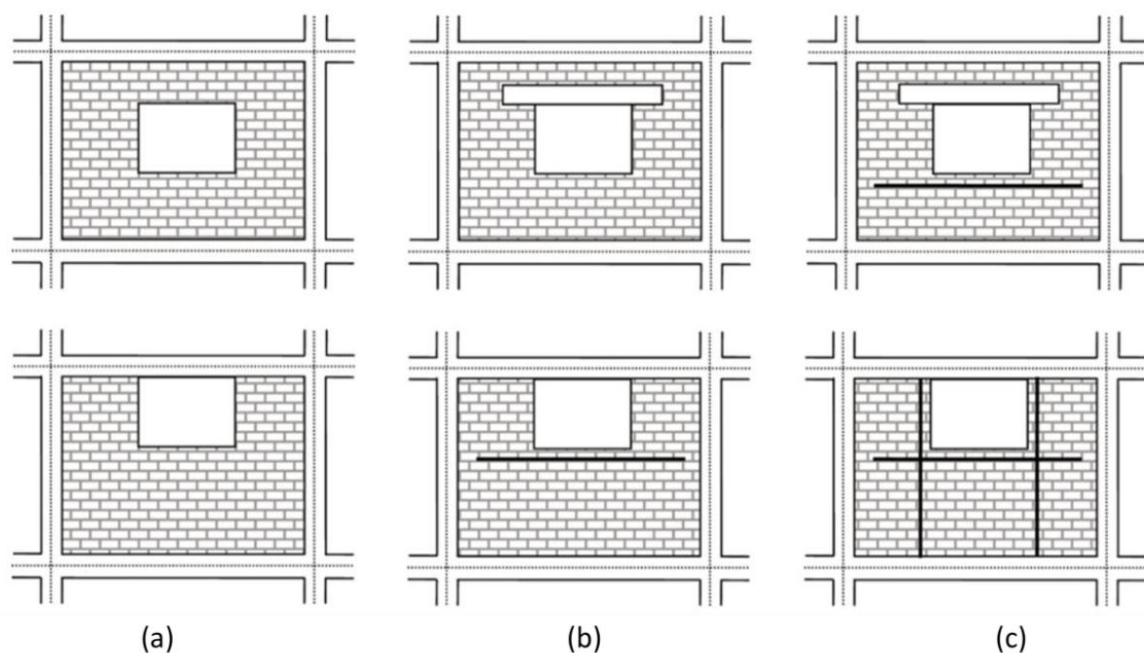


Figura 36 - (a) aberturas não armadas, (b) aberturas parcialmente armadas, (c) aberturas armadas, retirado de prEC8-1-2 (2025)

Para além das verificações já referidas, e em específico para os casos em que existe interação entre a estrutura de betão armado e a parede de enchimento em alvenaria, quer o painel de enchimento seja explicitamente modelado ou não, é necessário realizar uma verificação adicional (7.4.2.6 do EC8), que consiste numa verificação ao esforço transversal dos pilares adjacentes às paredes de enchimento, que terá em conta o possível aumento do esforço transversal introduzido por esses painéis. A dimensão da zona crítica pode ser a dimensão total do pilar. A presente dissertação não abordará, no entanto, estas questões.

2.4. REGULAMENTAÇÃO INTERNACIONAL

De modo a ser possível ter uma visão mais abrangente acerca dos efeitos das paredes de enchimento e das diferentes abordagens tomadas para a sua modelação, é também relevante para este estudo descrever como é que os regulamentos de outros países optam por considerar os efeitos destes elementos auxiliares. A verdade é que, apesar de muitos dos regulamentos incorporarem o modelo da biela equivalente (ou escora diagonal), as propriedades mecânicas utilizadas podem variar, introduzindo diferenças não só nos valores relevantes a colocar no modelo para se realizar a análise, como, posteriormente, nos resultados. Para isso, serão destacados três regulamentos com abordagens relevantes para o desenvolvimento desta dissertação.

No capítulo 3 será feita uma análise comparativa entre as várias abordagens descritas, de modo a ter uma melhor perceção das diferenças que estas implicam na modelação das paredes de enchimento em alvenaria e, consoante os resultados obtidos, as abordagens serão utilizadas na modelação de um caso de estudo, que será descrito a pormenor nas seguintes secções do presente documento.

2.4.1. CANADÁ: CSA-S304-24

Um dos regulamentos mais relevantes no tema da modelação das paredes de enchimento é o regulamento nacional do Canadá, CSA (2024), *Design of Masonry Structures*. Neste código, as paredes de enchimento devem ser dimensionadas/projetadas para resistir a todas as cargas aplicadas, tanto no plano (foco do estudo), como também fora do plano. As paredes que são separadas da estrutura por juntas de movimento vertical nas extremidades e uma junta de movimento horizontal sobre o pavimento ou viga não podem ser consideradas como paredes de enchimento resistentes ao corte, a não ser que algo seja dito em contrário em alguma cláusula específica (8.13.1).

Este documento, tal como o Eurocódigo 8 provisório, adota como método preferencial o método da Biela Equivalente, referido como método da Escora Diagonal. Esta abordagem deve ser utilizada a não ser que estejam a ser avaliadas paredes de enchimento resistentes ao corte, ligadas e ancoradas aos elementos do pórtico adjacente de forma a garantir um comportamento totalmente composto. Estes casos devem ser dimensionados em termos de resistência e rigidez com base em cálculos realizados como paredes resistentes compostas. As tensões atuantes na alvenaria devem ter em consideração as deformações diferenciais e a alvenaria deve ser tratada como a alma da secção resistente da parede de resistente resultante.

É referido que as paredes de enchimento não devem ter aberturas ou fendas entre o enchimento e a estrutura envolvente, a não ser que seja demonstrado experimentalmente que a ação da biela diagonal pode ser desenvolvida sem comprometer a integridade estrutural (8.13.2.2). A existência de aberturas entre a parede em alvenaria e o elemento estrutural superior pode provocar flechas laterais significativas antes de se desenvolver a ação da biela diagonal. Caso se conclua que a abertura compromete a eficácia da biela, pode ser necessário desenvolver um outro método alternativo, ligando a parede de enchimento à estrutura na sua interface, por exemplo (8.13.2.3).

Como se sabe, as paredes de enchimento em alvenaria devem ser dimensionadas para resistir às forças de corte no plano, forças estas que são transmitidas por contacto direto da biela diagonal com o pórtico (8.13.3). Este dimensionamento segue um conjunto de regras definidas na secção 8.10.2 do regulamento. Aqui, define-se a resistência ao corte fatorizada (em N) como sendo:

$$V_r = \varphi_m \cdot (v_m \cdot t \cdot d_v + 0.25 \cdot P_d) \cdot \gamma_g \quad (57)$$

em que:

- φ_m é o fator de resistência da alvenaria, que deve ser tomado como $\varphi_m = 0.60$;
- v_m é a resistência ao corte proporcionada pela alvenaria (em MPa), dada pela seguinte equação, na qual M_f é o momento fletor de cálculo na secção em análise (N.mm) e V_f é a força de corte na mesma secção (em N):

$$v_m = 0.16 \cdot \left(2 - \frac{M_f}{V_f \cdot d_v} \right), \text{ em que } 0.25 \leq \frac{M_f}{V_f \cdot d_v} < 1 \quad (58)$$

- t corresponde à espessura da parede (em mm) tendo em conta qualquer redução de espessura resultante de juntas rebaixadas, roços ou entalhes; espessura efetiva do elemento, considerando igualmente qualquer redução da espessura resultante da presença de juntas rebaixadas;

- d_v é a altura efetiva (em mm) para a verificação da resistência ao esforço transversal, tomada como o maior valor entre $0.9d$ e $0.72h_{viga}$ (h_{viga} é a altura da viga) para vigas e não deve ser considerada como inferior a $0.8l_{alv}$ para paredes, sendo l_{alv} o seu comprimento;
- P_d é a força de compressão axial na secção que se está a analisar (em N) que, neste caso, se considera como nula;
- γ_g é um fator que permite ter em consideração paredes preenchidas parcialmente com argamassa, ou não preenchidas de todo, construídas com blocos ocos ou semissólidos. É igual a 1 para alvenarias totalmente preenchidas, blocos de betão maciços ou alvenaria de tijolo maciço. Para outros tipos de alvenaria, considera-se a relação A_{e_alv}/A_{alv} (secção transversal efetiva da alvenaria sobre a secção transversal total da alvenaria), quando esta não é superior a 0.5.

Quando as paredes de enchimento apresentam uma esbelteza baixa ($h_w/t_w < 1$), o limite superior da resistência ao corte é superior ao calculado na equação (58). No entanto, deve assegurar-se que o esforço de corte transmitido à parede se distribui ao longo de todo o seu comprimento, evitando roturas localizadas de uma parte da parede (8.10.2.2). Caso esta condição seja satisfeita, a resistência de corte ao cálculo máxima pode ser aumentada para:

$$0.4 \cdot \varphi_m \cdot \sqrt{f'_m} \cdot t \cdot d_v \cdot \gamma_g \cdot \left[2 - \left(\frac{h_{alv}}{l_{alv}} \right) \right], \text{ em que } 0.5 < \frac{h_{alv}}{l_{alv}} < 1 \quad (59)$$

em que:

- f'_m é a resistência à compressão da alvenaria, perpendicular ao plano de assentamento aos 28 dias, (em MPa);
- h_{alv} é a altura total da parede (em mm);
- l_{alv} é o comprimento total da parede (em mm).

Por sua vez, as paredes também devem ser dimensionadas de modo a conter as forças de deslizamento no plano. Esta parte define-se de acordo com a secção 8.10.5. As forças de corte não são transferidas através da interface entre os elementos do pórtico e a parede de enchimento, exceto pelo contacto direto da biela diagonal. Esta força está definida na seguinte expressão (em N) para o corte ao longo de juntas horizontais entre fiadas de alvenaria:

$$V_r = 0.16 \cdot \varphi_m \cdot \sqrt{f'_m} \cdot A_{uc} + \mu \cdot P_d \quad (60)$$

Já para o corte ao longo da junta entre o apoio e a primeira fiada de alvenaria:

$$V_r = \mu \cdot C \quad (61)$$

em que:

- O fator μ corresponde ao coeficiente de atrito, sendo que $\mu = 1.0$ para um plano de deslizamento alvenaria-alvenaria ou alvenaria-betão rugoso e $\mu = 0.7$ para plano de deslizamento entre alvenaria-betão liso ou chapa de aço exposta;
- A_{uc} é a porção não fendilhada da área efetiva da secção transversal da parede que proporciona capacidade de ligação por corte, em mm^2 (as cargas aplicadas fora do plano, quando somadas com as cargas aplicadas no plano, provocam fissuração da parede em alvenaria);
- P_d é a carga axial de compressão na secção a analisar (em N), baseada em 0.9 vezes a carga permanente mais qualquer carga axial proveniente da flexão nas vigas de acoplamento, quando aplicável. Neste caso, P_d será substituído por P_{biela} . Por sua vez, P_{biela} corresponde à força de compressão na alvenaria não armada, atuando perpendicularmente ao plano de deslizamento, considerada como sendo P_d mais 90% da componente vertical das forças de compressão resultantes da ação da biela diagonal encontrada em paredes de enchimento em alvenaria;
- C corresponde à força de compressão na alvenaria que atua perpendicularmente ao plano de deslizamento (em N), normalmente considerada como sendo P_d mais a força de tração que pode ser desenvolvida na armadura vertical em ambos os lados do plano de deslizamento.

De acordo com a secção 8.13.3.3, que surge após a definição das resistências já referidas, estabelece-se o modelo da escora diagonal, determinando-se os parâmetros relevantes. O modelo utilizado no regulamento do Canadá tem como base o modelo de Hendry (1990). A largura equivalente da biela é dada pela seguinte expressão:

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} \quad (62)$$

Os parâmetros utilizados neste cálculo são iguais aos anteriormente referidos, surgindo uma diferença relacionada com a espessura a utilizar:

- α_h é o comprimento de contacto vertical entre o pórtico e a biela diagonal, em mm, definido por:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot h_{alv}}{E_{alv} \cdot t_e \cdot \sin(2\theta)}} \quad (63)$$

- α_l é o comprimento de contacto horizontal entre o pórtico e a biela diagonal, em mm, definido por:

$$\alpha_l = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{port} \cdot I_{viga} \cdot l_{alv}}{E_{alv} \cdot t_e \cdot \sin(2\theta)}} \quad (64)$$

- h_{alv} é a altura da parede, em mm (no código está definido com altura não suportada de uma parede ou pilar, mas, de modo a ser consistente com o modelo de Hendry (1990), usa-se como altura da parede de enchimento da alvenaria);

- t_e é a soma das espessuras das duas faces externas para blocos ocos ou semissólidos não totalmente preenchidos com argamassa e a espessura da parede para blocos maciços ou blocos totalmente preenchidos ocos ou semissólidos, em mm.

É importante referir que esta ligeira diferença na espessura se deve ao facto de os blocos de alvenaria mais utilizados no Canadá serem ocos no seu interior. Desta maneira, seria incorreto considerar, por exemplo, que uma parede em alvenaria com 30 centímetros de espessura em que os blocos sejam sólidos ou totalmente preenchidos tenha a mesma rigidez e resistência que uma parede em alvenaria com a mesma espessura, mas com unidades com furação. No próximo capítulo, no qual se estabelecerão relações entre diferentes modelos propostos por autores e usados em regulamentos, será feita uma análise de sensibilidade para se perceber o quanto esta variante pode ser significativa nos resultados finais.

A largura efetiva da biela, w_{eff} , usada para o cálculo da sua capacidade de compressão, deve ser igual a metade da sua largura, calculada na equação (65) e não deve exceder 25% do comprimento total da biela. Já a rigidez efetiva (em N.mm²), que será usada para calcular as deformações do modelo, é dada pela seguinte fórmula:

$$K_{ap} = \frac{\varphi_{st} \cdot w_{eff} \cdot t_e \cdot E_m}{d} \quad (65)$$

- φ_{st} é um fator adimensional utilizado para se ter em conta a redução da rigidez da biela diagonal e deve ser igual a 0.5

A resistência à compressão da biela diagonal deve ser calculada de acordo com a cláusula (8.2.2 - *Rectangular Stress Block Analysis*) utilizando a resistência à compressão da alvenaria perpendicular à face da cabeça multiplicada pela área de secção transversal efetiva da biela diagonal. Esta área deve ser a menor das áreas de secção transversal efetivas paralelas ou perpendiculares às juntas horizontais. Devem ser incluídos os efeitos da esbelteza. Esta secção orienta o leitor para outra secção (11.2.6.1), na qual se define a expressão a usar no cálculo da tensão uniformemente distribuída a assumir para as paredes em alvenaria com vão vertical.

$$T_{uni} = 0.85 \cdot f'_m \cdot \varphi_m \quad (66)$$

O comprimento usado no dimensionamento para a biela, d , deve ser o da diagonal menos $w/2$. O comprimento efetivo pode ser calculado multiplicando o comprimento de projeto pelo fator de comprimento efetivo para elementos comprimidos, k , do Anexo B (Figura 37).

		<i>k</i>			
Top		0.81	0.91	0.95	01.00
		0.80	0.86	0.90	0.95
		0.80	0.83	0.86	0.91
		0.80	0.80	0.80	0.81
					
		Bottom			

Figura 37 - Tabela retirada do CSA (2024) para a determinação de *k*

Por fim, neste regulamento, na secção relacionada com as paredes de enchimento, a alusão ao cálculo da resistência destas paredes em alvenaria não é tão direta. No entanto, tendo como base uma versão anterior, (Brzev & Anderson, 2018), esta resistência à compressão (em N) pode ser dada como:

$$P_r = (0.85 \cdot \chi \cdot \varphi_m \cdot f'_m) \cdot A_{e_alv} \quad (67)$$

Em que χ é um fator de redução correspondente à resistência da alvenaria à compressão perpendicular às juntas verticais e é igual a 0.5.

2.4.2. ITÁLIA: *GAZZETTA UFFICIALE DELLA REPUBBLICA ITALIANA*

Segundo a *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* ou NTC (2019), as paredes de enchimento em alvenaria são também consideradas elementos não estruturais. Estes podem dividir-se em dois grupos: os elementos com rigidez, resistência e massa que influenciam, de forma significativa, a resposta estrutural e os elementos que influenciem a mesma apenas pela sua massa, mas que são igualmente significativos para a segurança. O controlo de danos nestes casos é realizado de forma indireta, com intervenções ao nível da rigidez dos elementos estruturais, de modo a limitar os deslocamentos relativos entre pisos. Devem, no entanto, ser efetuadas verificações em termos de estabilidade. Para efeitos da determinação da ação sísmica, para o primeiro grupo de elementos não estruturais acima descritos, pode introduzir-se, em relação ao tipo de verificação e análise a realizar, no modelo estrutural global, além da massa dos elementos, também a sua rigidez, descrevendo as condições de ligação à estrutura. Para o segundo grupo, sendo a resposta à aceleração sísmica do pavimento transmitida a cada plano, pode assumir-se uma força externa a aplicar ao elemento não estrutural, cuja exigência sísmica seja calculada em função disso. A verificação destes elementos deve ser feita, de um modo geral, em termos de força máxima, mecanismos locais induzidos pela ação sísmica do pavimento e deslocamentos relativos máximos entre pisos. Já a avaliação da resposta sísmica pode ser feita considerando o movimento do piso base (efeito de filtro das acelerações sísmicas transmitidas à estrutura, em relação às características dinâmicas, ou seja, frequências próprias e modos de vibração dos elementos sujeitos a acelerações transmitidas pelos pisos) ou o movimento relativo entre pisos.

A condição de desempenho que, segundo o regulamento, consiste em evitar a possível expulsão dos painéis em alvenaria sob a ação de uma força, que aparece como F_a , pode ser considerada atingida com a introdução de reboco armado em ambos os lados da alvenaria, ligadas entre si e à estrutura envolvente a uma distância não superior a 50 centímetros, tanto na direção vertical como na horizontal, ou com a introdução de elementos de armadura horizontal nas juntas de argamassa, a uma distância não superior aos mesmos 50 centímetros. A ação sísmica F_a é determinada através da cláusula 7.2.3. Neste mesmo capítulo, definem-se como elementos secundários os elementos que são capazes, na configuração deformada mais desfavorável, de manter a sua capacidade resistente face às cargas verticais, tendo em conta, quando necessário, a falta de linearidade geométrica. Quando os elementos secundários sujeitos a deslocamentos causados pelas condições sísmicas de projeto ao SLC (nomenclatura para o Estado Limite de Prevenção do Colapso - *Stato Limite di prevenzione del Collasso* - Estado Limite Último) não sofrem plastificação, podem ser adotados os detalhes construtivos prescritos na secção 4 (Construção Civil e Industrial).

Apesar das duas secções referidas não fornecerem diretrizes quantitativas específicas para a modelação de paredes de enchimento em alvenaria, a sua inclusão no regulamento reflete o reconhecimento do importante papel destes elementos no comportamento sísmico das estruturas de betão armado. O código italiano adota uma abordagem essencialmente qualitativa, que se foca em recomendações de carácter construtivo e preventivo, alertando para os riscos associados à interação entre os elementos principais e secundários.

No parágrafo C7.2.6, o regulamento admite que as paredes de enchimento podem, em algumas condições, afetar significativamente o comportamento global dos edifícios. Este reconhecimento é importante, pois permite ao projetista justificar a sua modelação explícita sempre que os efeitos da rigidez e resistência das paredes de enchimento não possam ser ignorados. Deste modo, o regulamento não obriga à inclusão das paredes no modelo numérico, mas exige essa consideração sempre que estejam previstos efeitos negativos, como irregularidades na distribuição da rigidez ou concentração de esforços.

Já no módulo C7.3.6.2 é reforçada a importância da verificação da segurança fora do plano. São recomendadas práticas construtivas como a introdução de reforços horizontais nas juntas de argamassa ou o controlo de deslocamentos relativos entre elementos. Estes aspetos acabam por ser particularmente pertinentes para assegurar a integridade da alvenaria em eventos sísmicos, mesmo quando estas paredes não participam ativamente na resistência lateral do edifício.

O facto de não serem apresentados modelos matemáticos, fórmulas ou parâmetros de dimensionamento específicos para as paredes de enchimento reforça a ideia já referida de que a consideração destes elementos no modelo depende da sensibilidade e julgamento do projetista, bem como do tipo de análise a realizar. Este vazio técnico abre espaço a diferentes aplicações de modelos, como os que já foram descritos nesta dissertação, que permitem representar a rigidez e a resistência das bielas equivalentes a paredes de enchimento de uma forma mais simplificada.

2.4.3. NOVA ZELÂNDIA: PART C7 – MOMENT RESISTING FRAMES WITH INFILL PANELS

Por fim, o último regulamento internacional que será usado como referência é o da Nova Zelândia, NZ-C7 (2017), “*Detailed Seismic Assessment*”, em específico a parte C7 – “*Moment Resisting Frames with Infill Panels*”. Este documento constitui um referencial técnico rigoroso para a avaliação sísmica de estruturas constituídas por paredes de enchimento em pórticos de betão armado. O regulamento aborda, de forma clara, a interação entre estes elementos não estruturais e a estrutura principal, fornecendo

orientações tanto quantitativas como qualitativas ao leitor, acerca da modelação e da avaliação dos efeitos desta interação no comportamento sísmico global.

A secção C7.1.1 (*“Scope and outline of this section”*) delimita o âmbito de aplicação das disposições e define os tipos de painéis de enchimento, com ou sem abertura, a considerar. Estas podem consistir em alvenarias não reforçadas de tijolo cerâmico, alvenaria de tijolos cerâmicos ocos (que pode ser ou não preenchida, reforçada ou não reforçada) e alvenaria de blocos de betão (sólidos ou ocos, vazios, parcialmente ou totalmente preenchidos e reforçados ou não reforçados). É importante referir que estas normas são válidas para paredes que se encontrem em bom estado, com fissuras consideradas negligenciáveis nas juntas de argamassa ou com pouca fissuração da alvenaria, ou seja, fatores que não prejudiquem o desempenho sísmico de um edifício. Nesta secção inicial ainda se refere que este tipo de solução estrutural tem sido utilizado na Nova Zelândia desde o ano de 1920. Estes painéis modificam a resposta sísmica das estruturas ao nível da rigidez, natureza das cargas aplicadas e exigências locais de ductilidade, algo que já tem vindo a ser abordado na presente dissertação. Muitos dos problemas que ocorrem nestas estruturas resultam de descontinuidades no enchimento, resultando em mecanismos *soft storey* ou distribuições não uniformes de rigidez. Isto conduz a uma elevada concentração de carga sísmica a ser transferida entre elementos associados. Deste modo, quando existem painéis de enchimento em alvenaria, é fundamental que a sua influência para o desempenho sísmico dos edifícios esteja explicitamente considerada.

Na secção C7.3 (*“Factors affecting seismic performance of masonry infill panels and buildings containing them”*) destaca-se a complexidade da interação entre os painéis e a estrutura. Se existirem folgas mínimas entre estes dois elementos, causadas por falhas na execução, retração ou até folgas colocadas deliberadamente pelo projetista para acomodar deslocamentos, é possível que o painel participe estruturalmente de forma mais significativa, principalmente quando se comporta de um modo aproximadamente elástico. Inicialmente, se apenas existir essa pequena folga, o sistema tende a comportar-se como solidário. Quando a deformação lateral imposta pelo sismo aumenta, o painel entra em contacto com o pórtico, tornando mais complexa a sua interação, como resultado da tentativa de deformação do pórtico num modo de corte. Ocorrem separações nas extremidades na diagonal que se encontra em tração, como se pode verificar na Figura 38 e forma-se uma biela oposta de compressão diagonal.

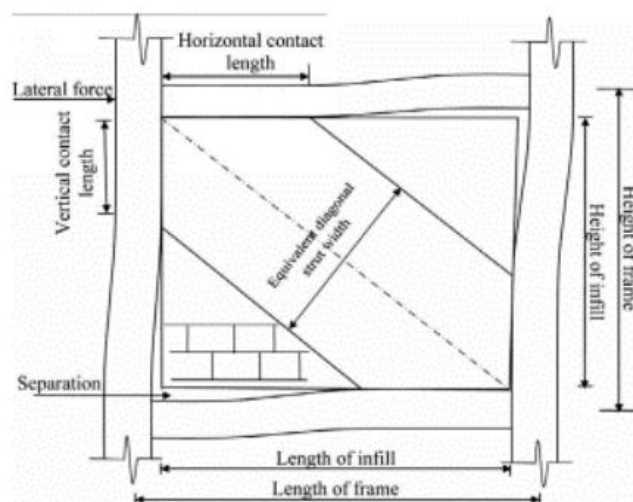


Figura 38 - Comportamento de uma parede de enchimento quando sujeita a cargas sísmicas, retirado de Haldar et al. (2013)

Para as paredes de enchimento surge uma série de modos de rotura relevantes:

- Falha por tração ou compressão dos elementos da estrutura principal;
- Falha por corte do painel de enchimento;
- Esmagamento nos cantos do painel;
- Falhas por flexão ou corte dos elementos da estrutura principal;
- Falha fora do plano do painel de enchimento.

Estas roturas acabam por nunca ocorrer de forma isolada, havendo frequentemente um modo de rotura misto.

Na secção C7.5, o regulamento fornece orientações para a determinação das propriedades dos materiais relevantes, fundamentais para a fase inicial da modelação. O módulo de elasticidade da alvenaria de tijolo cerâmico e da alvenaria de blocos de betão (em MPa), respetivamente, é dado pelas seguintes expressões:

$$E_{alv} = 700 \cdot f'_m \quad (68)$$

$$E_{alv} = 900 \cdot f'_m \quad (69)$$

Aqui, f'_m corresponde à resistência à compressão provável da alvenaria, em MPa. As restantes propriedades relevantes podem ser retiradas da secção NZ-C8 (2017) do mesmo regulamento.

Do ponto de vista de modelação numérica, a secção mais relevante é a C7.7, na qual se introduz, mais uma vez, o modelo da biela equivalente para a representação das paredes em alvenaria (C7.7.1.2). Mesmo quando existem folgas consideráveis, pode haver interação entre os elementos constituintes, sendo plausível modelar apenas o pórtico (Bare Frame Only). Quando estas folgas deixam de existir, a rigidez e resistência aumentam significativamente, já não sendo possível a utilização deste modelo. A rigidez lateral no plano de um pórtico com parede de enchimento em alvenaria é diferente da soma das rigidezes dos dois elementos separados, devido à interação entre eles.

A localização e a orientação da biela diagonal não podem ser definidas com exatidão, pois existem várias propostas na literatura, como discutido anteriormente. O regulamento neozelandês propõe várias opções de modelação que se apresentam em seguida, ilustradas com figuras retiradas diretamente desse documento, embora façam referência a outros artigos e regulamentos:

- Com bielas definidas concentricamente ao longo das diagonais da estrutura (Figura 39);
- Com bielas definidas excentricamente ao longo das diagonais da estrutura (Figura 40);
- Num ângulo de 45° para pórticos com painéis de enchimento com *aspect ratios*, ou seja, a relação da altura livre do vão (do pavimento à viga superior) e da largura do painel, entre pilares, superior a 1.5 (Figura 41);
- Com uma combinação de bielas para considerar aberturas em enchimentos com aberturas (Figura 42);
- Com uma única biela excêntrica para painéis de enchimento com altura parcial (Figura 43).

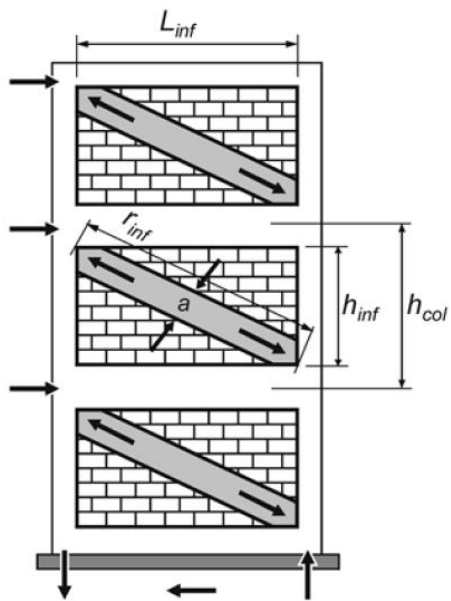


Figura 39 - Bielas concêntricas, retirado de ASCE (2014)

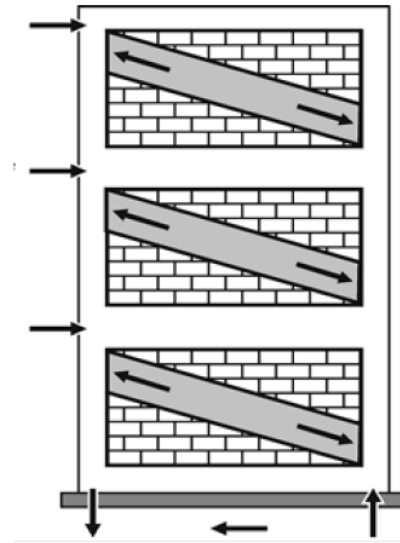


Figura 40 - Bielas excêntricas, retirado de ASCE (2014)

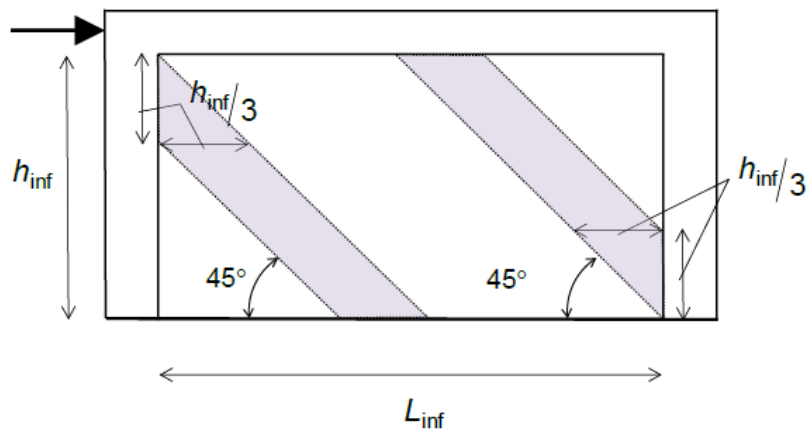


Figura 41 - Biela a 45° a atuar no topo do pilar esquerdo (barlavento) e na base do pilar direito (sotavento) para painéis de enchimento com elevados *aspect ratios*, retirado de Stavridis (2009)

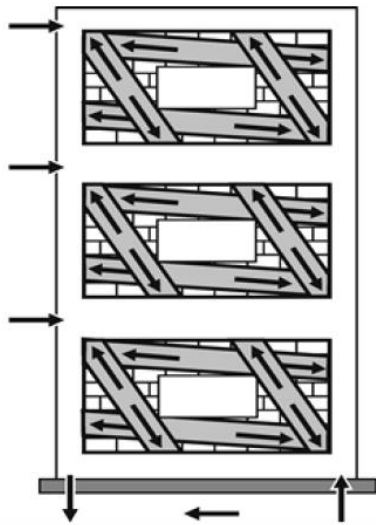


Figura 42 - Enchimentos com aberturas, retirado de ASCE (2014)

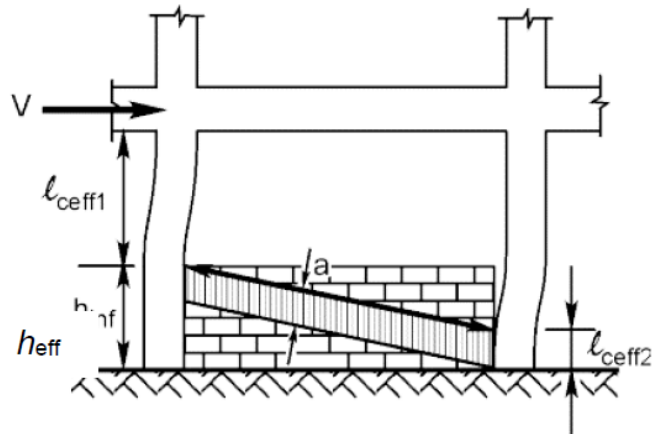


Figura 43 - Enchimento parcial, retirado de NZ-C7 (2017)

Como os modelos teóricos e todos os dados experimentais não são suficientes para estabelecer diretrizes fiáveis, a seleção do modelo a utilizar depende de uma avaliação caso a caso. Há um alerta no regulamento para o facto de os modelos analíticos estarem definidos para simular o comportamento de pórticos de betão armado com paredes de enchimento quando sujeitas a ação sísmica e, portanto, os resultados podem variar bastante consoante a localização escolhida para as bielas.

A rigidez provável no plano que uma parede de enchimento apresenta antes de começar a fissurar pode ser, então, representada por uma biela diagonal equivalente, com uma largura, w , dada pela seguinte equação, proveniente da investigação de Turgay et al. (2014):

$$w = 0.18 \cdot (\lambda \cdot H)^{-0.25} \cdot d \quad (70)$$

em que:

$$\lambda = \left[\frac{E_{alv} \cdot t_n \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot h_{alv}} \right]; \theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{alv}}{l_{alv}} \right) \quad (71)$$

- t_n é a espessura do painel de enchimento, em metros. A espessura efetiva (“net thickness”) do painel de enchimento é a espessura mínima da área da secção transversal do painel. Para um painel de enchimento maciço ou totalmente preenchido com argamassa, este corresponde à espessura total da parede. Já para painéis não preenchidos ou parcialmente preenchidos, corresponde à espessura efetiva das unidades de alvenaria.

A não ser que seja fornecida uma ancoragem adequada capaz de transmitir forças no plano dos elementos da estrutura principal para todas as fiadas de alvenaria, apenas se devem considerar as fiadas em contacto total com os elementos do pórtico no cálculo da sua rigidez.

Já para painéis de enchimento com aberturas, sabe-se, de acordo com experiências realizadas, que estes desenvolvem dois conjuntos de fissuras, dando início a um comportamento não linear. A primeira fissura desenvolve-se ao longo do contorno entre o pórtico e a parede e o segundo na extremidade da abertura, propagando-se para o interior da parede, num ângulo de 45° aproximadamente. É referido que o campo de tensões é afetado pela presença de aberturas, não sendo, no entanto, um mecanismo ainda completamente compreendido. Uma possível representação encontra-se na Figura 42, foi proposta por Hamburger & Chakradeo (1993). No entanto, como já foi referido, ainda não se conseguem estabelecer ao certo diretrizes fiáveis. Assim, o regulamento sugere a utilização de um modelo de escoras e tirantes (*strut and ties*) ou uma alternativa simplificada, proposta pelo ASCE (2014), para calcular a rigidez de um painel de enchimento com aberturas, que não tenha fissurado:

$$k_{ini} = \left(1 - 2 \cdot \frac{A_{op}}{A_{twot}}\right) \cdot k_{ini}^{solid} \quad (72)$$

em que:

- A_{op} é a área da abertura do painel de enchimento (em m²);
- A_{twot} é a área bruta de um painel de enchimento equivalente sem aberturas (em m²);
- k_{ini}^{solid} é a rigidez de um painel de enchimento equivalente com painel sólido (em kN/m).

3

ANÁLISE DETALHADA DE MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES

3.1. COMPARAÇÃO DE MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES

3.1.1. MODELOS DE BIELA EQUIVALENTE RETIRADOS DA LITERATURA

Com base nos diversos modelos descritos na revisão de literatura para a definição das propriedades da biela equivalente, utilizada para a representação da parede de enchimento em alvenaria, a presente secção procede a uma comparação direta das mesmas abordagens, com o intuito de identificar quais os parâmetros que mais influenciam as alterações nos modelos numéricos, tanto a nível de largura equivalente, como da rigidez axial das bielas. Esta análise comparativa apresenta particular relevância, já que permitirá uma decisão bem fundamentada acerca dos modelos que poderão ser mais adequados para colocar na modelação numérica do caso de estudo da dissertação. Deste modo, tenciona avaliar-se se as variações observadas nesta análise local, na qual apenas se vai testar a aplicabilidade de cada modelo para cenários simplificados (um pórtico de um vão e um piso), se traduzem em alterações significativas para o posterior comportamento global da estrutura a ser analisada, tanto a nível de frequências, períodos de vibração dos principais modos, bem como a tipologia dos mesmos, ou seja, se são em grande parte dominados por translação, torção, ou um equilíbrio entre os dois.

Nesta fase do estudo, selecionaram-se todos os modelos descritos no capítulo 2, que apresentam uma equação explícita para o cálculo da largura equivalente de bielas diagonais, conforme listado na Tabela 1. Com o intuito de garantir a coerência dos resultados, foram adotados os mesmos valores para os parâmetros geométricos e mecânicos, tanto dos pórticos, como da parede de enchimento, aos utilizados por Pallarés et al. (2021). No caso de existirem ligeiras variações pontuais, estas serão devidamente descritas e justificadas. Os parâmetros base adotados para esta análise encontram-se sintetizados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros geométricos e mecânicos base do pórtico e da parede de enchimento

L (m)	H (m)	h_{pilar} (m)	b_{pilar} (m)	h_{viga} (m)	b_{viga} (m)	t_{alv} (m)	E_{port} (MPa)	E_{alv} (MPa)
5	3	0.30	0.30	0.30	0.30	0.12	32800	$1000 \cdot f_k$

Neste cenário simplificado, considerou-se, então, um pórtico com uma altura total de 3 metros e largura de 5 metros. Tanto as vigas como os pilares foram utilizados com uma secção transversal reduzida de 0.30 por 0.30 m², o que faz com que a parede de enchimento em alvenaria tenha dimensões de 2.7 por 4.7 metros. Tanto o módulo de elasticidade como o módulo de distorção da alvenaria utilizados são os propostos pelo EC6-1 (2021), exceto na abordagem apresentada por Turgay et al. (2014), na qual é sugerida a seguinte equação para determinar o módulo de elasticidade:

$$E_{alv} = 850 \cdot f_k \quad (73)$$

Consoante os parâmetros escolhidos para a representação do pórtico de betão armado com a parede de enchimento em alvenaria, foram obtidas as características geométricas e materiais adicionais definidas na Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros resultantes dos parâmetros geométricos e mecânicos do pórtico e da parede

$L_{alv} (m)$	$H_{alv} (m)$	$d (m)$	$\theta (rad)$	$I_{pilar} (m^4)$	$I_{viga} (m^4)$	$A_{pilar} (m^2)$	$G_{alv} (MPa)$	$A_{alv} (m^2)$
4.70	2.70	5.42	0.52	0.000675	0.000675	0.12	$0.40 \cdot E_{alv}$	0.09

Aplicando as fórmulas apresentadas para o cálculo da largura equivalente, resumidas na Tabela 1 do capítulo anterior, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 6. Para a definição da rigidez axial da biela, em kN/m, foi utilizada a seguinte fórmula para todos os modelos:

$$k_{axial} = \frac{E_{alv} \cdot t_{alv} \cdot w}{d} \quad (74)$$

Tabela 6 - Resultados da largura equivalente e rigidez axial dos modelos considerados

Modelo	Largura Equivalente (m)	Rigidez Axial (kN/m)
Holmes (1961)	1.807	207 514.2
Mainstone et al. (1972) - eq. (4)	0.606	69 579.2
Mainstone et al. (1972) - eq. (5)	0.588	67 524.4
Bazan & Meli (1980)	2.715	311 791.9
Tassios (1984)	0.858	98 499.0
Te-Chang & Kwok-Hung (1984)	1.160	133 273.7
Decanini & Fantin (1987) - NF	1.564	179 667.0
Decanini & Fantin (1987) - F	1.097	126 027.8
Moghaddam & Dowling (1988)	0.903	103 757.1
Paulay & Priestley (1992)	1.355	155 635.7
Durrani & Luo (1994)	0.917	105 279.5
Hendry (1990)	1.607	184 554.3
Hendry (1990) - corrigido	1.084	124 508.5
Turgay et al. (2014)	0.712	69 501.0

A análise dos valores obtidos, apresentados na Tabela 6, evidencia a grande variabilidade existente na resposta das diferentes abordagens de modelação, tanto na estimativa da largura equivalente da biela que simula a parede de enchimento de alvenaria, como na determinação da rigidez axial correspondente. Os valores são diretamente dependentes, sendo que um valor considerável para a largura equivalente implica, por sua vez, uma maior rigidez da biela.

Certos modelos, como o de Mainstone et al. (1972), o de Tassios (1984) ou o de Turgay et al. (2014) tendem a estimar valores mais reduzidos para a largura equivalente e, como consequência, para a rigidez da biela, adotando pressupostos conservadores nesta avaliação dos resultados. Pelo contrário, as abordagens de Bazan & Meli (1980), Holmes (1961) e Hendry (1990) apresentam resultados bastante mais elevados para os parâmetros em causa. No caso particular do modelo de Hendry (1990) introduziu-se uma correção ao modelo, anteriormente proposta por Saneinejad & Hobbs (1995) e adaptada por El-Dakhkhni et al. (2003). Optou-se por incluir esta opção, uma vez que, no desenvolvimento dos cálculos, percebeu-se que, em muitos casos, as fórmulas propostas por Hendry, mais especificamente as referentes ao cálculo dos comprimentos de contacto da biela com o pórtico adjacente, conduziam a valores consideravelmente elevados e, por vezes, desadequados. Para o pórtico selecionado como exemplo, com 3 metros de altura e 5 metros de comprimento, o comprimento de contacto horizontal, α_l , assumia um valor aproximado de 3 metros. Sendo assim, utilizou-se, para o modelo corrigido (Hendry (1990) - corrigido), a sugestão de adotar para estes comprimentos valores equivalentes a 40% das dimensões da parede, sugestão também evidenciada na investigação de Mohamed (2017), obtendo-se valores mais enquadrados. Não obstante, serão sempre apresentados os resultados para as duas abordagens, de modo a compreender e visualizar, também, que tipo de variação entre eles é introduzida com a alteração de certas variáveis.

A acentuada diversidade verificada nos resultados acima confirma a dificuldade inerente à classificação do comportamento das paredes de enchimento em alvenaria, quando estas estão sujeitas a ações laterais. Conclui-se que não existe um modelo considerado como universalmente correto, mas antes um conjunto de aproximações que refletem diferentes interpretações do efeito interativo das paredes de enchimento com os pórticos de betão armado. Modelos formulados de forma mais conservadora acabam por assumir uma transmissão de carga mais localizada, o que restringe a contribuição da parede de enchimento à zona imediatamente adjacente aos elementos do pórtico, enquanto os restantes modelos assumem um maior comprimento de contacto, bem como uma rigidez superior, o que pode levar a uma sobrestimação do efeito da parede em alvenaria no comportamento global da estrutura. Assim, é crucial realizar um estudo prévio e, consoante o tipo de edifício e pórticos neste englobados que se pretendam modelar, seleccionar a abordagem mais enquadrada e, acima de tudo, equilibrada. Na Figura 44 e na Figura 45 encontram-se apresentadas tanto a diferença de larguras equivalentes como a variação na rigidez resultantes de cada abordagem de cálculo, para o cenário base introduzido anteriormente. Na sequência deste cenário base, são definidos cenários adicionais que resultam da alteração de algumas variáveis, de modo a analisar a importância relativa dessas variáveis em cada formulação.

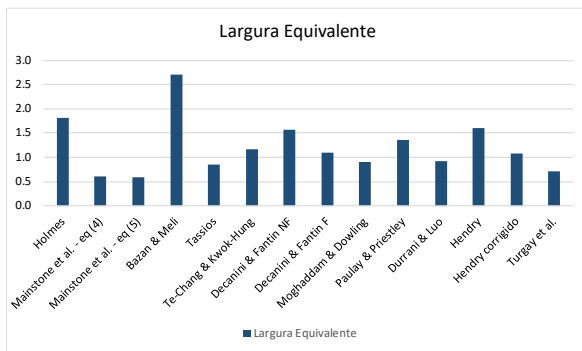


Figura 44 - Largura da equivalente da biela (m), para o cenário base

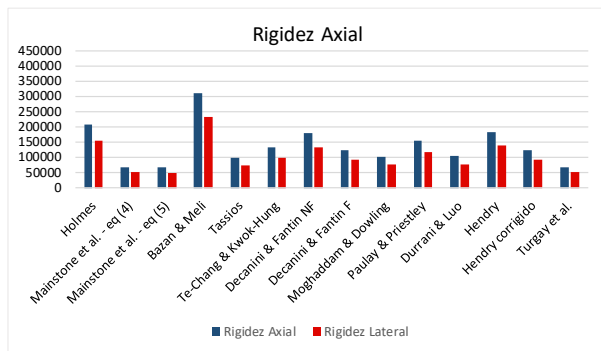


Figura 45 - Rigidez axial e lateral da biela (kN/m), para o cenário base

A primeira alteração a ser introduzida para verificação será o aumento da espessura da parede de enchimento em alvenaria para o dobro da sua espessura inicial, passando de 12 centímetros para 24. As conclusões retiradas deste aumento serão relevantes para a compreensão da diferença que a introdução das paredes compostas apenas por um pano em alvenaria terá em termos de rigidez axial, quando comparadas com paredes que apresentem dois ou mais panos. Por sua vez, com base no referido anteriormente, será possível verificar as alterações que este aspeto causará no modelo numérico. Os novos resultados, representados a vermelho, em relação ao cenário base anteriormente descrito (a azul) encontram-se apresentados na Figura 46 e Figura 47.

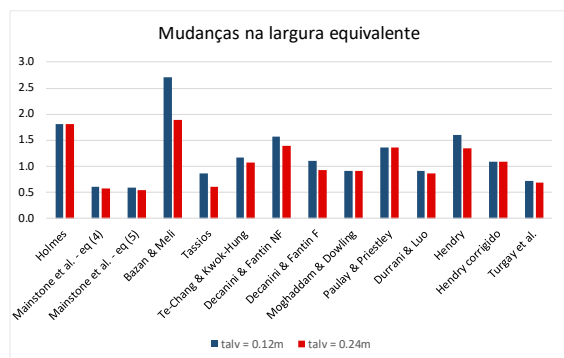


Figura 46 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas espessuras

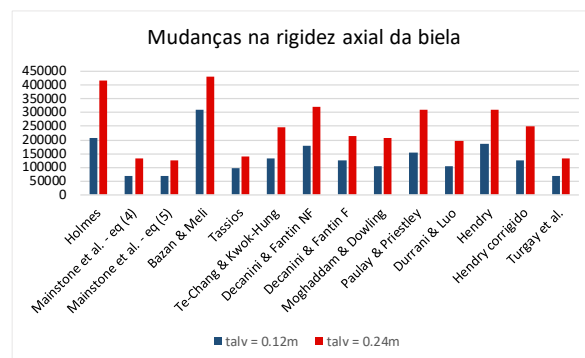


Figura 47 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas espessuras

Da análise da influência que a espessura da parede de enchimento em alvenaria tem sobre a largura da biela equivalente, é possível destacar, novamente, uma dispersão assinalável entre os valores estimados pelos diferentes modelos, apesar de, neste caso, esta ser menos pronunciada. Modelos clássicos como os introduzidos por Holmes (1961), Moghaddam & Dowling (1988) e Paulay & Priestley (1992), que assumem a largura equivalente da biela como um parâmetro dependente, apenas, do comprimento da diagonal do painel, não apresentam alterações de w com a duplicação da espessura. Esta ausência de sensibilidade deve-se à própria formulação dos macro-modelos referidos, já que não incorporam explicitamente qualquer fator relativo à rigidez da alvenaria ou espessura da parede. Por outro lado, abordagens como a de Bazan & Meli (1980) ou de Tassios (1984) já relevam uma sensibilidade considerável, evidenciada pelas reduções impostas à largura equivalente da biela diagonal, que atinge valores na casa dos 30%. As restantes abordagens não são referidas diretamente, pois apresentaram variações mais moderadas, com desvios inferiores a 15%, indicando uma menor sensibilidade à alteração isolada da espessura, quando se fixa os restantes parâmetros geométricos e mecânicos do sistema, quando comparado com os dois modelos anteriormente destacados. Estes resultados sugerem que o impacto que a espessura t_{alv} tem na definição de w , ou seja, a largura equivalente da biela, é relativamente atenuado, já que, em grande parte dos modelos, este valor só tem implicações no parâmetro λ .

As modificações que a duplicação da espessura induz tornam-se mais evidentes com os registos da rigidez axial da biela, que apresenta incrementos consideráveis, apesar da tendência contrária observada para a largura equivalente. Este comportamento permite concluir que a espessura da parede em alvenaria assume um papel predominante na definição da rigidez da biela, uma vez que este valor depende diretamente da área de secção transversal da mesma. Nas propostas em que a largura equivalente não sofre alterações ou, se sofre, são vistas como negligenciáveis, um aumento de 100% da espessura implica, por si só, um aumento da secção transversal da biela que, como consequência, leva à duplicação da rigidez axial. No entanto, em grande parte dos casos, regista-se um aumento entre 60% e 80% deste valor, que acaba por ser justificado pela compensação parcial introduzida pela diminuição da largura equivalente. Apenas para valores em que não houve alteração do parâmetro w é que se verificou o aumento da rigidez para o dobro da inicial, tal como o previsto teoricamente, de acordo com a expressão (74).

Os resultados obtidos evidenciam a importância de considerar a espessura como um parâmetro crítico na definição da contribuição resistente das paredes de enchimento em alvenaria. Modelos menos

sensíveis às variações deste parâmetro podem resultar em estimativas irrealistas da rigidez global do edifício, comprometendo a viabilidade do dimensionamento sísmico.

Dando seguimento ao tipo de análise introduzido, realizou-se, agora, um estudo semelhante, para o qual a espessura da parede já se considerava, de novo, igual à original, utilizando-se, como variável, a secção transversal do pilar pertencente ao pórtico de betão armado. Para esta análise, é importante referir que se considerou que esta alteração assumia a modificação da secção dos dois pilares do pórtico para o mesmo valor, apesar de se reconhecer que uma análise na qual os pilares apresentariam secções distintas entre eles também seria prudente. Deste modo, na Figura 48 e na Figura 49 apresentam-se os resultados obtidos, que se encontram com uma escala diferente dos gráficos restantes, por apresentar valores menos enquadrados. Optou-se por alterar apenas a escala deste gráfico de modo a não prejudicar a visualização dos resultados das restantes comparações.

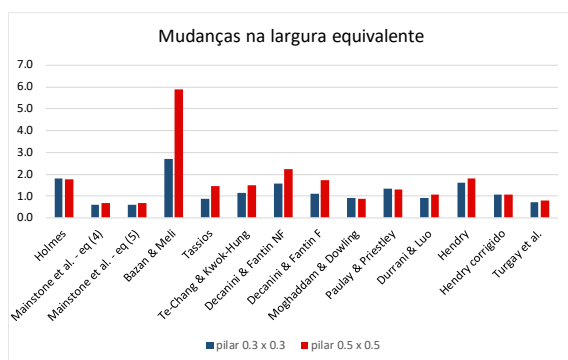


Figura 48 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas secções de pilar

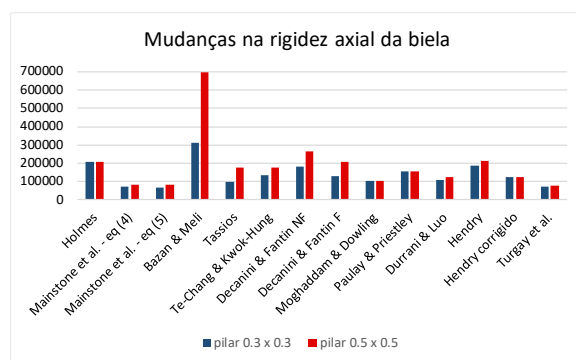


Figura 49 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas secções de pilar

Para este caso, optou-se por modificar a secção do pilar, inicialmente de 30 por 30 centímetros, para 50 centímetros em ambas as direções. Esta alteração leva a um acréscimo substancial de rigidez a nível do pórtico de betão armado e a um aumento dos valores da inércia dos pilares (para 0.005208 m^4). O aumento da secção transversal provoca uma diminuição do comprimento da parede de enchimento para 4.5 metros, já que se considera como L a distância entre os eixos dos pilares, sendo este um valor fixo. Como o comprimento da parede é dado pela diferença entre L e metade da secção dos pilares da esquerda e da direita, valor que, neste caso, aumenta de 0.15 para 0.25 metros, e esta redução faz com que a diagonal da parede de enchimento em alvenaria, ou seja, o comprimento da biela, seja, também, inferior ao medido no cenário original. Perante o descrito, e havendo valores que aumentam, enquanto outros diminuem, será importante realizar a análise de modo a concluir qual o parâmetro que mais influencia a largura equivalente e a rigidez axial neste caso.

Nas abordagens cuja definição da largura equivalente da biela dependa da rigidez relativa entre parede e pórtico, λ , o aumento da secção e, por sua vez, da rigidez dos elementos do pórtico resulta, teoricamente, numa diminuição da largura da biela, uma vez que existe menor deformabilidade relativa da parede, já que se encontra cercada por um pórtico mais resistente. Contudo, ao observar o gráfico da Figura 48, verifica-se que nem sempre o comportamento descrito é uniforme, havendo, de novo, uma grande dispersão de resultados, com um pormenor importante que não acontecia anteriormente: tanto há modelos cuja largura da biela equivalente aumenta, como modelos em que a mesma diminui.

Tal como na comparação da mudança da espessura, modelos como o de Holmes (1961), cuja largura equivalente está dependente apenas da diagonal da parede de enchimento, mantêm-se praticamente inalterados, apresentando um ligeiro decréscimo em relação ao caso base, explicado pela redução das dimensões da parede. Este resultado confirma a natureza empírica desta abordagem que desconsidera por completo as propriedades mecânicas, tanto da parede de enchimento em alvenaria, como do pórtico de betão armado, para a definição de w . Os três modelos que dependem apenas do comprimento da diagonal são os únicos que apresentam uma redução da largura equivalente, apesar de esta rondar os 3%, podendo ser vista como insignificante.

Por sua vez, modelos como o de Bazan & Meli (1980) ou de Tassios (1984) apresentam variações significativas, acima dos 70%, o máximo para este cenário. Estes modelos integram no seu cálculo, ou a área da secção transversal do pilar, ou a sua inércia, o que acaba por justificar este aumento considerável. No entanto, o modelo de Tassios (1984) é, para este cenário, inválido. Como se pode ver na Tabela 1, quando o quociente referido não se encontra entre os valores de 1 e 5, a fórmula deixa de ser aplicável. Este acaba por ser o caso, já que o aumento da secção do pilar faz com que se atinja o valor de 7.3. Já o modelo de Bazan & Meli (1980), que também se destacou como um dos que sofreu maiores alterações da largura equivalente, apresenta, novamente, um comportamento semelhante, que começa a ser destacável: é uma abordagem que varia significativamente com as alterações introduzidas, tanto de parâmetros geométricos, como também de parâmetros mecânicos, seja na parede em alvenaria ou no pórtico de betão armado. No entanto, há que referir que, apesar de esta abordagem não impor limitações na sua formulação, o que acontece para o modelo proposto por Tassios (1984), a equação que define a largura equivalente da biela encontra-se dependente de um parâmetro β , que, de acordo com as fórmulas (7) e (9), é igual ao quociente que se encontra limitado por um intervalo no modelo de Tassios (1984). Deste modo, de forma análoga, poder-se-ia concluir que os valores obtidos para este caso pela abordagem de Bazan & Meli (1980) não seriam aplicáveis, ou pelo menos que não seriam uma representação fidedigna de cenários reais.

Por outro lado, formulações propostas, por exemplo, por Durrani & Luo (1994), Turgay et al. (2014) ou até mesmo por Mainstone et al. (1972) revelam incrementos mais contidos da largura equivalente da biela (entre 10% a 12%). Isto sugere uma menor sensibilidade face à secção transversal dos pilares, em relação aos modelos anteriormente destacados. Nestes modelos, a tendência mantém-se em relação à duplicação da espessura da parede, confirmando-se, agora, que estas abordagens são menos dependentes de alterações isoladas dos elementos estruturais, podendo ser vantajosas em casos onde se verifique grande variabilidade geométrica dos pórticos, por fornecer dados mais equilibrados, que não se mantenham praticamente constantes, mas que também não sofram alterações demasiado acentuadas.

Os valores obtidos para a rigidez axial das bielas, ilustrados na Figura 49, reforçam a tendência já registada. Para casos nos quais a largura equivalente da biela sofre uma ligeira redução, como o de Holmes (1961), Moghaddam & Dowling (1988) e de Paulay & Priestley (1992), a rigidez axial mantém-se constante, visto que a redução de w é compensada pela também diminuição do comprimento da diagonal da parede. Em contrapartida, um aumento de w implica sempre um acréscimo da rigidez, conforme seria esperado. Para todas as abordagens aplicadas, quer se verifique um aumento ou uma diminuição de w , o rácio do quociente entre a largura equivalente no cenário base e para o caso das novas secções de pilar aumentadas, com o quociente entre as rigidezes dos mesmos cenários é de, aproximadamente, 1 para 1.

Para concluir, percebe-se que o aumento da secção do pilar, que introduz um aumento da inércia do elemento e uma diminuição do comprimento da parede de enchimento em alvenaria, tem um impacto também substancial, embora mais evidente em abordagens que considerem diretamente estes parâmetros, como a proposta de Bazan & Meli (1980). Nos restantes modelos, apesar de se verificar um

aumento da rigidez axial, esta não é tão substancial como a registada para a duplicação da espessura, provando este ser um parâmetro menos influente para grande parte das formulações. Importa salientar que modelos nos quais a rigidez não se altera podem comprometer a credibilidade da previsão do comportamento das paredes de enchimento nos pórticos de betão armado, já que, ao não considerar o aumento da secção do pilar como um parâmetro que altere a rigidez da biela, não está a representar corretamente a realidade.

De modo a completar o estudo da influência do pórtico de betão armado, agora, considerando, de novo, os valores iniciais da secção do pilar, fez-se variar a secção transversal da viga. Com esta avaliação, será possível perceber se este elemento é tão influente como o anterior na definição da largura equivalente e da rigidez axial da biela. Foram, então, registados os valores apresentados na Figura 50 e Figura 51.

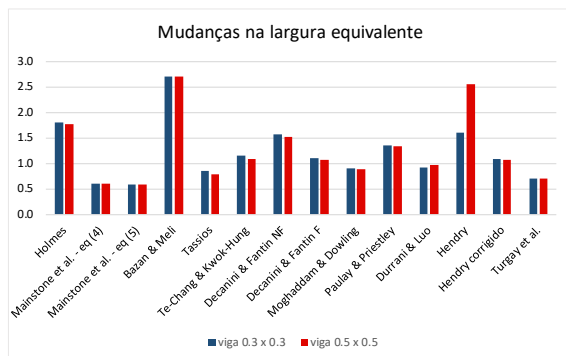


Figura 50 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para duas secções de viga

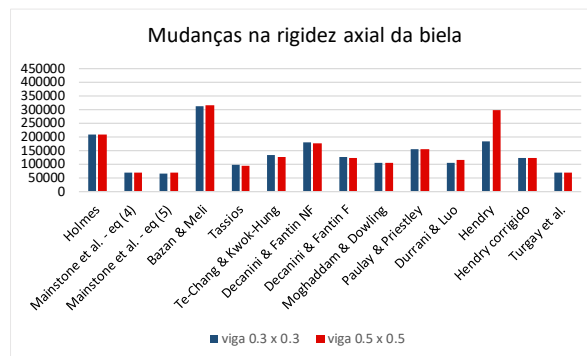


Figura 51 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para duas secções de viga

Ao contrário do que foi concluído através das análises gráficas anteriores, um cenário hipotético no qual a secção da viga é aumentada de 30 por 30 centímetros para uma de 50 por 50 centímetros, revela uma sensibilidade relativamente inferior, ou até mesmo nula, por grande parte das abordagens. Aliás, todos os modelos, exceto o proposto por Hendry (1990) na sua formulação original, apresentam variações insignificantes (abaixo de 10%) não só na estimativa da largura equivalente da biela, como também na definição da rigidez axial da parede de enchimento. Estes dados sugerem que as vigas não são, em muitos modelos, incorporadas de forma explícita. Com efeito, apenas a abordagem de Hendry (1990) contempla a inércia das vigas para a definição da largura da biela, durante o cálculo do comprimento de contacto com este elemento, como se comprova pela equação (15), sendo que nenhuma das restantes contempla sequer a sua área de secção transversal como parâmetro pertinente, incluindo a versão corrigida do modelo referido.

Deste modo, nas restantes abordagens, a modificação da secção transversal das vigas reflete-se apenas de forma indireta, através da alteração da altura da parede de enchimento, que passa a ser 2.5 metros (já que, mais uma vez, se está a considerar como fixa a distância entre eixos de pilares e vigas dos pórticos, e não as dimensões da parede em si). Esta variação provoca uma ligeira redução do comprimento da diagonal da parede de enchimento, na ordem dos 10 centímetros, resultando num impacto residual sentido no conjunto dos modelos, como se pode verificar na Figura 50 e na Figura 51, não havendo, assim, alterações relevantes nos parâmetros da biela equivalente.

Portanto, comparativamente aos casos anteriores que impuseram a duplicação da espessura da parede ou o aumento da secção do pilar, o aumento da secção das vigas apresenta um impacto mais modesto na definição dos parâmetros essenciais da biela equivalente. Com isto, é possível inferir que, para maior

parte dos modelos, menos o de Hendry (1990), a viga é tratada como um elemento passivo de confinamento da parede e de transferência de carga, com deformabilidade muito pouco significativa face à parede, apresentando, por isso, um impacto indireto na interação entre o pórtico de betão armado e a parede de enchimento em alvenaria. No entanto, requer alguma atenção, visto que em situações de eventos sísmicos mais pronunciados, esta simplificação pode não ser tão representativa da realidade.

Para finalizar a comparação entre as diferentes abordagens de definição das propriedades da biela equivalente, analisa-se, agora, a influência inerente à modificação do comprimento do vão do pórtico, considerando como cenário de comparação o caso base, desta vez, com dois novos cenários hipotéticos: um vão de 6 e outro de 7 metros. Trata-se de um parâmetro de natureza puramente geométrica, que afeta diretamente, e de forma expressiva, o comprimento da diagonal da parede de enchimento. Apesar de não envolver qualquer tipo de alteração dos materiais ou de rigidez direta dos elementos, o seu impacto será fundamental na resposta global da estrutura. Na comparação, registada na Figura 52 e na Figura 53, vão ser mantidos constantes e iguais ao cenário base os restantes parâmetros.

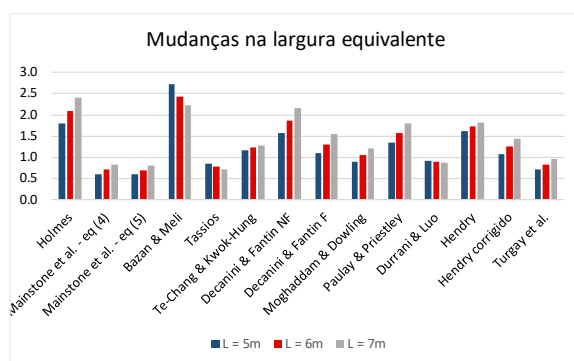


Figura 52 - Comparação da largura equivalente da biela (m) para três vãos distintos

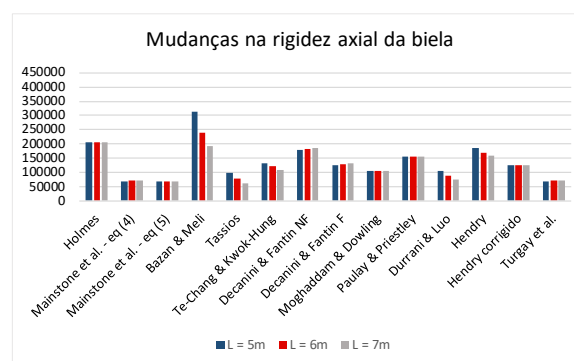


Figura 53 - Comparação da rigidez axial da biela (kN/m) para três vãos distintos

Com base no gráfico da Figura 52 verifica-se, de imediato, que a modificação do comprimento do pórtico acaba por ser a que altera os valores da largura equivalente num maior número de modelos, sendo esta variação bastante mais uniforme. A maior modificação observada em relação ao cenário inicial traduz-se num aumento da largura em praticamente 20%, atingida no modelo de Decanini & Fantin (1987), no caso fendilhado, da parede com 5 metros de comprimento para a de 6, aumentando, posteriormente, outros 20% da parede de 6 para a de 7 metros. Ao contrário do comportamento registado com a alteração da secção transversal das vigas, cuja influência foi, no geral, negligenciável, o aumento do vão é um fator crítico na definição da biela, já que em todas as abordagens se utiliza ou a diagonal da biela nas equações que definem a largura equivalente, ou o ângulo que esta faz com a viga, parâmetros que vão sofrer alterações nesta análise.

A direção da influência não é, no entanto, uniforme entre as diferentes propostas. Dos catorze modelos selecionados, três apresentam um decréscimo da largura da biela equivalente: Bazan & Meli (1980), Tassios (1984) e Durrani & Luo (1994). Na primeira abordagem, o aumento do vão não tem implicações diretas na expressão de cálculo de w , mas sim no parâmetro β , que depende de $A_{alv} = L_{alv} \cdot t_{alv}$. Como este valor será superior ao do caso inicial, β será, por sua vez, menor, o que provoca uma diminuição da largura equivalente da biela. Na proposta de Tassios (1984), verifica-se uma relação semelhante, já que o parâmetro β (da formulação anterior) aparece dentro de uma raiz quadrada,

atenuando a diferença sentida. Neste modelo, a proposta para a largura equivalente também depende do comprimento da diagonal, que é superior, e do ângulo que a biela faz com a viga, que diminui. A coexistência destas duas condições faz com que se anulem mutuamente, estando a largura equivalente, mais uma vez, a depender apenas da área da secção transversal da parede. Este tipo de comportamento comprova que, mesmo em modelos que aparentam ser altamente sensíveis à geometria, devido ao grande número de parâmetros desta natureza na sua formulação, a forma como as variáveis se relacionam pode levar a efeitos compensatórios. Por fim, na abordagem de Durrani & Luo (1994), que apresenta diminuição de w , embora em pequena escala, é ligeiramente mais complexa. A fórmula utilizada na definição da largura equivalente depende de apenas três variáveis, todas elas afetadas neste cenário: o comprimento da diagonal da parede, o ângulo de inclinação da biela equivalente e , também, o parâmetro γ , que depende de m - equação (19). Como o aumento do vão implica uma redução da rigidez do pórtico face à parede, diminuindo m , o parâmetro γ também decresce. A relação, através da fórmula descrita na Tabela 1, dita que o aumento do comprimento da biela não seja o suficiente para contrariar a diminuição dos outros dois valores, culminando num decréscimo gradual do valor de w , ainda que seja de pequena amplitude.

No gráfico da rigidez axial, apresentado na Figura 53, verifica-se uma tendência maioritariamente decrescente da rigidez com o aumento do comprimento do vão, sendo que, quando tal não se regista, o aumento da rigidez nunca é muito pronunciado (o máximo aumento de rigidez é de, aproximadamente, 5%, para a abordagem fendilhada de Decanini & Fantin (1987)). A Tabela 7 ilustra de forma mais detalhada desta análise comparativa que, neste caso, envolve a alteração do comprimento do pórtico de 5 para 7 metros.

Tabela 7 - Resultados do aumento do vão de 5 para 7 metros

Modelos	w_{ini} (m)	w_{fin} (m)	w_{fin}/ini	k_{axial_ini} (kN/m)	k_{axial_fin} (kN/m)	k_{fin}/ini
Holmes	1.81	2.41	1.33	207.5	207.5	1
Mainstone et al. - eq. (4)	0.61	0.82	1.36	69.6	70.7	1.02
Mainstone et al. - eq. (5)	0.59	0.80	1.36	67.5	69.0	1.02
Bazan & Meli	2.72	2.22	0.82	311.8	191.1	0.61
Tassios	0.86	0.72	0.84	98.5	61.9	0.63
Te-Chang & Kwok-Hung	1.16	1.28	1.10	133.3	110.0	0.83
Decanini & Fantin- NF	1.56	2.17	1.39	179.7	186.8	1.04
Decanini & Fantin - F	1.10	1.54	1.40	126.0	132.8	1.05
Moghaddam & Dowling	0.90	1.20	1.33	103.8	103.8	1
Paulay & Priestley	1.36	1.81	1.33	155.7	155.6	1
Durrani & Luo	0.92	0.86	0.94	105.2	74.5	0.71
Hendry	1.61	1.83	1.14	184.6	157.8	0.86
Hendry - corrigido	1.08	1.45	1.33	124.5	124.5	1
Turgay et al.	0.71	0.96	1.35	69.5	70.5	1.01

De modo a garantir uma interpretação mais clara dos resultados obtidos, apresenta-se, através dos seguintes gráficos ilustrados entre a Figura 54 e a Figura 59, um resumo das variações observadas, para três abordagens de cálculo que se destacaram. Foram escolhidos estes três modelos, uma vez que, através da análise efetuada, é possível agrupar os resultados em três conjuntos distintos: os modelos que se revelaram pouco sensíveis a alterações geométricas e mecânicas (Grupo 1), os modelos que refletem alterações consideradas equilibradas face às alterações geométricas e mecânicas consideradas (Grupo 2) e, por fim, os modelos muito sensíveis (Grupo 3). De uma forma geral, ao longo das comparações, os modelos de Holmes (1961), Moghaddam & Dowling (1988) e Paulay & Priestley (1992) apresentaram sempre um comportamento semelhante, pouco sensível a grande parte das alterações, por depender apenas da diagonal da parede na definição da largura equivalente. Por motivos opostos, foi-se destacando os modelos de Bazan & Meli (1980) e de Tassios (1984). Os restantes podem ser vistos como modelos equilibrados, salvo algumas exceções pontuais, explicadas anteriormente. O modelo de Decanini & Fantin (1987), tanto para a fase não fendilhada como fendilhada, encontra-se no meio termo entre os grupos muito sensíveis e os equilibrados.

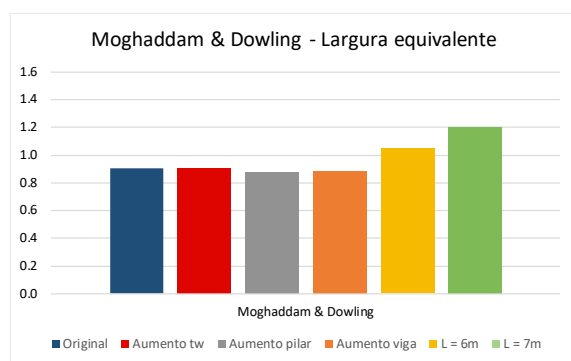


Figura 54 - Alterações em w para exemplo de grupo pouco sensível, em m (Grupo 1)

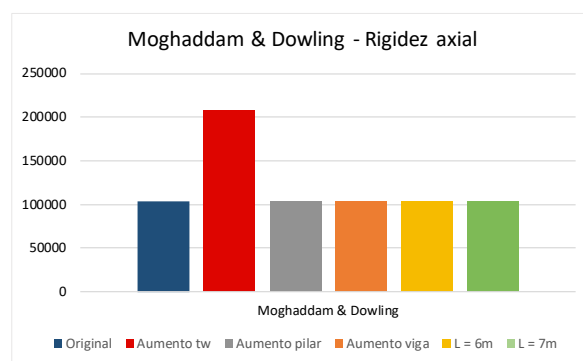


Figura 55 - Alterações em k para exemplo de grupo pouco sensível, em kN/m (Grupo 1)

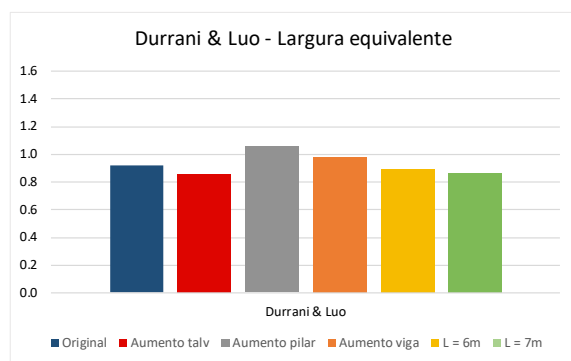


Figura 56 - Alterações em w para exemplo de grupo equilibrado, em m (Grupo 2)

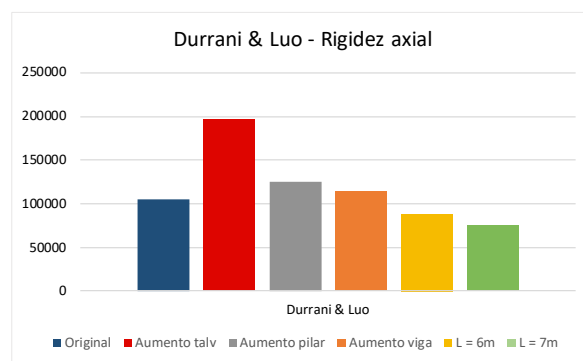


Figura 57 - Alterações em k para exemplo de grupo equilibrado, em kN/m (Grupo 2)

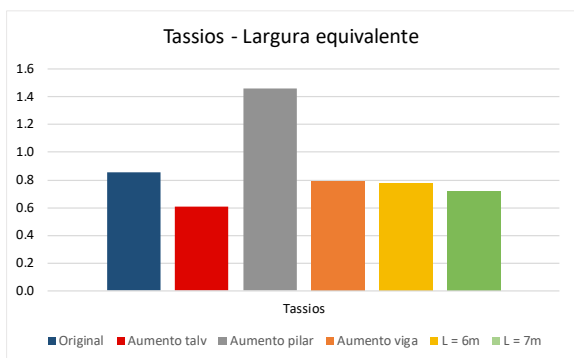


Figura 58 - Alterações em w para exemplo de grupo muito sensível, em m (Grupo 3)

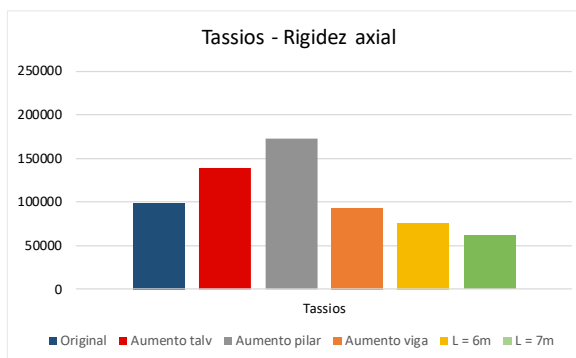


Figura 59 - Alterações em k para exemplo de grupo muito sensível, em kN/m (Grupo 3)

De um ponto de vista geral, é possível constatar que o aumento da espessura da parede em alvenaria é, entre os parâmetros sujeitos a comparação, o que vai ter mais influência na rigidez axial, particularmente em modelos que não dependem dos parâmetros associados ao pórtico de betão envolvente. Já em abordagens nas quais estas variáveis já estejam incluídas na formulação, referentes ao Grupo 3, verifica-se uma sensibilidade superior em relação às alterações destes elementos estruturais, com destaque para os pilares, acabando por ser um fator mais impactante que a espessura da parede.

Modelos pertencentes ao Grupo 1, cuja largura equivalente depende exclusivamente do comprimento da diagonal da parede de enchimento, apresentaram uma resposta bastante uniforme, com valores de w praticamente constantes nos diversos cenários, aumentando ligeiramente quando se aumentou o comprimento dos vãos, pelos motivos já referidos. A rigidez calculada por estes modelos manteve-se constante, exceto quando se duplicou a espessura, que duplicou também a rigidez da biela equivalente. Este comportamento permite perceber a limitação apresentada por estas abordagens em captar a influência de diferentes variáveis no comportamento interativo entre o pórtico estrutural e o painel de enchimento em alvenaria.

Em contrapartida, abordagens como a de Bazan & Meli (1980), de Tassios (1984) ou a de Decanini & Fantin (1987), seja esta a formulação para a fase não fendilhada, como para a fase fendilhada, apresentaram resultados relativamente distintos para cada caso hipotético, provando ser modelos sensíveis a diversos parâmetros possíveis de controlar e, por sua vez, mais versáteis e fáceis de calibrar para a utilização em casos reais. Contudo, em algumas situações, a alteração da resposta pode ser relativamente desajustada, como a registada quando se aumenta a secção do pilar, que provoca um incremento pouco coerente da largura equivalente da biela, quando comparada aos restantes modelos.

É relevante salientar que a diversidade de resultados obtidos, consoante a abordagem escolhida para a representação da biela equivalente, reforça a importância de uma seleção criteriosa do macro-modelo mais adequado em contexto de análise sísmica de estruturas com presença de paredes de enchimento em alvenaria. Abordagens relativamente sensíveis podem ser capazes de captar um comportamento mais realista, mas exigem maior rigor na definição dos parâmetros de entrada. Por outro lado, modelos mais simplificados, logo, menos sensíveis a alterações, podem trazer benefícios em termos de facilidade de implementação computacional, à custa de uma representação menos aproximada da realidade.

Com base nas conclusões obtidas da análise comparativa, no capítulo seguinte, no qual será descrito um caso de estudo real e a modelação de paredes de enchimento em alvenaria de acordo com diferentes abordagens, incluir-se-á o modelo de Durrani & Luo (1994). Esta decisão encontra-se fundamentada pela posição intermédia que o modelo assume, demonstrando relativa sensibilidade à alteração de todos

os parâmetros, como se verifica na Figura 56 e na Figura 57, sem, no entanto, evidenciar modificações extremas dos dois parâmetros destacados. De modo a consolidar o estudo, será fundamental compreender como as variações retiradas deste processo se refletem, posteriormente, no comportamento global de um edifício existente, e como esta resposta se enquadra com outros tipos de modelação, provenientes de regulamentos ou outros artigos considerados pertinentes. A escolha do modelo referido é também sustentada com base no estudo de Pallarés et al. (2021). Verifica-se, pela Figura 60, retirada desse artigo, que, ao comparar a rigidez real retirada de testes experimentais e a rigidez dos modelos, o modelo de Durrani & Luo (1994) é um dos que mais se aproxima do cenário determinado experimentalmente. A boa correspondência com resultados reais valida a sua aplicabilidade num contexto de modelação e análise prática. Neste gráfico, para além de alguns dos modelos já referidos, ainda se aplicam as abordagens retiradas do ASCE (2007), antigo regulamento americano, do TMS (2016), por lapso referido no gráfico original como MSIC, do CCMPA (2009) e, por fim, do regulamento turco, TEC (2007), regulamentos que não serão abordados no presente documento.

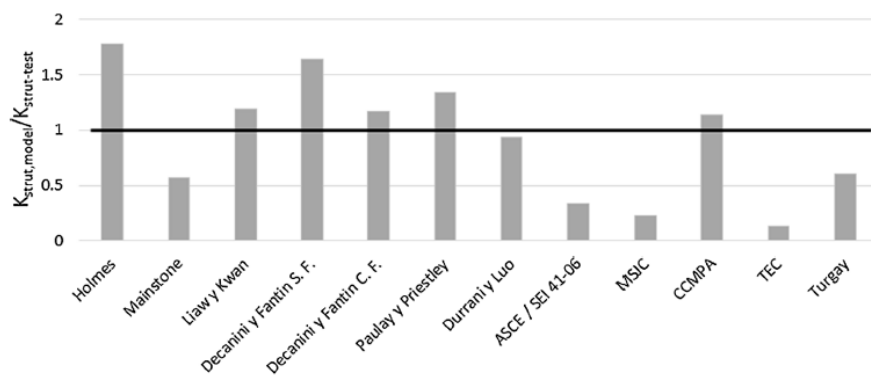


Figura 60 - Rácios entre a rigidez do modelo e do teste experimental, retirado de Pallarés et al. (2021)

3.1.2. MODELOS DE BIELAS EQUIVALENTES INTEGRADOS NOS REGULAMENTOS

Uma comparação semelhante foi realizada entre a proposta de modelação das paredes de enchimento em alvenaria por parte do Eurocódigo 8 provisório (prEC8-1-2, 2025) e do regulamento utilizado no Canadá (CSA, 2024), as quais serão igualmente utilizadas para o caso de estudo. Com o objetivo de complementar esta análise, compararam-se os resultados com a abordagem de Panagiotakos & Fardis (1994). Esta proposta, apesar de não se encontrar em regulamentação, é amplamente reconhecida como sendo uma das que melhor caracteriza o comportamento das paredes de enchimento face a carregamentos laterais, definindo uma curva força-deslocamento com base em parâmetros geométricos e mecânicos do pórtico. De acordo com a Figura 61, admite-se o comportamento elástico linear de uma parede de enchimento até surgir a primeira fenda na estrutura. A rigidez elástica (em kN/m) define-se pela equação (75), e a força de corte de fendilhação (em kN) pela equação (76):

$$k_{el} = \frac{A_{alv} \cdot G_{alv}}{h_{alv}} \quad (75)$$

$$F_{cr} = \tau_{CR} \cdot A_{alv} \quad (76)$$

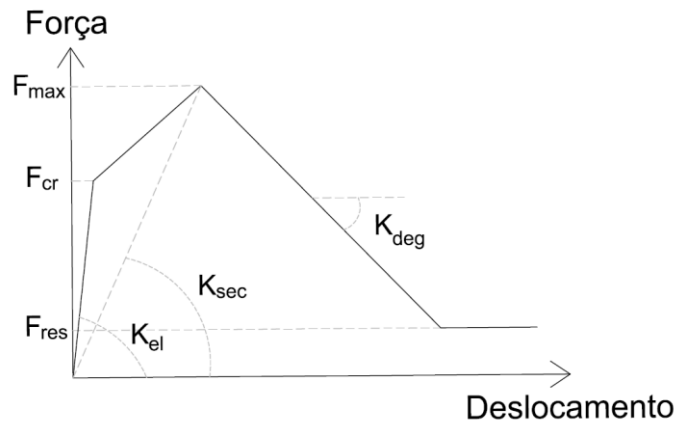


Figura 61 - Representação típica de um diagrama força-deslocamento, segundo Panagiotakos & Fardis (1994)

Com o aparecimento da primeira fenda na parede, o seu comportamento altera-se. O segundo troço da representação gráfica inicia-se, então, neste ponto e termina quando se atinge a força máxima definida por:

$$F_{max} = 1.3 \cdot F_{CR} \quad (77)$$

Podendo ainda ser estabelecida uma rigidez secante, de acordo com a equação (78).

$$k_{sec} = \frac{E_{alv} \cdot w \cdot t_{alv}}{d} \cdot \cos \theta^2 \quad (78)$$

Neste modelo, a largura equivalente é calculada segundo a proposta de Mainstone et al. (1972). Por sua vez, ao iniciar o terceiro troço, inicia-se, também, a degradação da parede após se atingir a força máxima, podendo agora caracterizar-se a curva com a força residual. Aqui, a rigidez está dependente do valor elástico do primeiro troço e de um parâmetro adimensional α que toma valores entre 0.005 e 0.1 (a não confundir com o comprimento de contacto que aparece em equações anteriores).

$$k_{deg} = -\alpha \cdot k_{el} \quad (79)$$

A curva termina num troço horizontal, com a ordenada correspondente à força residual, definida da seguinte forma:

$$F_{res} = 0.02 \cdot F_{max} \quad (80)$$

Esta formulação é relevante, uma vez que caracteriza de maneira bastante completa o comportamento de uma parede de enchimento em todas as fases de carregamento, sendo uma abordagem adequada que se podia ter em consideração nas regulamentações, algo que não acontece.

A comparação foi então realizada a nível da espessura da parede, da secção transversal do pilar e da viga, cada uma para três paredes com comprimentos de 5, 6 e 7 metros, já que se verificou que a alteração do comprimento do pórtico introduz alterações relevantes. Para o método de Panagiotakos & Fardis (1994), foi então possível definir uma curva completa para a relação força-deslocamento, parecida à da Figura 61. A partir dos gráficos ilustrados entre a Figura 62 e a Figura 65, é possível verificar as diferenças que cada alteração no modelo causa nesta relação:

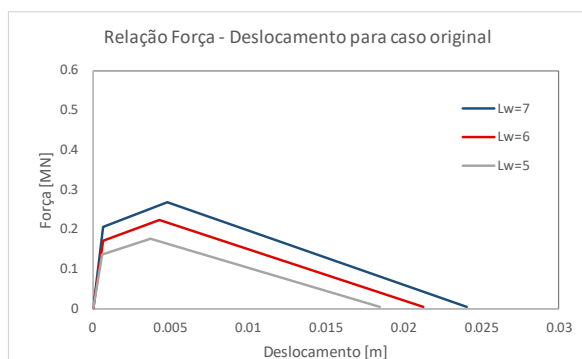


Figura 62 - Relação força-deslocamento para o cenário original

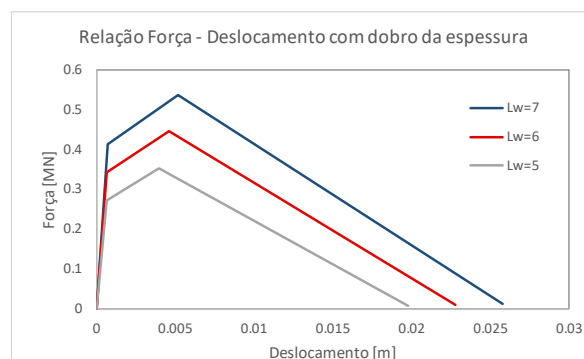


Figura 63 - Relação força deslocamento para aumento da espessura

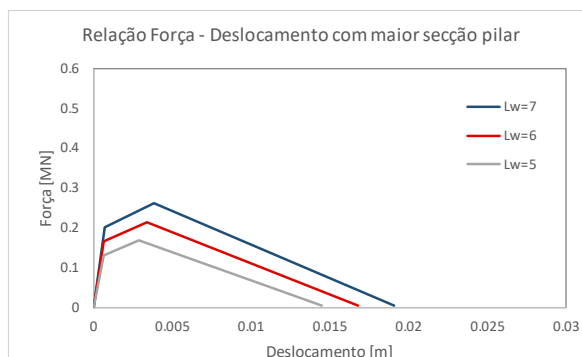


Figura 64 - Relação força deslocamento para aumento da secção do pilar

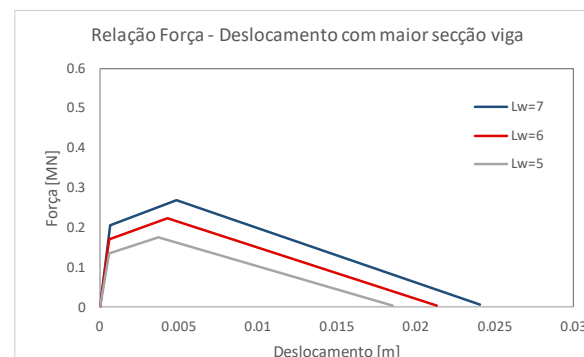


Figura 65 - Relação força deslocamento para aumento da secção da viga

Como se pode verificar, a nível de resistência das bielas, o modelo acaba por ser bastante consistente, revelando valores bastante próximos e curvas características com envoltentes relativamente semelhantes entre os diferentes cenários, a não ser no caso da duplicação da espessura da parede que, mais uma vez, gera um aumento da mesma grandeza da resistência, algo que já se constatou em grande parte das abordagens analisadas na secção anterior. O modelo apresenta pequenas mudanças com a alteração do pórtico de betão armado: para o aumento da secção transversal do pilar, verifica-se que o deslocamento final será menor para os três comprimentos de parede diferente, sendo o máximo para a parede com L de 7 metros, com um deslocamento final na ordem dos 0.024 metros; a modificação da secção da viga acaba por não trazer, mais uma vez, diferenças que mereçam ser destacadas. A nível de

resistência máxima, a alteração das propriedades geométricas do pórtico de betão armado não implica alterações.

No caso do modelo proposto pelo Eurocódigo 8, não é possível definir a curva completa da relação entre a força e o deslocamento, já que não se detalha o comportamento da parede quando se inicia a fase de degradação (terceiro troço da Figura 61), mas é possível comparar a rigidez elástica entre esta abordagem e a anterior.

No entanto, para este cálculo é necessário definir um valor consistente a utilizar para o módulo de elasticidade da alvenaria, tanto vertical como horizontal que, como já se verificou, não se encontra definido de maneira clara no Eurocódigo 6 atual (EC6-1, 2021). Atendendo às diferentes características geométricas e mecânicas dos materiais envolvidos num painel em alvenaria, espera-se que a resistência à compressão de uma parede de enchimento em alvenaria solicitada segundo a direção ortogonal das juntas seja superior à resistência à compressão obtida quando solicitada segundo a direção paralela às mesmas juntas (Drysdale et al., 1994). Da mesma forma, espera-se que os módulos de elasticidade secantes nas duas direções, E_v e E_h , sejam diferentes. Apesar de não ser possível estabelecer uma relação direta simples entre os dois valores, pode inferir-se, a partir de resultados experimentais existentes, que E_h deverá atingir valores que variam aproximadamente entre 30% a 50% de E_v (Hak et al., 2013). Os valores utilizados por Pallarés et al. (2021) comprovam os valores percentuais adotados para distinguir os módulos de elasticidade horizontal e vertical utilizados neste e em futuros capítulos.

Concluiu-se que, para este regulamento, quanto mais comprida a parede de enchimento em alvenaria, menor o *drift* expectável, para uma mesma rigidez da parede. Por sua vez, a duplicação da espessura provoca um aumento da mesma ordem tanto da rigidez como da resistência, mantendo o *drift* com os mesmos valores. A alteração da secção dos pilares acaba por não influenciar os resultados, enquanto aumentar a secção das vigas faz diminuir a rigidez e a resistência da parede, tornando os *drifts* expectáveis também inferiores, apesar de esta ser uma diminuição pouco pronunciada. A rigidez não sofre alterações com o aumento do comprimento da parede, algo que se verificava anteriormente nos modelos pouco sensíveis, referentes ao Grupo 1, ilustrados na Figura 55. Isto acontece pelo mesmo motivo descrito na secção anterior, uma vez que o prEC8-1-2 (2025) utiliza uma equação de cálculo da largura equivalente consistente com a proposta por Paulay & Priestley (1992), como se pode ver pelas equações (16) e (47), o que faz com que não se registre um aumento da rigidez das paredes com o aumento do seu comprimento. Com base nisto, encontra-se na Figura 66 as alterações registadas na rigidez da parede segundo este regulamento, na Figura 67 a alteração da resistência e, por fim, na Figura 68 as variações dos deslocamentos.

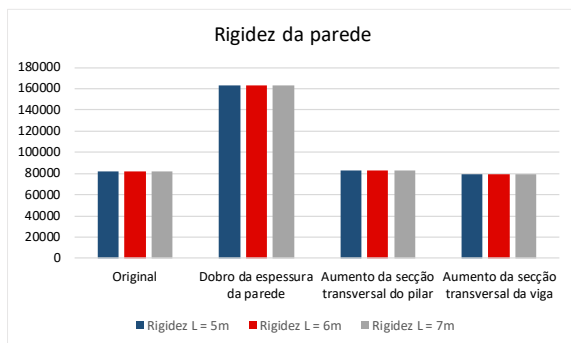


Figura 66 - Alterações na rigidez da parede (kN/m) para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)

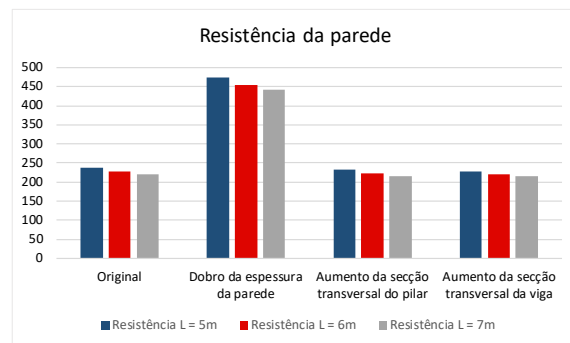


Figura 67 - Alterações na resistência da parede (kN) para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)

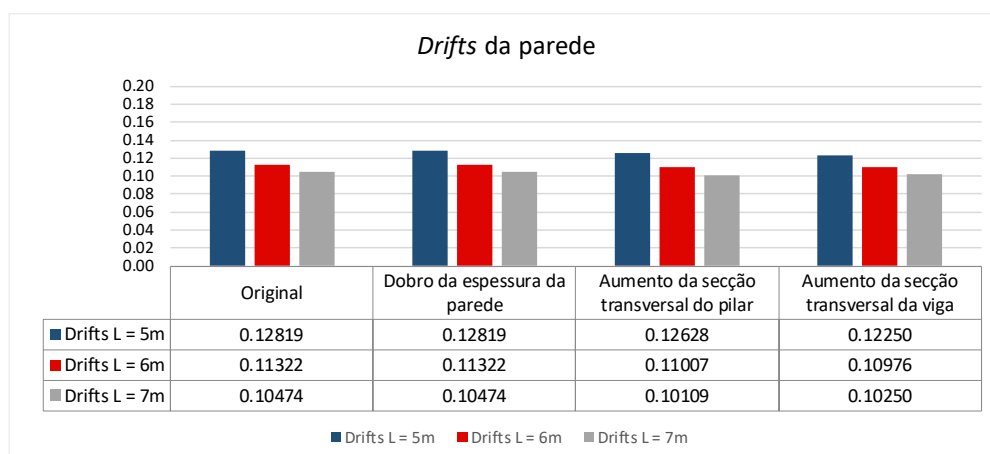


Figura 68 - Alterações nos drifts (%) da parede para diferentes cenários (prEC8-1-2, 2025)

Já para abordagem pelo método do regulamento do Canadá, os mesmos dados foram utilizados, de modo a obter-se uma comparação consistente. Neste caso, a diferença mais significativa está ao nível do parâmetro da espessura, já que das abordagens selecionadas, esta é a única que distingue a diferente influência que tijolos com e sem furação podem provocar nos resultados finais, como se pode ver pelas equações (63) e (64). Deste modo, apenas para esta abordagem, considerou-se unicamente a espessura dos septos do bloco de tijolo, representando fielmente a sua formulação. O valor da espessura utilizada passou, então, de 12 centímetros para apenas 4, já que se considerou tijolos furados ocos. Para a definição da resistência, teve-se em consideração a fórmula (66), da tensão uniforme na biela, multiplicada pela área da secção transversal da mesma. O regulamento refere que o valor de f'_m deve ser determinado experimentalmente, mas nesta aplicação utilizou-se como o valor de f_k , para se obter uma comparação direta, sem a introdução de uma nova variação doutro parâmetro. Os resultados encontram-se apresentados da Figura 69 à Figura 71.

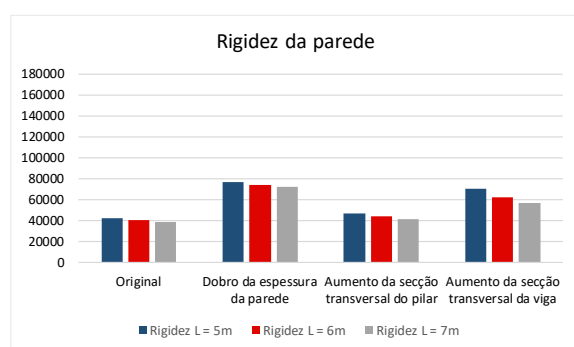


Figura 69 - Alterações na resistência da parede (kN/m) para diferentes cenários (CSA, 2024)

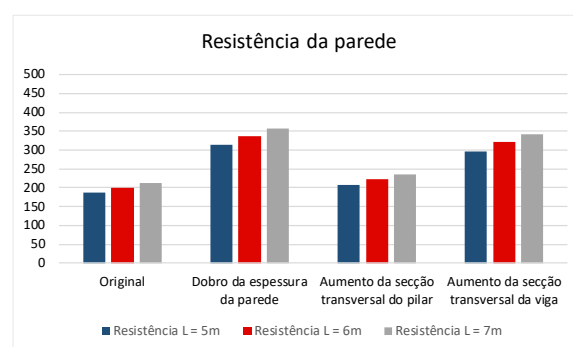


Figura 70 - Alterações na resistência da parede (kN) para diferentes cenários (CSA, 2024)

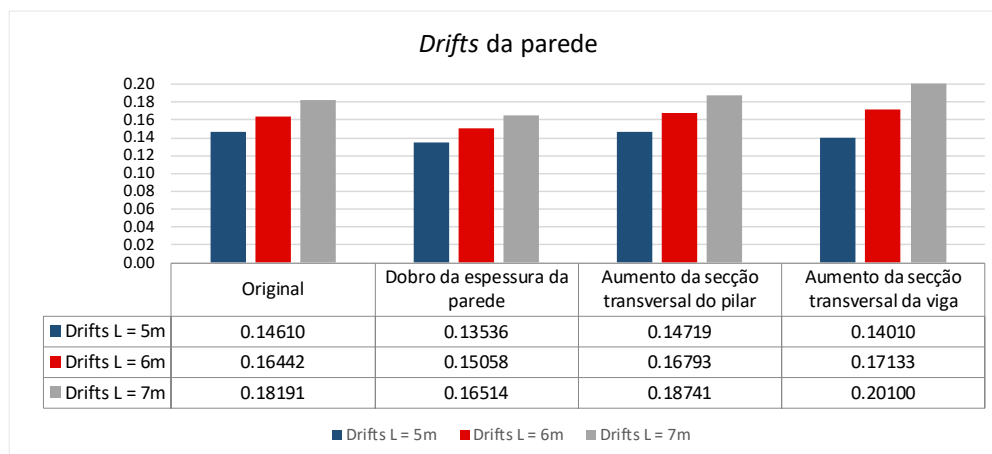


Figura 71 - Alterações nos *drifts* (%) da parede para diferentes cenários (CSA, 2024)

Nesta abordagem, ao contrário do que se verificou pelo Eurocódigo 8, a rigidez efetiva da biela apresenta alterações consoante a modificação do comprimento da parede, diminuindo à medida que a geometria aumenta. Ao considerar-se um painel com o dobro da espessura, a rigidez também irá aumentar, embora não duplique como anteriormente. Com o aumento da secção do pilar, a rigidez aumenta ligeiramente, enquanto que, ao mudar a secção da viga, a rigidez varia bastante, tanto em relação ao caso base, como entre os diferentes comprimentos da parede.

No caso da resistência da biela, os valores são também inferiores aos obtidos pela abordagem anterior, mas, neste caso, crescem com o aumento do comprimento da parede. Isto acontece porque esta grandeza está a depender diretamente da largura equivalente da biela que, pela formulação utilizada neste regulamento, é superior à medida que o comprimento da parede também aumenta. Sendo tanto a rigidez da parede como a resistência em alguns casos inferiores ao cenário anterior, é natural que se espere um aumento considerável do *drift* pelo regulamento canadiano nesta análise local, comprovado na Figura 71.

De modo a compreender a diferença entre os três métodos encontra-se, na seguinte representação gráfica, uma comparação entre eles para um pórtico médio com 6 metros de comprimento. De acordo com o primeiro gráfico, da Figura 72, é evidente a diferença entre cada proposta, já que o método do Eurocódigo 8 é o que resulta numa maior rigidez para todos os cenários, sendo mais pronunciada quando se duplica a espessura, o que faz sentido, já que este é um método cuja largura equivalente só depende do comprimento da diagonal, como referido anteriormente. Aliás, visto que todos os métodos em análise acabam por ser adaptações dos métodos de Mainstone et al. (1972), de Paulay & Priestley (1992) e Hendry (1990), as conclusões a nível da rigidez acabam por ser consistentes com o já referido: o Eurocódigo 8 (Paulay & Priestley (1992), Grupo 1) vai apresentar pouca sensibilidade a alterações, duplicando a rigidez com a duplicação da espessura; o método de Panagiotakos & Fardis (1994) varia ligeiramente entre os diferentes cenários, com um aumento mais acentuado na duplicação da espessura, e também algum aumento de espessura quando se aumenta a secção transversal do pilar (Mainstone et al. (1972), Grupo 2); o método do regulamento do Canadá está de acordo com Hendry (1990) antes da correção, podendo também estar inserido no Grupo 2, neste caso apresentando também um acréscimo da rigidez quando se aumenta a secção transversal da viga, já que o comprimento de contacto horizontal depende da inércia deste elemento. Pelo gráfico, conclui-se que os valores da rigidez acabam por ser consistentes entre os modelos e o analisado na secção anterior.

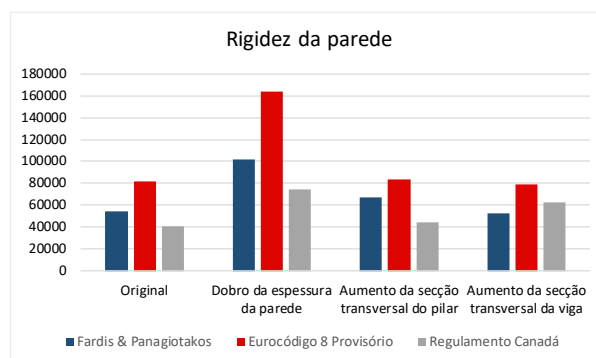


Figura 72 - Diferenças na rigidez, em kN/m consoante a abordagem utilizada

Por sua vez, ao comparar a resistência máxima atingida pela parede de enchimento em alvenaria, os valores já não variam tanto como acontecia com a rigidez axial da biela, a não ser quando se aumenta a secção da viga no método canadiano, já que é, mais uma vez, o único que considera a inércia deste elemento na sua abordagem. O mesmo não se pode dizer para os deslocamentos, visto que os deslocamentos máximos calculados pelo método de Panagiotakos & Fardis (1994) são bastante superiores aos obtidos pelos outros dois modelos, o que, pelo que se concluiu acerca da resistência e rigidez das paredes deste método em relação aos restantes, acaba por surgir de forma surpreendente. Isto é, comparando à abordagem do regulamento canadiano, o modelo de Panagiotakos & Fardis (1994) apresenta valores de rigidez sempre superiores, exceto no caso do aumento da secção transversal da viga, relação que praticamente se mantém na comparação da resistência (apenas difere no caso do aumento da secção do pilar, que surge com maior resistência para a abordagem canadiana). Para um modelo com estas características, não seria expectável que os *drifts* fossem superior ao método do CSA (2024), principalmente de forma tão acentuada, já que, por norma, modelos com maior rigidez geram menores *drifts*.

Nota-se, claramente, que o modelo da capacidade ou as propriedades limite que cada autor ou regulamento sugerem é muito diferente, apesar da consistência dos outros dois parâmetros. Esta disparidade pode ser justificada pela fórmula que define a força máxima no modelo de Panagiotakos & Fardis (1994), que é considerada com sendo igual a 1.3 da força de fendilhação medida na parede de enchimento em alvenaria, valor que, por ser uma aproximação sem grandes fundamentos, pode não ser totalmente adequada. Os valores comparativos da resistência e dos *drifts* da parede estão apresentados na Figura 73 e na Figura 74, respetivamente. Em relação aos *drifts*, salienta-se que, quando comparados com os valores estabelecidos pelo Eurocódigo 8 (ver Tabela 2), os quais se admitem ser os *drifts* para a força máxima, embora não seja explícito no regulamento, os valores obtidos para um pórtico com 3 metros de altura, são bastante inferiores. Desta forma, não é claro a que estado de dano se devem associar estes valores ou como se devem relacionar com os valores da Tabela 2.

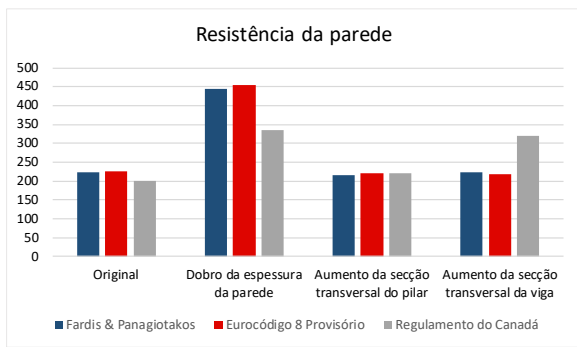


Figura 73 - Diferenças na resistência (kN), consoante a abordagem

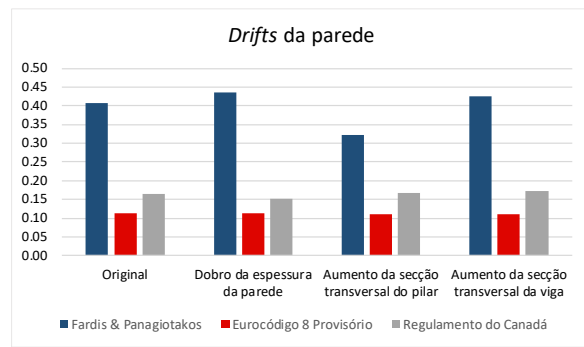


Figura 74 - Diferenças no *drift* (%), consoante a abordagem

Esta análise local foi relevante de modo a entender a grandeza da alteração de parâmetro relevante na definição das paredes de enchimento em alvenaria como bielas equivalentes. Os resultados deste capítulo, serão importantes para ajudar na compreensão das alterações que existirão no modelo geral, no qual vários parâmetros serão alterados em simultâneo. Em particular, será possível verificar se as alterações num modelo geral são consistentes a nível percentual com as mudanças verificadas através desta análise local.

4

MODELAÇÃO

4.1. ENQUADRAMENTO

Atualmente, de modo a assegurar um processo completo de análise estrutural de edifícios sujeitos a cargas sísmicas, a modelação numérica é assumida como uma etapa imprescindível, que garante um dimensionamento estrutural eficaz, conforme os requisitos regulamentares em vigor. Neste contexto, o presente capítulo surge com o intuito de apresentar as diferentes fases da modelação de um edifício adotado como caso de estudo, recorrendo ao *software* numérico SAP2000. Esta secção incluirá uma descrição detalhada da implementação, no programa, das diferentes abordagens de modelação das paredes de enchimento em alvenaria anteriormente selecionadas, proporcionando uma nova comparação entre elas e um modelo inicial, no qual as paredes são apenas consideradas como carga adicional no edifício, prática utilizada na atualidade em Portugal. Com esta avaliação, pretende-se quantificar o impacto da integração das paredes de enchimento em alvenaria no sistema global. Será investigada a sensibilidade dos resultados face ao tipo de modelo adotado, em termos de frequências e períodos de vibração, na tipologia dos modos de vibração, e, principalmente, nos deslocamentos máximos registados e *drifts* resultantes. Para além disso, serão apresentados resultados de esforços transversos em certas zonas do edifício, de modo a perceber as implicações diretas que a introdução das paredes como bielas equivalentes terá na avaliação do desempenho e segurança estrutural, de forma a garantir a integridade do edifício.

A necessidade de uma modelação rigorosa relaciona-se com a complexidade apresentada por parte dos projetos reais, que envolvem uma interação relevante entre componentes estruturais e não estruturais. A representação computacional permite não só a previsão do comportamento do edifício quando sujeito a diferentes tipos de carregamento, como também possibilita a otimização do seu desempenho e assegura que a sua conceção surge em conformidade com os regulamentos em vigor.

Nesta investigação, pretende-se representar com a maior precisão possível o comportamento dinâmico do edifício, tanto em situações simplificadas, nas quais as paredes de enchimento não são consideradas, como em cenários mais aproximados da realidade, quando estas são modeladas. Para tal, foram contemplados diversos aspetos fundamentais para a execução de um modelo consistente, desde a definição da grelha de referência, com base nas plantas fornecidas (tanto estruturais, identificando a disposição de pilares, vigas ou paredes estruturais, como arquitetónicas, para se definir a disposição das paredes divisórias de alvenaria do interior do edifício) à inserção dos diversos elementos constituintes nas respetivas posições tridimensionais. Com base nesta informação, foi ainda gerada uma malha de elementos finitos adequada, que consiste numa subdivisão dos elementos estruturais em sub-elementos interligados, permitindo ao *software* avaliar com maior precisão variações locais de esforços e deformações em núcleos, paredes e lajes, ou seja, elementos definidos como área, garantindo, assim,

uma representação mais fidedigna do comportamento do caso de estudo. De modo a equilibrar a relação entre uma consistente representação dos resultados e o custo computacional associado, optou-se por definir uma malha quadrangular (sempre que possível), com elementos finitos de 40 centímetros de cada lado. Procedeu-se, também, à definição das cargas permanentes e sobrecargas a que o edifício estará sujeito no seu período de vida útil, bem como das ações sísmicas previstas pela regulamentação e, por fim, à consideração de combinações de carga, para se avaliar o comportamento em diferentes cenários de carregamento.

4.1.1. CASO DE ESTUDO - TORRE LIDADOR

Como forma de possível validação de resultados e, também, para fornecer uma análise estrutural mais completa, a presente dissertação utiliza a Torre Lidador, também conhecida por Torre da Maia, como caso de estudo, um edifício invulgar, dos mais altos do país, localizado no município da Maia, na área metropolitana do Porto. Com um total de 21 andares acima do solo, atingindo, aproximadamente, 92 metros de altura (incluindo o miradouro), este símbolo da engenharia, inaugurado em 2001, destaca-se facilmente da sua envolvente urbana. Projetada para apresentar apenas 16 andares, num projeto começado no início dos anos 1990, foi depois repensada, aquando da sua construção, e acabou por ser ampliada para 21 pisos acima do solo. Atualmente, a Torre Lidador alberga os sistemas administrativos da Câmara Municipal da Maia, sendo maioritariamente ocupada por espaços abertos adaptados a escritórios. Na Figura 75 e na Figura 76 apresentam-se registos fotográficos da estrutura em fase final de conceção e após a sua conclusão, respetivamente.



Figura 75 - Edifício em conceção



Figura 76 - Edifício finalizado

A planta do edifício apresenta uma configuração semelhante a uma oval alongada, com dimensões máximas em cada direção de 40 por 19 metros. Grande parte dos pilares encontram-se distribuídos próximo do perímetro da torre, com outros dois pilares centrais, sendo complementados a nível estrutural por elementos relevantes, que não seguem um alinhamento ortogonal regular. Destacam-se, neste contexto, os dois núcleos verticais, posicionados em extremos opostos (um utilizado como caixa principal, e o outro como caixa de emergência), responsáveis por assegurar à estrutura boa parte da sua estabilidade nas duas direções principais, nomeadamente através da sua função resistente face a ações laterais, como a ação sísmica ou a ação do vento. Esta geometria particular, associada a uma distribuição relativamente irregular dos elementos, acaba por introduzir alguns desafios na modelação, tornando-se essencial uma abordagem metódica e rigorosa para a correta representação da Torre, tanto no posicionamento dos elementos, como na definição da malha, da rigidez, ou na distribuição de cargas. A correta definição destas grandezas é determinante para a fiabilidade dos resultados obtidos nas diferentes análises que serão realizadas. As cargas permanentes e sobrecargas encontram-se distribuídas de acordo com a seguinte tabela.

Tabela 8 - Cargas Permanentes e Sobrecargas

Cargas	Rés do Chão	Pisos elevados	Cobertura
Peso Próprio (kN/m ²)	7.4	5.2	5.2
Revestimentos (kN/m ²)	1.2	1.2	3.0
Paredes divisórias (kN/m ²)	1.5	1.5	---
Total, g	10.1	7.9	8.2
Sobrecargas, q (kN/m ²)	4.0	3.0	1.0
Caixilharia exterior (kN/m)	---	2.2	---

4.1.2. MODELO GERAL

Como já foi referido, a análise estrutural foi realizada com recurso ao *software* SAP2000, que permitiu a modelação tridimensional detalhada da estrutura. Inicialmente, foi desenvolvido um modelo geral da estrutura, que se distingue dos demais, apenas por não considerar as paredes de enchimento na forma de bielas equivalentes. A definição das diferentes componentes foi sempre realizada a partir de elementos barra (*frame*) e casca (*shell*), e a malha das lajes, dos núcleos ou das outras paredes estruturais foi definida manualmente, consoante a geometria de cada um.

Para facilitar a colocação dos diversos elementos, foi definida uma grelha (*grid*) que melhor representasse a posição dos pilares, núcleos, paredes, ou outros pontos relevantes para a definição da geometria em planta, com base nas diversas plantas estruturais existentes do projeto original. É de notar que nem todos os pisos apresentam os mesmos elementos: há diversos pilares de 50x50 centímetros que existem apenas no piso enterrado (sendo que, neste piso, o edifício já não apresenta a característica forma oval, mas sim uma geometria mais aproximada a um quadrilátero), ou até mesmo pequenas diferenças entre os núcleos dos pisos, como aberturas para o exterior. Deste modo, apesar da aparente regularidade em altura que o edifício apresenta, a verdade é que difere em diversos aspetos, estando as plantas estruturais divididas da seguinte maneira, consoante as zonas com alterações: Planta da Cave,

Planta do Rés do Chão, Planta do Piso 1, Planta do Piso 2, Planta do Piso 5, Planta Tipo (do piso 2 ao 4 e do piso 6 ao 19), Planta do Piso 20, Planta do Piso 21 e Planta da Cobertura. Uma das alterações relevantes em altura está relacionada com a secção transversal dos pilares, como se pode verificar no exemplo da Figura 77. Esta variação não ocorre da mesma forma para os 12 pilares existentes por piso acima do solo, servindo a tabela apenas como exemplo da mudança da secção transversal de um pilar em altura.

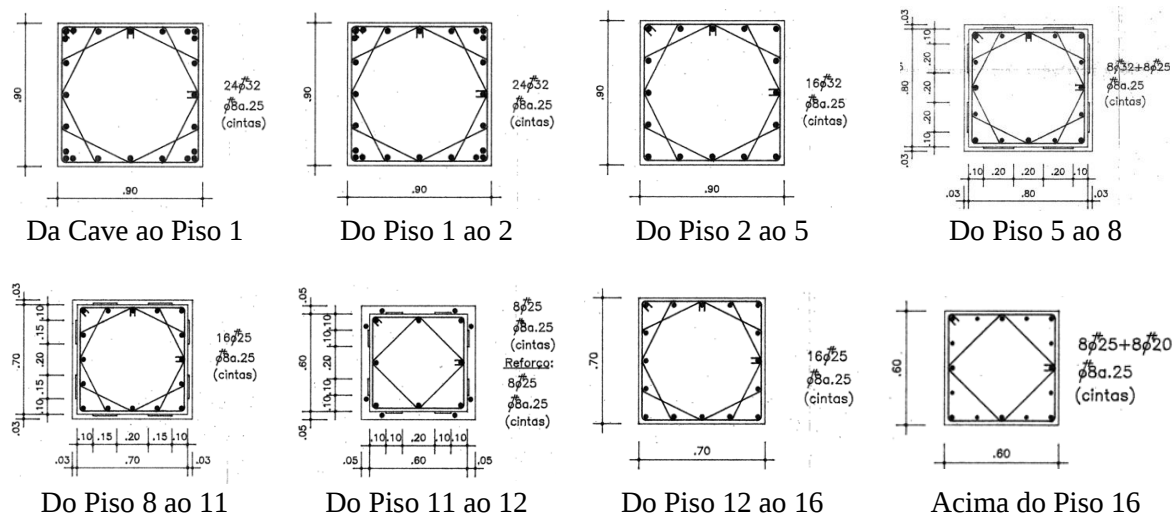


Figura 77 - Variação da secção transversal de um pilar em altura

Para a definição das lajes, sendo estas fungiformes aligeiradas, foram igualmente modeladas como elementos casca, com modificações pontuais nas zonas maciças, nomeadamente nas regiões com pilares, ao nível dos *stiffness modifiers* e de *weight/mass modifiers*, de modo a obter um comportamento realista. O *stiffness modifier* obteve-se calculando a inércia da secção aligeirada, relacionando, posteriormente, com a inércia da região maciça da laje. Para os *weight/mass modifiers*, calculou-se o peso de um bloco aligeirado, que se pode ver na Figura 78 e comparou-se com um bloco semelhante, composto totalmente por betão.

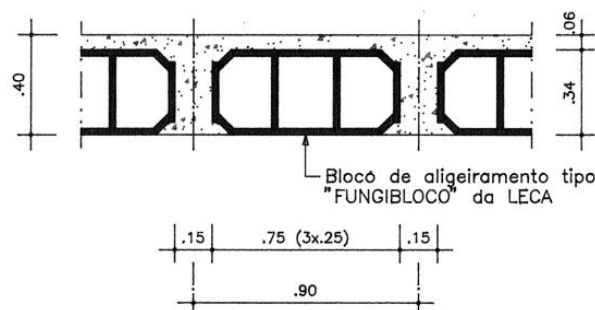


Figura 78 - Pormenor da laje corrente aligeirada

O betão utilizado em projeto foi de classe de resistência C25/30 e classe de exposição XC1. De acordo com o projeto original, as classes de aço utilizadas, ainda definidas de acordo com as normas nacionais anteriores, como o RSA (1983), Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, ou o REBAP (1983), Regulamento de Estruturas de betão armado e pré-esforçado, foram A400NR para armaduras correntes e A500EL para redes eletrosoldadas.

A metodologia utilizada para análise e verificação dos resultados esteve sempre em conformidade com as normas em vigor, de modo a garantir a segurança e a durabilidade da estrutura. Um dos procedimentos chave desta verificação foi a determinação de espectros de resposta elásticos e de projeto, conforme as condições sísmicas da região. Pelo interesse académico, foram consideradas as condições sísmicas da cidade de Lagos, no Algarve, e não da Maia, de modo a obter uma resposta em maior escala.

O modelo geral do edifício foi o primeiro a ser definido e validado, servindo como base para os seguintes modelos, nos quais serão incluídos os efeitos das paredes de enchimento. Este encontra-se ilustrado na Figura 79, ao lado de uma fotografia do edifício atualmente, para comparação.

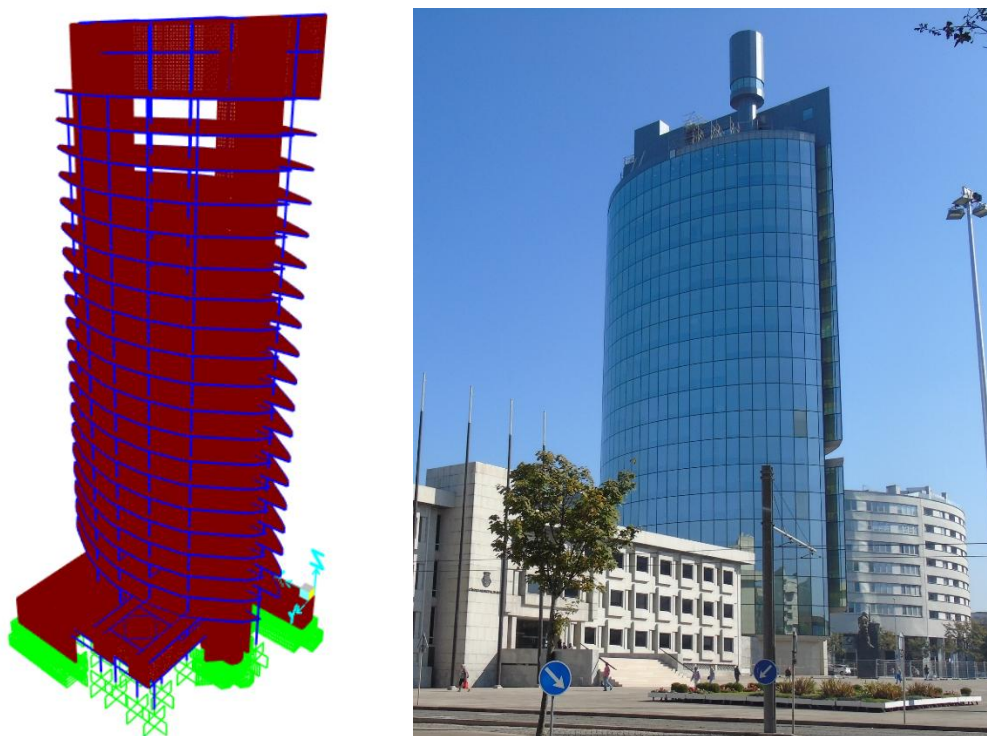


Figura 79 - Comparação entre modelo geral e imagem real

No modelo, considerou-se um encastramento perfeito para a base dos pilares e paredes estruturais. Na representação de paredes e núcleos utilizaram-se elementos de casca discretizados, de forma a compatibilizar os seus nós com os nós da laje e a considerar o seu comportamento em membrana e à flexão. Para a obtenção dos resultados pretendidos, não se considerou a rigidez torsional de flexão das vigas e dos pilares, de modo a que os momentos de torção das vigas não fossem equilibrados pelos dos pilares. Definiu-se uma malha, sempre que possível, quadrada (devido à forma aproximadamente oval, nas bordas da laje, tal nem sempre foi possível), com elementos finitos com dimensão sempre aproximada ($0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$).

Com o intuito de analisar o impacto sísmico no caso de estudo, de acordo com o Eurocódigo 8, para considerar o dano da estrutura aquando da ocorrência de um sismo, reduziu-se a rigidez de todos os elementos para metade, contabilizando-se, assim, a fendilhação e a dissipação de energia associada a este efeito.

Na conceção do modelo, foram introduzidas algumas simplificações. Desde logo, como se pode verificar pela Figura 80, o perímetro do edifício não se considerou oval, mas sim com troços retos, todos eles compostos por vigas com as secções definidas pelo projeto original. O pilar mais à direita foi alinhado pela linha da grelha que intersesta com o núcleo. Por fim, nem todas as paredes de enchimento consideradas para o seguinte modelo se mantiveram na posição do projeto de arquitetura original, de modo a evitar-se a colocação de pórticos excessivamente pequenos no modelo, como se pode verificar pelas paredes adjacentes ao pilar central esquerdo, na Figura 81. A disposição utilizada para as paredes de enchimento, num piso tipo, encontra-se disponível na Figura 82. Neste caso, alinhou-se toda a parede pelo eixo do pilar. As restantes plantas arquitetónicas originais encontram-se disponíveis no anexo A1.

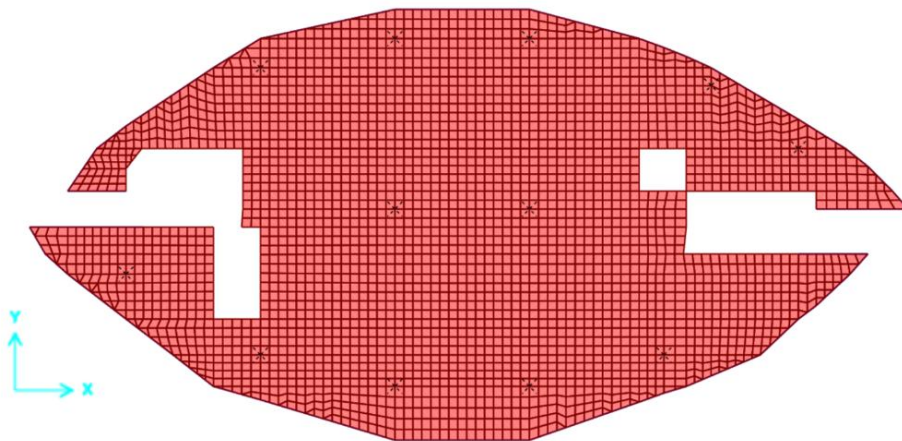


Figura 80 - Pormenor da discretização da malha num piso tipo (com pilares seleccionados)

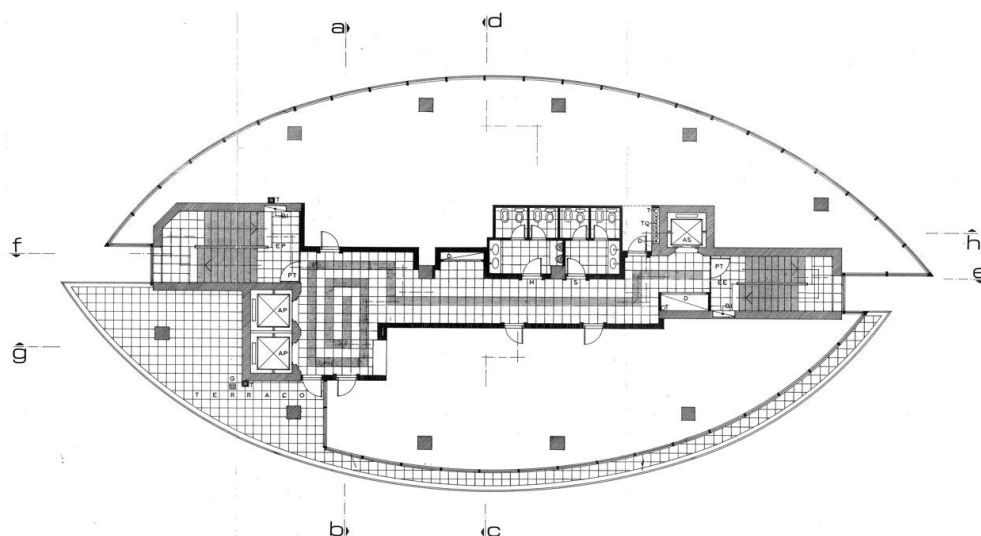


Figura 81 - Planta arquitetónica original de um piso tipo

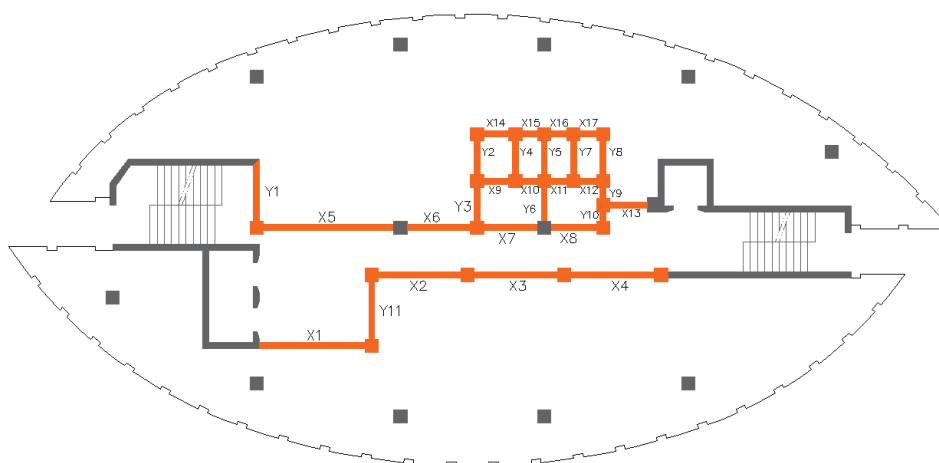


Figura 82 - Representação simplificada das paredes de enchimento

O modelo terá em consideração, para as cargas verticais, a combinação quase permanente de ações, considerando-se para a matriz de massa o peso próprio e as restantes cargas permanentes, bem como as sobrecargas, afetadas pelo parâmetro Ψ_2 , já que resultam de ações que não ocorrem em simultâneo. O coeficiente de comportamento adotado nesta análise foi de 2.5.

Para a validação deste modelo geral, sem as paredes de enchimento de alvenaria, verificou-se, através da análise modal, a participação da massa, que deverá ser superior a 90%, sendo que, para isso, foram considerados 12 modos de vibração. Na seguinte tabela, encontram-se definidos os períodos e frequências obtidas nesses modos, bem como a contribuição da massa em cada direção.

Tabela 9 – Resultados obtidos da análise modal, modelo sem paredes de alvenaria

Modo de Vibração	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	Mux (%)	Muy (%)	Mθz (%)
1	3.47	0.29	5.8	62.4	1.3
2	2.70	0.37	62.4	4.8	0.6
3	1.98	0.50	1.0	1.6	66.1
4	0.85	1.18	1.3	17.3	0.0
5	0.62	1.61	16.4	1.4	1.1
6	0.50	1.99	0.6	0.9	15.0
7	0.39	2.55	0.4	6.1	0.0
8	0.29	3.40	0.2	0.0	0.1
9	0.27	3.66	6.3	0.3	0.5
10	0.26	3.89	0.0	0.5	1.3
11	0.24	4.19	0.5	0.6	0.6
12	0.24	4.24	0.0	2.3	3.2

Como se pode verificar, a estrutura na qual as paredes de alvenaria não são modeladas apresenta, no primeiro modo de vibração, um período de vibração de 3.47 segundos, seguido de um período de 2.70 segundos e 1.98 segundos. De acordo com o atual Eurocódigo 8, as respostas destes 3 modos de vibração podem ser consideradas independentes, já que nenhum dos períodos de vibração j é menor que 90% do anterior, i , como ilustrado pela seguinte equação:

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (81)$$

A análise dos três primeiros modos de vibração revela informações importantes sobre o comportamento dinâmico da estrutura. Neste modelo sem paredes de enchimento, o primeiro modo de vibração corresponde a uma translação dominante na direção OY, como seria expectável. O efeito de torção existe, mas é quase desprezável. O segundo modo apresenta uma translação mais considerável na direção OX, apesar de também existir algum movimento na direção OY. Já o terceiro modo assume uma componente altamente torsional, evidenciada por uma distribuição não uniforme dos deslocamentos entre as extremidades do edifício.

4.1.3. MODELO COM PAREDES DE ENCHIMENTO

Com o modelo geral sem a consideração das paredes de enchimento definido, é necessário criar um novo modelo no qual a interação destas paredes com os pórticos seja contabilizada. Inicialmente, no programa SAP2000, tem de ser definido um novo material para simular as paredes de alvenaria. Para efeito de análise do caso de estudo considerado nesta dissertação, as alvenarias consideram-se como integrantes do Grupo 4, de acordo com o EC6-1 (2021), por serem tijolos com furação horizontal, o que faz com que os valores de drift posteriormente obtidos sejam comparados com a terceira linha da Tabela 2. Neste novo material, coloca-se o seu módulo de elasticidade e o respetivo coeficiente de *Poisson*. Para além disso, visto que as paredes de enchimento já foram contabilizadas para as cargas do edifício, é fundamental colocar os valores do peso por unidade de volume e massa por unidade de volume iguais a zero, para não se introduzir esforços adicionais. As propriedades não lineares da alvenaria não serão consideradas, visto que o presente estudo apenas envolve análise linear elástica. Por fim, com o material definido, é necessário criar novos elementos de barra, consoante a rigidez de cada biela. Para facilitar este processo, desenvolveu-se uma folha de cálculo para determinar a rigidez de todas as bielas equivalentes que seriam colocadas no modelo, tendo em conta a geometria do pórtico e da parede e as suas características mecânicas. Consoante a rigidez resultante, calculou-se a área da biela diagonal da seguinte forma:

$$A_{diag} = \frac{k_{diag_sec} \cdot L}{E_{alv}} \quad (82)$$

Como esta área é também definida pelo produto da largura equivalente pela espessura da parede, manteve-se o w como um valor unitário, de modo a que a espessura da parede fosse igual ao valor obtido para a área. De modo a captar o comportamento de cada parede de enchimento nos dois sentidos da ação sísmica, foram consideradas duas bielas inclinadas em cruz para cada painel. No entanto, visto que no SAP2000, estas bielas irão funcionar tanto à compressão como à tração, ao contrário do que está subjacente ao modelo de biela equivalente, o valor da área de cada biela foi dividido por dois, de modo

a captar a rigidez correta, reduzindo-se, também, o valor de t a colocar no *software*. Devido à vasta diversidade de valores, estes foram uniformizados em intervalos de 0.05m. O valor unitário de w , no elemento de barra do SAP2000, entraria para *depth* e t para *width*. O comportamento torsional das bielas também se desconsiderou na modelação.

Nesta definição, devido ao tipo de caso de estudo considerado, surge uma dificuldade adicional: grande parte das paredes de enchimento de alvenaria não se encontram integradas em pórticos estruturais, existindo, muitas vezes, longos corredores de parede sem interrupções, como se pode verificar na planta arquitetónica da Figura 81. De modo a contornar esta dificuldade, definiram-se, no modelo, pilares fictícios, com uma secção constante, mas com valores muito pequenos para a constante torsional e para o momento de inércia nas duas direções. O peso e a massa destes elementos foram também considerados como nulos, de modo a não criar instabilidades a nível global. A finalidade destes elementos seria definir, nos casos em falta, um pórtico para se realizar o cálculo das propriedades da biela equivalente, já que nenhum dos métodos, tanto de investigação, como regulamentares, propõe uma solução para este caso. Com os pilares fictícios criados e colocados tanto em zonas em que a parede tem um grande comprimento, de modo a limitar o comprimento das bielas a 6, ou no máximo 7 metros, como também em extremidades onde houvesse mudança da direção da parede, ou o surgimento de uma nova, foi possível proceder à análise dos modelos. O resultado visual da aplicação do descrito neste parágrafo pode ser visto pelo pormenor retirado do programa, na Figura 83.

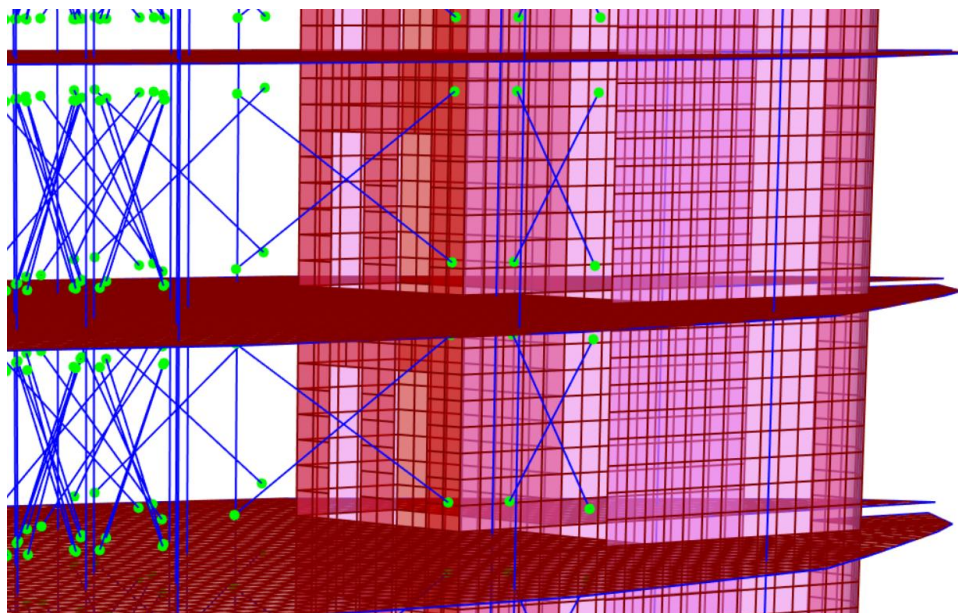


Figura 83 - Pormenor das Bielas e dos Pilares Fictícios

4.1.3.1. Modelo de Panagiotakos & Fardis

A primeira abordagem usada para comparação, por ser a mais completa entre as escolhidas foi o modelo de Panagiotakos & Fardis (1994). De modo a fazer uma análise compatível com os demais modelos, os cálculos foram feitos apenas até ao momento em que se atinge a força máxima, utilizando a rigidez secante desta proposta.

Para os diferentes pisos do edifício, as paredes de enchimento foram analisadas com base na sua orientação. Todas foram consideradas com uma espessura de 15 centímetros, medida no local, a não ser

em casos específicos de paredes divisórias de casas de banho, na direção OY, que apresentavam uma espessura de 11 centímetros. Grande parte dos pórticos eram inteiramente fictícios, assumindo-se uma secção de 30 por 30 centímetros nos pilares e uma altura de 40 centímetros para as vigas, de modo a não estar muito desenquadrado dos casos reais. No entanto, em casos específicos, houve pórticos nos quais um dos pilares era fictício e o outro não (ou era um pilar definido no projeto, ou uma parede de núcleo). Nenhum dos modelos de bielas equivalentes existentes refere um procedimento para atender a estes casos. Assim, nestas situações, foi adotado para o cálculo a média da inércia entre os dois pilares, em vez de se usar a inércia de apenas um deles, como é comumente realizado. Quando uma parede de enchimento terminava num núcleo, calculou-se como se estivesse a interagir com um pilar de secção 90 por 90 (os maiores do projeto), de modo a simular a grande rigidez do elemento estrutural. Para pórticos com o mesmo comprimento, considerar um pórtico inteiramente fictício, ou um com um pilar real conduzia a um acréscimo considerável da largura equivalente da biela a colocar no programa. Este tipo de implicações vai ser tido em consideração durante a análise de resultados.

Com as larguras equivalentes definidas, de acordo com as equações de Mainstone et al. (1972), calculou-se a rigidez diagonal secante para cada parede pelo método acima descrito. Na direção OX, o valor máximo desta rigidez foi de 116656 kN/m, para duas paredes do piso 21, ambas ligadas a uma caixa de elevadores. Na direção OY atingiu-se um valor máximo semelhante, igual a 116219 kN/m, também em paredes ligadas a um núcleo, percebendo-se, então, já algumas tendências. Os valores mínimos foram de 70443 kN/m e 56540 kN/m, respetivamente, ambas em pórticos fictícios, um na cave e outro no piso 20.

A espessura das bielas a colocar no SAP2000 apresentou, também, valores bastantes diversos (entre 0.06 metros e 0.65 metros), sendo possível definir treze secções distintas de bielas. Após a sua colocação no modelo, obtiveram-se os períodos e frequências de vibração apresentados na tabela seguinte:

Tabela 10 - Resultados obtidos da análise modal, modelo de Panagiotakos & Fardis

Modo de Vibração	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	Mux (%)	Muy (%)	Mθz (%)
1	3.27	0.31	0.6	67.6	1.2
2	2.07	0.48	65.2	0.1	4.3
3	1.89	0.53	6.4	1.3	63.1
4	0.81	1.23	0.3	18.2	0.0
5	0.55	1.81	14.9	0.3	1.9
6	0.49	2.04	1.5	0.9	13.7
7	0.38	2.64	0.2	6.2	0.0
8	0.27	3.68	0.2	0.1	0.3
9	0.26	3.88	5.6	0.1	1.1
10	0.24	4.12	0.3	0.3	1.9
11	0.23	4.32	0.0	3.1	1.9
12	0.22	4.48	0.3	0.0	0.4

Através da análise dos resultados, confirma-se o esperado, ou seja, no modelo em que se contabiliza o efeito das paredes de enchimento, devido à rigidez acrescida que estes elementos fornecem, a estrutura terá períodos de vibração inferiores, com um decréscimo de 6% no primeiro modo de vibração em relação ao modelo sem paredes de enchimento. Neste modelo observa-se, também, ligeiras alterações ao nível da tipologia dos modos de vibração. O primeiro modo mantém-se de translação na direção OY, desta vez com uma contribuição quase nula da massa na outra direção, o que faz sentido tendo em conta a disposição das paredes. No segundo modo acontece o contrário, não havendo praticamente nenhuma contribuição da massa na direção OY. No entanto, ao contrário do registado no modelo base, aqui já existe um efeito torsional considerável. O terceiro modo mantém-se puramente torsional, com uma contribuição de massa relativamente baixa em ambas as direções. Neste caso, ao contrário do anterior, de acordo com a equação (81), conclui-se que as respostas modais do segundo e do terceiro modo de vibração passam a ser dependentes, já que 90% de 2.07s é inferior ao período do terceiro modo.

4.1.3.2. Modelo do Eurocódigo 8 Provisório

De seguida foi feita a mesma análise, desta vez apoiada na abordagem do Eurocódigo 8 provisório. Os parâmetros geométricos foram atribuídos de igual forma aos utilizados no método de Panagiotakos & Fardis, menos o λ , que não entra nesta formulação. Para além disso, o prEC8-1-2 (2025) define o módulo de elasticidade de maneira diferente, não utilizando diretamente o módulo de elasticidade da parede de enchimento, mas sim o da biela, E_{biela} , definido na expressão (46). A rigidez diagonal secante segue também a expressão (45), diferente das utilizadas nas restantes propostas. Deste modo, foi possível definir 14 secções de biela, com espessuras entre 0.05 e 0.70 metros, aparentando ter uma distribuição semelhante à verificada acima, que distribuía os resultados por 13 bielas. No entanto, o que realmente acontece não é tão linear, sendo que, nesta abordagem, os valores das espessuras a colocar no SAP2000, apesar do intervalo idêntico, são bastante maiores. Neste caso, os valores da rigidez em ambas as direções foram substancialmente superiores aos discutidos na secção anterior, alcançando valores máximos de 190000 kN/m e mínimos de 105000 kN/m.

Para perceber estas diferenças sentidas na espessura da biela, t_{alv} , a colocar no *software*, foram definidas quatro paredes (P1 a P4), todas elas com a mesma altura: duas paredes compridas e duas mais curtas, cada uma delas num pórtico inteiramente fictício (F+F) ou com um elemento real (F+R), sendo o elemento real um pilar quadrado com 90 centímetros de lado, já que é o mais comum no projeto. Apesar de nem todas estas paredes existirem no modelo, os casos representativos apresentados na Tabela 11 foram considerados para ilustrar as variações nos valores de t_{alv} :

Tabela 11 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (F&P vs prEC8)

Parede	P1	P2	P3	P4
L (m)	2.00	2.00	7.00	7.00
Pórtico	F+F	F+R	F+F	F+R
t_{alv} - Panagiotakos & Fardis	0.015 (B3)	0.022 (B4)	0.053 (B11)	0.077 (B16)
t_{alv} - PrEC8	0.033 (B7)	0.033 (B7)	0.066 (B13)	0.066 (B13)

Perante estes resultados, é mais fácil de entender como variam as secções das bielas consoante o modelo. Para começar, a abordagem do Eurocódigo 8 não varia consoante a secção do pilar que se está a considerar, sendo indiferente a utilização de um pórtico real ou fictício. Para além disso, os valores são bastante equilibrados, não havendo grande mudança dos valores da espessura a considerar no SAP2000 quando se aumenta muito o comprimento da parede, algo que não acontece quando se varia a altura dos pisos. Entre os dois modelos, é possível verificar que a segunda abordagem leva a valores relativamente mais elevados em paredes pequenas e a valores mais equilibrados em paredes com comprimentos superiores. Tendo as paredes mais pequenas uma secção de biela consideravelmente superior, e as compridas uma secção quase idêntica, é de esperar que o modelo apresente, também, valores acrescidos de rigidez, com um período de vibração menor, que se pode verificar na Tabela 12.

Tabela 12 - Resultados obtidos da análise modal, modelo do Eurocódigo 8 provisório

Modo de Vibração	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	Mux (%)	Muy (%)	Mθz (%)
1	3.22	0.31	0.4	68.0	1.1
2	1.95	0.51	58.5	0.0	10.7
3	1.86	0.54	14	1.2	57.1
4	0.80	1.25	0.2	18.4	0.0
5	0.53	1.87	14.2	0.2	2.3
6	0.49	2.05	1.9	0.9	13.1
7	0.37	2.67	0.1	6.1	0.0
8	0.27	3.70	0.2	0.1	0.3
9	0.25	3.95	5.5	0.1	1.2
10	0.24	4.16	0.4	0.2	2.2
11	0.23	4.35	0.0	3.2	1.7
12	0.22	4.59	0.3	0.0	0.2

Através da análise modal, obtém-se valores ligeiramente inferiores para o período de vibração (nos primeiros modos), que depois convergem para valores muito semelhantes, estando de acordo com o aumento da secção das bielas, que proporcionam mais rigidez ao modelo. A tipologia dos modos acaba também por ser idêntica ao encontrado no modelo de Panagiotakos & Fardis, ou seja, o primeiro modo com maior contribuição da massa em OY, ao contrário do segundo modo (apesar desta contribuição em OX diminuir) O terceiro modo é, de novo torsional, mas com uma contribuição relevante, de 14%, na direção OX, aumentando para mais do dobro em relação à primeira abordagem com paredes. O segundo e o terceiro modos de vibração voltam a não ser independentes

4.1.3.3. Modelo do regulamento do Canadá

No caso do regulamento do Canadá, a maior diferença incide, como já foi verificado anteriormente, na adoção de diferentes valores para a espessura da parede. Enquanto nos outros modelos não havia

diretrizes específicas relacionadas com o tipo de bloco de alvenaria, esta abordagem diferenciava esse aspeto. Deste modo não se considerou a espessura medida no projeto de 15 centímetros, mas sim apenas a soma dos septos dos tijolos, que se aproxima dos 4 centímetros, o que provocou alterações expectáveis, principalmente na secção das bielas a colocar no *software*. Desta forma, foi nesta abordagem que se usaram os menores parâmetros geométricos na definição da biela, alcançando-se, também, os menores valores de rigidez (a maior rigidez foi de 51900 kN/m, enquanto que a menor foi de 38925 kN/m). Apesar destes dois valores serem bastante próximos, a verdade é que só são diferentes devido à mudança de espessura total das paredes a que se referem, sendo que o maior valor é de uma parede com 15 centímetros de espessura bruta, enquanto que o outro é de uma parede das casas de banho, que, como referido anteriormente, têm 11 centímetros. De facto, se este parâmetro não diferisse, o valor da rigidez seria igual em todos os casos. Isto acontece porque a fórmula do K_{sec} se define como o quociente entre o produto de E_{alv} (igual em todas as paredes), t_{alv} (que só muda em casos específicos na direção OY) e w pela l_s (valor definido no regulamento como a diagonal subtraída de metade da largura equivalente), tudo multiplicado pelo quadrado do cosseno do ângulo. Já a rigidez diagonal secante, utilizada no cálculo da área, expressão (82), divide a expressão acima pelo quadrado do cosseno novamente. Como este valor se anula, a rigidez apenas vai modificar entre paredes pelo quociente entre a largura equivalente e o l_s . Os valores acabam por ser proporcionais, obtendo-se sempre 0.5 para o seu quociente, percebendo-se que o valor da rigidez não sofrerá alterações. O mesmo não se verificou no capítulo 3 quando se fez uma análise local desta abordagem, uma vez que, para esse caso seguiu-se estritamente as regras impostas pelo regulamento na definição dos comprimentos de contacto, mesmo que resultasse em valores pouco coerentes, sem se entrar com a correção que mudava esses valores para 40% da altura e do comprimento da parede. Os valores estão, no entanto, bastante próximos dos obtidos nessa análise local.

Deste modo, como se percebeu pelos valores da rigidez obtidos, esta abordagem gerou as secções de bielas mais pequenas a colocar no SAP2000. A biela de menor secção possui uma espessura equivalente de 0.04 metros, e a maior de 0.32 metros, estando a gama das secções obtidas distribuída entre 6 secções de bielas. Percebe-se a menor variabilidade dos resultados proveniente desta análise. Pela Tabela 13, na qual se apresentam os resultados duma análise semelhante à apresentada na Tabela 11, é possível entender melhor a influência desta abordagem consoante o cenário em questão:

Tabela 13 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (prEC8 vs CSA)

Parede	P1	P2	P3	P4
L (m)	2.00	2.00	7.00	7.00
Pórtico	F+F	F+R	F+F	F+R
t_{alv} - prEC8	0.033 (B7)	0.033 (B7)	0.066 (B13)	0.066 (B13)
t_{alv} - Regulamento Canadá	0.010 (B2)	0.010 (B2)	0.035 (B7)	0.035 (B7)

Mais uma vez, tal como acontecia na análise através da abordagem proposta pelo Eurocódigo, os valores não são sensíveis à mudança da secção dos pilares. Este resultado é explicado pela introdução da correção dos comprimentos de contacto entre a biela e o pórtico de betão, passando a considerar-se como o mínimo valor entre 40% das dimensões da parede e o resultado das equações (63) e (64). Como em todos os casos das paredes em estudo, o mínimo será o primeiro caso, retira-se a influência dos pilares da equação, em particular a contribuição da sua inércia. Conclui-se que esta correção, apesar de resultar

em dados mais coerentes numa análise local do pórtico, por levar a valores mais aceitáveis do comprimento de contacto vertical e horizontal, a nível global pode conduzir a uma perda de sensibilidade, afastando o modelo da realidade.

Quando comparadas com as secções introduzidas segundo o prEC8, verifica-se que as secções deste modelo são bastante inferiores, em maior parte dos casos menos de metade, sendo esta diferença explicada em grande parte pelo uso de uma espessura apenas da zona útil do tijolo, não da sua espessura total a contar com as furações. Tendo em conta estes aspetos, obtiveram-se os resultados da análise modal dispostos na Tabela 14.

Tabela 14 - Resultados obtidos da análise modal, modelo do Regulamento do Canadá

Modo de Vibração	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	Mux (%)	Muy (%)	Mθz (%)
1	3.31	0.30	1.4	66.8	1.3
2	2.27	0.44	67.6	0.7	1.2
3	1.93	0.52	2.2	1.5	65.9
4	0.82	1.22	0.6	17.9	0.0
5	0.58	1.73	15.6	0.7	1.4
6	0.50	2.02	0.9	0.9	14.4
7	0.38	2.61	0.3	6.1	0.0
8	0.28	3.63	0.4	0.1	0.2
9	0.26	3.80	5.8	0.3	0.8
10	0.24	4.09	0.2	0.3	2.1
11	0.23	4.29	0.0	3.1	2.0
12	0.23	4.41	0.3	0.0	0.5

Como se pode verificar, existe um aumento do período de vibração nos primeiros modos, em relação aos restantes modelos com paredes de enchimento, consistente com a diminuição geral das bielas diagonais colocadas. A maior diferença em relação a essas abordagens surge com o grande aumento do período do segundo modo, que torna o este modo de vibração independente do terceiro, tal como acontecia no modelo base.

A contribuição modal da massa no primeiro modo assemelha-se ao registado com a abordagem do Eurocódigo, apesar das percentagens estarem mais próximas do modelo geral. No segundo modo, a translação na direção OX torna-se mais evidente, ao contrário do que acontecia no prEC8, ao contrário da torção, que passa a ser praticamente inexistente. O terceiro modo é puramente torsional, com maior contribuição da massa para a rotação.

4.1.3.4. Modelo de Durrani & Luo

Para terminar, inclui-se, também, a análise das influências das paredes de enchimento de acordo com a abordagem proposta por Durrani & Luo, uma vez que, pela comparação local realizada no capítulo 3, demonstrou ser um modelo bastante equilibrado e relativamente sensível a diferentes tipos de alterações das propriedades da parede e do pórtico de betão armado. De facto, através desta nova comparação, é possível perceber que os valores, tanto da rigidez como da largura equivalente da biela diferem bastante de parede para parede. A rigidez máxima calculada foi de 208700 kN/m, enquanto que a mínima foi de aproximadamente 45000 kN/m. O valor máximo é relativamente aproximado do obtido com a abordagem do Eurocódigo, enquanto que o mínimo se assemelha ao obtido com o regulamento do Canadá, até então os dois extremos dos valores da rigidez. A sensibilidade verificada no modelo local acabou por ser bastante amplificada quando se passou para um modelo global. De modo a ilustrar estes aspetos, a Tabela 15 apresenta as espessuras da biela obtidas para as paredes P1 a P4 anteriormente referidas.

Tabela 15 - Comparação de parâmetros a inserir no modelo numérico (prEC8 vs D&L)

Parede	P1	P2	P3	P4
L (m)	2.00	2.00	7.00	7.00
Pórtico	F+F	F+R	F+F	F+R
t_{alv} - PrEC8	0.033 (B7)	0.033 (B7)	0.066 (B13)	0.066 (B13)
t_{alv} - Durrani & Luo	0.027 (B5)	0.031 (B6)	0.080 (B16)	0.0101 (B20)

Neste caso, ao contrário do que acontecia na abordagem do Eurocódigo, os valores da secção da biela vão sofrer grandes alterações devido à secção dos pilares, sendo esta diferença enfatizada para paredes de maior comprimento. De modo a complementar esta análise, a Tabela 16 apresenta os resultados da análise modal.

Tabela 16 - Resultados obtidos da análise modal, modelo de Durrani & Luo

Modo de Vibração	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	Mux (%)	Muy (%)	Mθz (%)
1	3.22	0.31	0.2	68.2	1.0
2	1.91	0.52	26.5	0.4	39.9
3	1.79	0.56	46.7	0.6	28.0
4	0.80	1.26	0.1	18.6	0.0
5	0.52	1.91	12.4	0.0	4.2
6	0.48	2.08	3.6	0.8	11.2
7	0.37	2.68	0.0	6.2	0.0
8	0.27	3.72	0.1	0.2	0.4
9	0.25	3.99	5.1	0.0	1.7
10	0.24	4.17	0.6	0.3	1.7
11	0.23	4.36	0.1	3.2	1.6
12	0.22	4.57	0.3	0.0	0.3

Como consequência do aumento das bielas e do notório aumento da rigidez máxima, o modelo global, quando submetido a uma análise global, apresentará períodos de vibração inferiores. O primeiro modo de vibração não apresenta mudanças significativas, enquanto que o segundo e o terceiro (novamente dependentes entre si devido à proximidade dos períodos) revelam resultados interessantes. Ao contrário do que foi verificado em todos os modelos anteriores, a contribuição da massa nestes dois modos encontra-se distribuída de forma mais uniforme. O segundo modo deixa de ter uma contribuição associada à translação em OX tão evidente, passando dos 60% (valor do Eurocódigo 8) para 27%, enquanto que a torção sobe de 11% para 40%. No terceiro modo, a translação em OX é superior à do modo 2, passando de 14% para 47%, descendo, posteriormente a percentagem de torção. Não se distingue, então, nenhum modo puramente translacional segundo a direção OX, nem nenhum modo puramente torsional, sendo ambas estas contribuições relevantes nos dois modos. Este facto poderá, também, estar associado à grande mudança da secção das bielas equivalentes que foram colocadas no modelo, que apresentam uma maior distribuição entre secções quando comparado com as outras abordagens.

4.1.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Desta análise das quatro abordagens escolhidas para se colocar na modelação do caso de estudo, foi possível perceber que os resultados obtidos não são diferentes do que era esperado, tendo em conta a análise efetuada no capítulo anterior. Embora no capítulo anterior se tenha comparado a espessura da biela equivalente e a sua rigidez, para diferentes cenários, é na mesma possível identificar algumas tendências ao comparar com os extremos das paredes do cenário real. Entre o Eurocódigo 8, o regulamento do Canadá e o modelo de Panagiotakos & Fardis (1994), o primeiro é o que estima maiores valores de rigidez (Figura 84), tanto máximos como mínimos, algo que já foi verificado na Figura 72. No entanto, com a introdução da comparação com o modelo de Durrani & Luo (1994), percebeu-se que, afinal, este modelo acabou por não ser tão equilibrado como se estimou no capítulo 3. O modelo

demonstrou uma sensibilidade superior à esperada, apresentando, para as paredes do edifício real, a maior rigidez máxima, e uma rigidez mínima próxima do valor mais pequeno, sendo apenas superado pela abordagem canadiana. Esta discrepância de resultados não só faz com que o processo de atribuir a secção das bielas no modelo numérico do edifício seja bastante mais prolongado, já que há um maior intervalo de valores para a espessura a colocar (ver Figura 85), como pode afastar os seus resultados da realidade, ao introduzir valores tão discrepantes principalmente na rigidez axial a considerar para a biela equivalente.

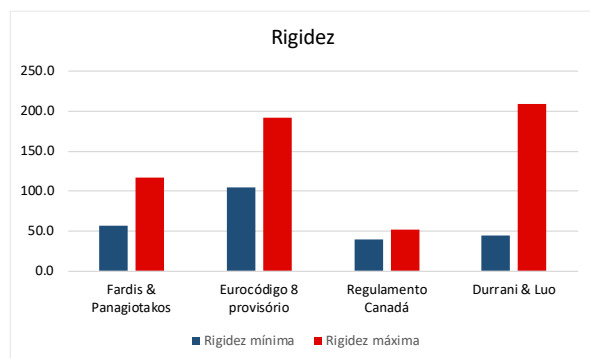


Figura 84 - Resumo dos valores extremos de rigidez

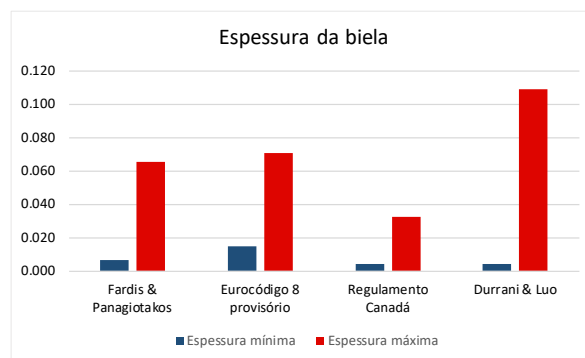


Figura 85 - Resumo dos valores extremos de espessura a colocar no programa

5

ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. ENQUADRAMENTO

Tendo por base as comparações desenvolvidas anteriormente, o presente capítulo apresenta os resultados obtidos das análises numéricas realizadas com os cinco modelos do edifício considerado como caso de estudo, com o objetivo de avaliar a influência das paredes de enchimento em alvenaria no comportamento global da estrutura. Para além da análise modal já discutida, no presente capítulo serão exploradas as diferenças registadas ao nível dos deslocamentos em cada piso, dos valores do *drift* e das forças de corte basal.

A análise das deformações foi efetuada para cinco pontos estrategicamente selecionados: quatro situados nas extremidades do edifício e um localizado na zona central. A distribuição destes pontos pode ser visualizada pela planta da Figura 86, extraída do modelo numérico. Esta escolha permitiu uma cobertura representativa do comportamento global da estrutura. Importa salientar que em alguns pisos, como o caso do piso 1 ou dos dois pisos superiores, ocorrem recuos parciais da laje, o que resulta na inexistência de alguns pontos de controlo nestas zonas. Em particular, os recuos implicam que, no primeiro piso, os pontos localizados à esquerda e à frente (de acordo com a orientação da planta) deixem de existir, enquanto que nos pisos superiores são os pontos à direita e na retaguarda que desaparecem, como se verifica na Figura 87.

A adoção desta configuração revelou-se bastante eficaz na deteção e avaliação dos efeitos de torção induzidos pela assimetria geométrica e também pela distribuição não uniforme das paredes em alvenaria.

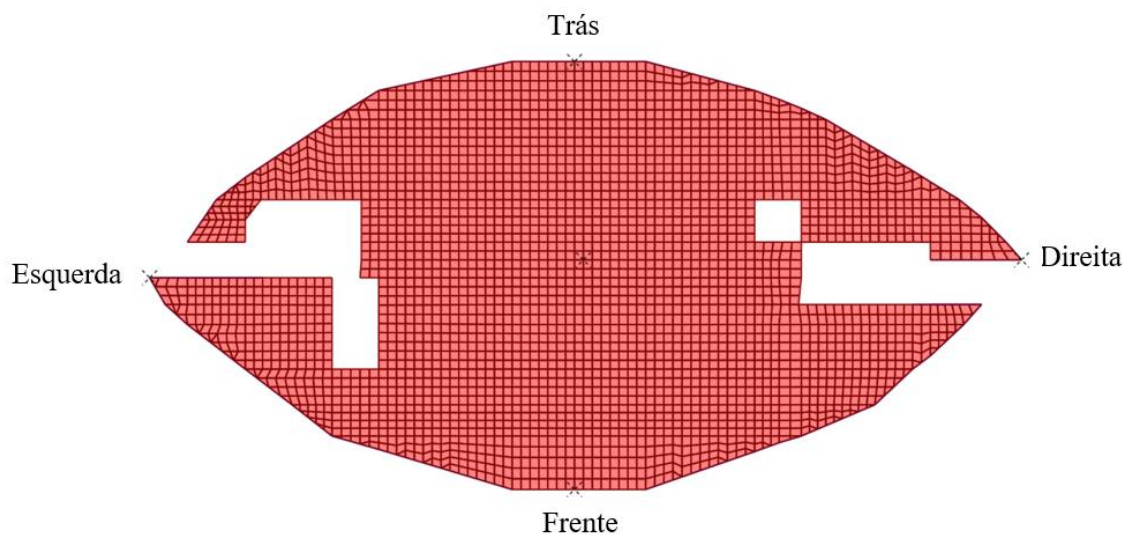


Figura 86 - Pontos usados na comparação, num piso tipo

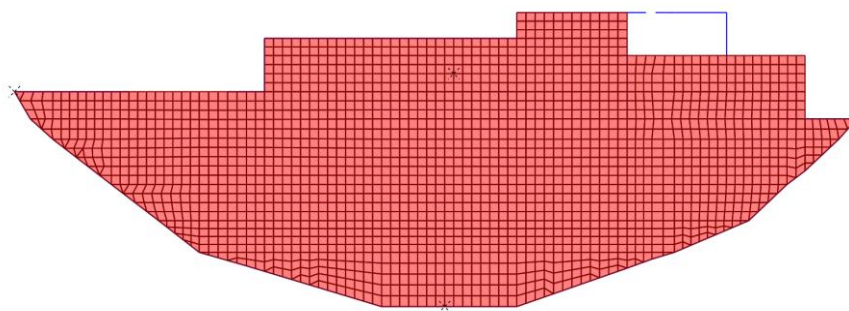


Figura 87 - Pontos usados na comparação, num exemplo de piso com recuo da laje (cobertura)

5.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS E *DRIFTS*

Como ponto de partida, foram extraídos, para cada uma das abordagens em análise, os deslocamentos nos cinco pontos de controlo em todos os pisos acima do solo. As deformações que resultam da aplicação das várias componentes da ação sísmica foram combinadas segundo o método da combinação direcional, considerando as seguintes combinações ortogonais, recomendadas pelo Eurocódigo 8:

$$100E1X + 30E1Y; 30E1X + 100E1Y \quad (83)$$

$$100E2X + 30E2Y; 30E2X + 100E2Y \quad (84)$$

Nas expressões (83) e (84), $E1X$ corresponde à deformação que resulta da aplicação da ação sísmica do tipo 1, na direção OX , enquanto que $E2X$ é a deformação resultante da aplicação da ação sísmica do tipo 2 na mesma direção. O mesmo aplica-se para $E1Y$ e $E2Y$.

Dos resultados obtidos da análise, foi considerada, para cada ponto e direção, a maior resposta absoluta entre as combinações acima referidas, de modo a avaliar-se o cenário mais condicionante. Neste capítulo serão apresentados apenas os resultados correspondentes à ação sísmica do tipo 1, por se tratar do cenário que provoca efeitos mais severos no sistema estrutural.

Os resultados retirados do modelo de referência (sem paredes de enchimento) e dos modelos com paredes de enchimento em alvenaria são inicialmente comparados para o caso em que estas foram simuladas segundo a abordagem do Eurocódigo 8, com base nos gráficos da Figura 88 à Figura 91. Com vista a proporcionar uma análise comparativa mais clara, serão apenas apresentados, neste caso, gráficos correspondentes ao ponto à direita, por ser o que apresenta valores mais elevados dos deslocamentos, e ao ponto à esquerda, de modo a evidenciar o comportamento torsional da estrutura. Os gráficos relativos aos restantes pontos de controlo encontram-se disponíveis no Anexo A2.

Os deslocamentos obtidos por piso, para os dois pontos, encontram-se esquematizados da Figura 88 à Figura 91. Refira-se que os valores apresentados foram previamente multiplicados pelo coeficiente de comportamento adotado para a estrutura, $q = 2.5$, tal como previsto na regulamentação, de modo a estimar os deslocamentos reais.

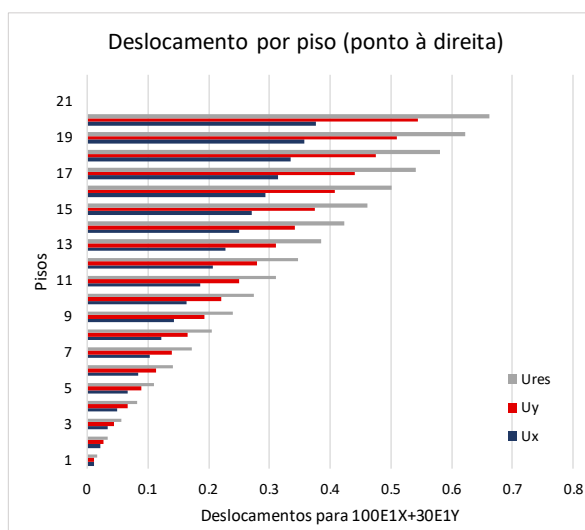


Figura 88 – Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 100E1X+30E1Y, modelo geral

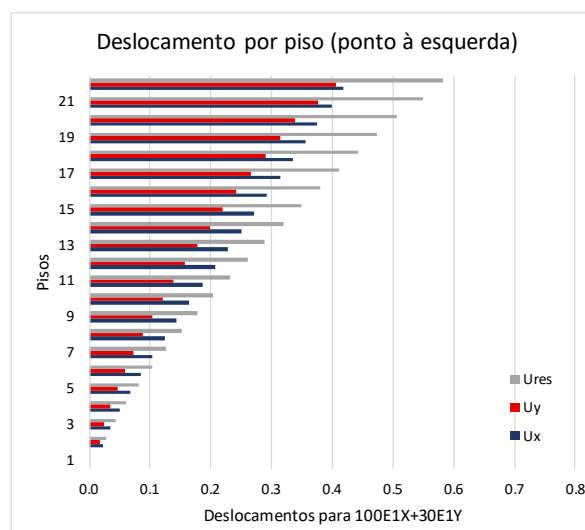


Figura 89 - Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 100E1X+30E1Y, modelo geral

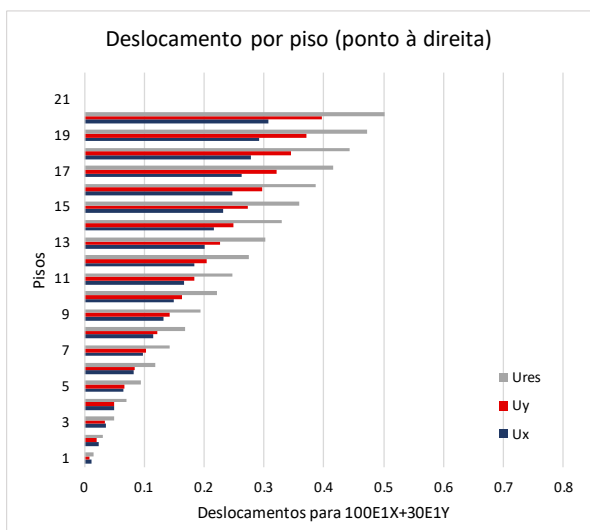


Figura 90 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 100E1X+30E1Y, Eurocódigo 8

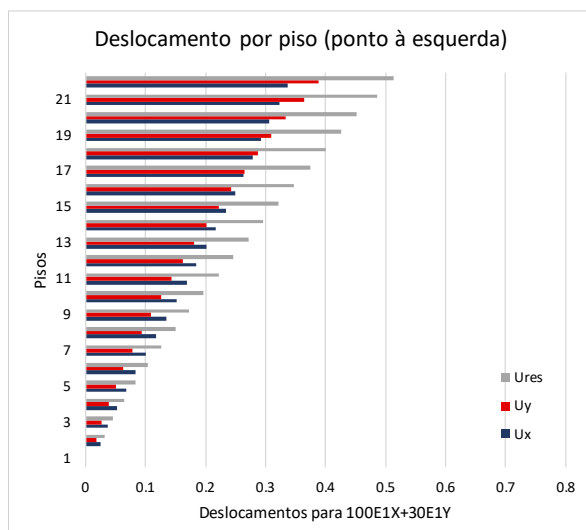


Figura 91 - Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 100E1X+30E1Y, Eurocódigo 8

Pela interpretação dos resultados, é possível verificar diferenças relevantes entre os modelos com e sem paredes de enchimento em alvenaria. Para começar, no ponto à direita, para a primeira combinação sísmica, observa-se uma redução progressiva, em altura, dos deslocamentos com a introdução das paredes, sendo esse efeito mais evidente nos pisos superiores, como seria expectável. Esta redução está associada ao aumento da rigidez global da estrutura, causada pela introdução das bielas equivalentes no modelo numérico, e está de acordo com a análise local anteriormente realizada. A influência destes elementos não estruturais é especialmente visível na direção OY, na qual o contributo resistente das paredes em alvenaria se torna mais significativo. Com efeito, o confronto entre a Figura 88 e a Figura 90 demonstra que o deslocamento máximo na direção OX é reduzido de 0.38 metros para 0.31 metros (redução de 19%), enquanto que na direção contrária, esta redução é bastante mais acentuada, com alterações do deslocamento máximo de 0.54 metros para 0.40 (redução de, aproximadamente, 30%). Por sua vez, no ponto da extremidade oposta (Figura 89 e Figura 91) embora as reduções do deslocamento também se verifiquem, são menos expressivas, evidenciando a assimetria do comportamento estrutural. Este aspeto confirma a presença de efeitos de torção induzidos por estas irregularidades presentes no edifício, tanto na geometria como na rigidez ao longo do plano.

Outra conclusão que se pode retirar dos quatro gráficos apresentados incide sobre a natureza do comportamento estrutural em cada direção. Na direção OX, representada a cor azul nos gráficos, o perfil do deslocamento aproxima-se do comportamento típico de uma estrutura do tipo pórtico, com um crescimento progressivo da deformada ao longo da altura, crescimento este que tende a estabilizar nos pisos superiores (algo que também será visível nos gráficos de *drift* que também serão apresentados), quando a curva característica se vai aproximando da vertical. Por outro lado, na direção OY, o comportamento assemelha-se mais ao de uma estrutura do tipo parede, evidenciado por uma deformada com crescimento praticamente constante com o aumento da altura. Esta distinção é particularmente visível na Figura 90 e na Figura 91. Numa estrutura em que se verifica, para ambas as direções, um tipo de comportamento distinto, assinala-se um comportamento relevante: nos pisos inferiores, a parede tem mais rigidez e acaba por limitar os deslocamentos destes pisos. A partir de uma certa altura, o comportamento de pórtico acaba por prevalecer e limitar os deslocamentos nos pisos mais elevados. Esta relação é bastante evidente na Figura 91.

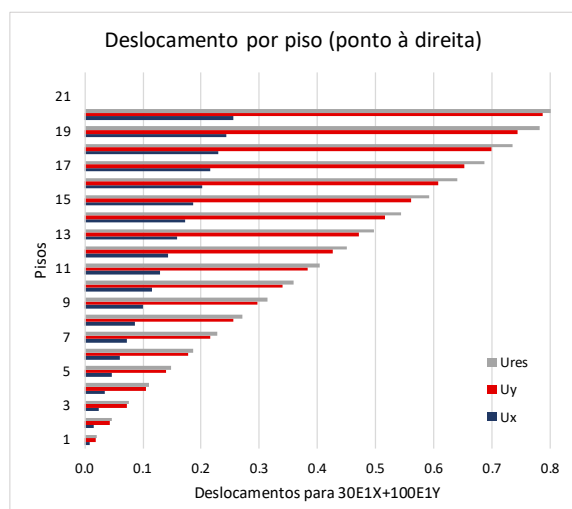


Figura 92 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 30E1X+100E1Y, modelo geral

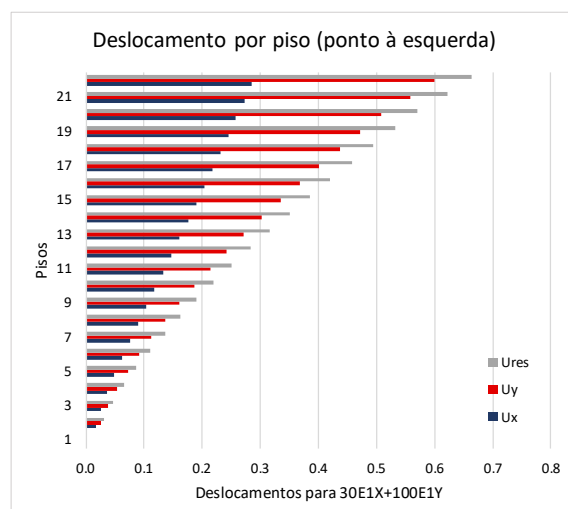


Figura 93 – Deslocamentos (m) do ponto à esquerda na combinação 30E1X+100E1Y, modelo geral

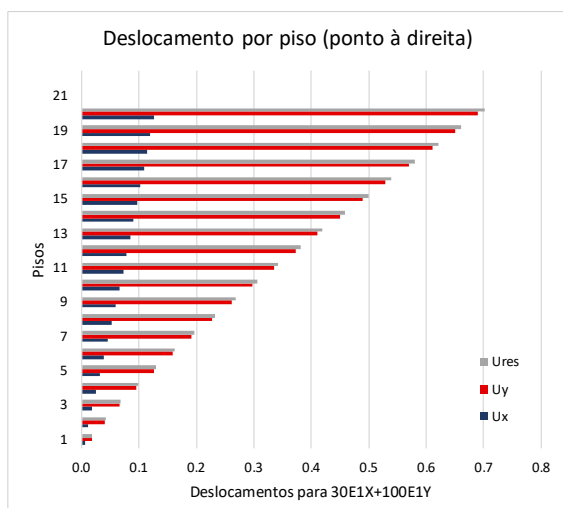


Figura 94 - Deslocamentos (m) do ponto à direita na combinação 30E1X+100E1Y, Eurocódigo 8

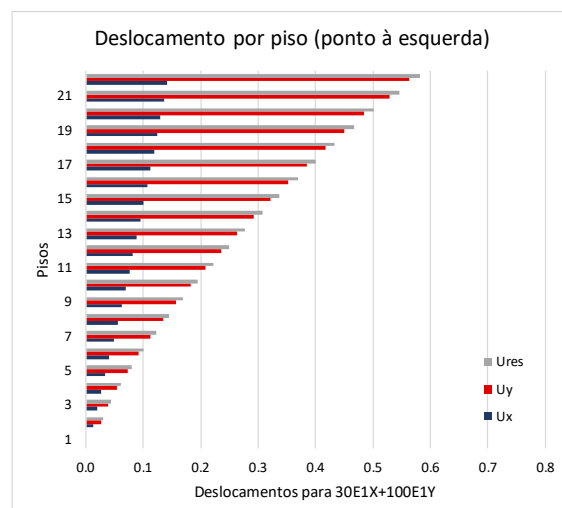


Figura 95 - Deslocamentos(m)do ponto à esquerda na combinação 30E1X+100E1Y, Eurocódigo 8

Na segunda combinação sísmica considerada, é demonstrada uma dominância clara dos deslocamentos na direção mais vulnerável do edifício. A semelhança entre os gráficos dos dois pontos (Figura 92 e Figura 93, Figura 94 e Figura 95) indica que o movimento imposto corresponde a uma translação quase pura em OY, com uma componente torsional muito reduzida, comportamento que não se verificava na análise gráfica anterior. Mesmo assim, é possível verificar, no ponto da direita, uma redução significativa dos deslocamentos em OX com a introdução das paredes, que passam para metade dos originais, enquanto que na direção OY essa redução é menos acentuada (cerca de 13%). No ponto da extremidade esquerda, verifica-se um comportamento semelhante. Por fim, para as duas abordagens de modelação, a estrutura apresenta, no ponto da direita, um comportamento de parede nas duas direções, mais evidente no modelo sem as paredes de enchimento em alvenaria.

Com base nestes resultados dos deslocamentos, foi criado um gráfico representativo do *drift* (Figura 96), a partir do quociente entre as diferenças de deslocamento entre pisos consecutivos pela altura

correspondente de cada piso. Esta análise foi, mais uma vez, realizada para o ponto da direita por apresentar os maiores valores, sendo posteriormente alargada a um ponto central do edifício (Figura 97). Importa referir que, entre pisos tipo, a altura permanece constante e igual a 3.6 metros. Apenas no rés-do-chão e nos dois últimos pisos se alteram estas alturas, passando a ser 4.3 metros, 4.5 metros e 3.4 metros, respetivamente. Estas variações foram consideradas no cálculo do *drift*, de modo a garantir uma correção dimensional dos resultados. O recuo das lajes no primeiro piso, fazendo com que não existam os pontos de trás, da esquerda e central neste nível, pode introduzir efeitos idênticos ao de um mecanismo *soft storey*, apesar de ser compensado pela restante laje. Para estes pontos, o primeiro nível considerou-se como um piso de altura 7.9 metros, daí nos gráficos para os quais estas alterações se verifiquem, o *drift* entre o rés-do-chão e o piso 2 ser o mesmo.

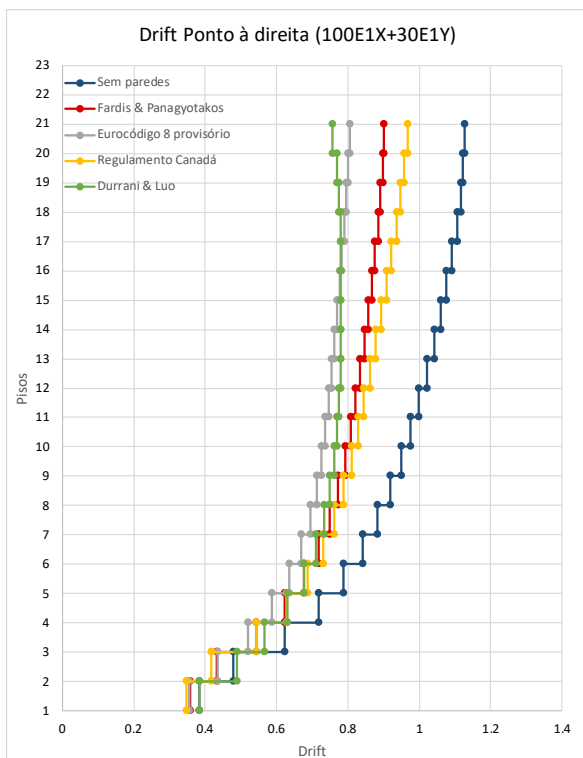


Figura 96 - Comparação de *Drifts* no ponto à direita, 100E1X+30E1Y

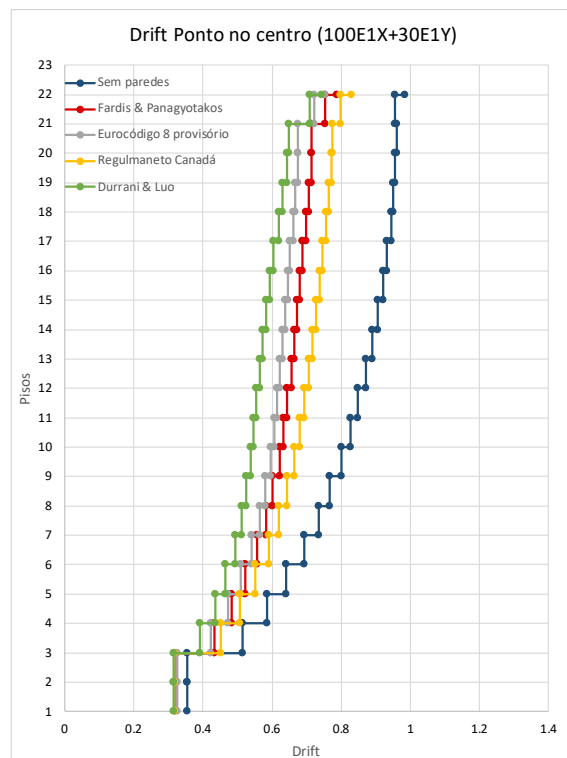


Figura 97 - Comparação de *Drifts* no ponto central, 100E1X+30E1Y

Da análise destes gráficos de *drifts*, é possível retirar diversas conclusões. Em primeiro lugar, verifica-se que o edifício, quando analisado sem a consideração das paredes, apresenta valores de *drift* mais elevados, principalmente nos pisos superiores. Tal como foi observado acima, no caso dos deslocamentos totais, a introdução das paredes em alvenaria leva a uma redução considerável destes valores, consequência direta do aumento da rigidez global da estrutura. A grandeza desta redução não é, no entanto, uniforme para todas as abordagens de modelação das paredes de enchimento em alvenaria, nem é igual para ambas as direções do edifício.

A Figura 96, correspondente ao ponto da direita, evidencia os efeitos da modelação das paredes de enchimento sobre os valores do deslocamento relativo entre pisos. A divergência entre as abordagens com e sem bielas torna-se visível a partir do terceiro piso e tende a intensificar-se ao longo da altura da estrutura. Neste ponto, é possível agrupar os modelos em dois grupos consoante a sua resposta: por um

lado, as propostas de Durrani & Luo (1994) e do prEC8-1-2 (2025), que, como já foi referido anteriormente, introduzem uma rigidez substancial ao edifício, originando os menores valores de *drift*, num comportamento relativamente idêntico entre eles, apesar das diferenças consideráveis principalmente na definição da secção transversal das bielas equivalentes; por outro lado, os modelos de Panagiotakos & Fardis (1994) e do CSA (2024), que garantem ao edifício um aumento de rigidez inferior quando comparado com os dois modelos anteriores, apresentando, por isso, *drifts* mais próximos dos apresentados pela estrutura sem paredes de enchimento em alvenaria modeladas. No caso específico do regulamento do Canadá, que assume as paredes com alvenaria de blocos furados (para este caso de estudo) aquando do cálculo das propriedades da biela, destaca-se como o modelo que apresenta maiores valores de deslocamentos relativos entre pisos. Esta constatação encontra-se em concordância com as conclusões anteriormente retiradas para a análise local quanto à rigidez limitada oferecida por este método.

A separação dos modelos em dois conjuntos, observada nesta análise global também já havia sido identificada na análise local do capítulo 3. Ainda assim, esperava-se respostas mais semelhantes entre o modelo do Eurocódigo 8 e de Panagiotakos & Fardis (1994), dado o alinhamento conceptual aparente entre os dois, expectativa que também era sugerida pela análise da Figura 72.

Na cobertura, o valor de *drift* apresenta uma redução máxima de praticamente 33%, obtida através do modelo de Durrani & Luo (1994), como seria de esperar, embora ao longo da altura do edifício, não seja este o modelo que confira mais rigidez, como se verifica pela Figura 98. O modelo do Eurocódigo 8 é o que garante uma maior redução do *drift* até ao piso 16, sendo a formulação de Durrani & Luo (1994), que leva a maiores secções de bielas, mais determinante nos pisos superiores, especialmente nos dois últimos que apresentam menos paredes de enchimento (Ver plantas no anexo A1).

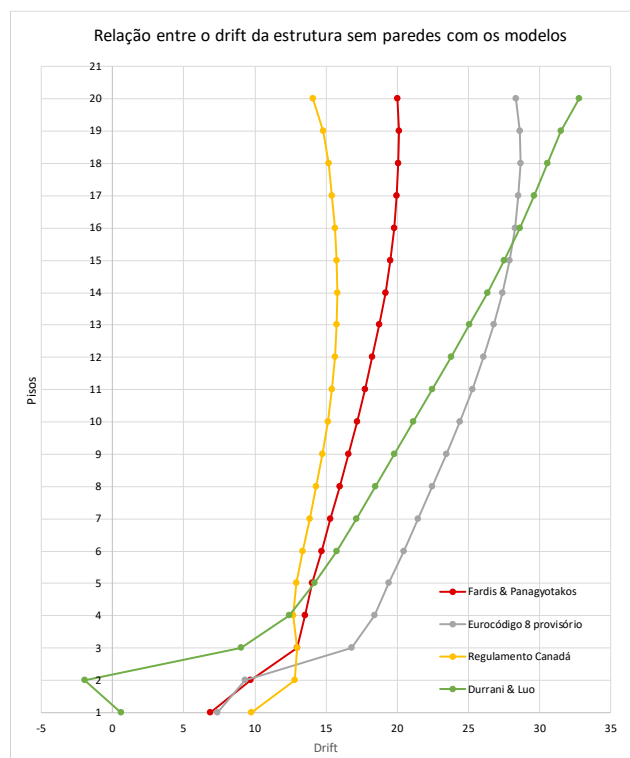


Figura 98 - Percentagem entre o *drift* do modelo sem paredes e o *drift* do modelo com paredes (ponto à direita, 100E1X+30E1Y)

Como se pode observar, em todos os modelos numéricos analisados, a inclusão das paredes de enchimento em alvenaria influencia o comportamento da estrutura, logo a partir dos pisos inferiores, com exceção do modelo de Durrani & Luo (1994). Nesta abordagem em particular, os valores do *drift* registados entre o rés-do-chão e o segundo piso são bastante semelhantes ao modelo de referência. Contudo, na transição do segundo para o terceiro piso, verifica-se um aumento expressivo da rigidez e, portanto, um menor *drift*. Os restantes modelos revelam uma resposta mais equilibrada, com incrementos menos pronunciados de piso para piso. Esta tendência sugere uma distribuição da rigidez adicional introduzida pelas paredes mais uniforme ao longo da altura, ao contrário do modelo referido, cujo efeito da rigidez parece ser mais localizado em níveis específicos.

A resposta estrutural varia não só consoante o modelo de paredes adotado, mas também em função da direção da ação sísmica e da localização do ponto em planta. A presença de irregularidades estruturais influencia bastante o sistema, como se confirma pelo ilustrado na Figura 97. Neste gráfico, correspondente ao ponto central selecionado, constata-se que a ordem relativa dos modelos em termos de maior ou menor *drift* se mantém semelhante à registada para o ponto da extremidade direita da estrutura. No entanto, as diferenças absolutas entre as várias abordagens não são tão pronunciadas, evidenciando uma resposta mais homogênea no meio do edifício. As paredes de enchimento continuam a mostrar mais impacto a partir do terceiro piso sendo o modelo de Durrani & Luo o que regista a maior redução percentual de *drift*, (35% no piso 14). O modelo mais aproximado à estrutura modelada sem paredes foi, de novo, o regulamento do Canadá, com uma diminuição máxima de 20% observada no piso 17.

Em relação à ação predominante na direção OY, os deslocamentos são superiores aos registados anteriormente, não só no modelo sem paredes de enchimento, o que já se previa, mas também em todos os modelos das diferentes abordagens utilizadas para incluir estes elementos. Isto prova que, nesta direção, o efeito das paredes será bastante inferior, já que, como se pode ver na Figura 81 e na Figura 82, a quantidade e a distribuição das paredes de enchimento com capacidade de contraventamento nesta direção é significativamente inferior à da direção ortogonal. Como consequência, o efeito da rigidificação das paredes de enchimento em OY é bastante mais limitado, sendo a resposta global da estrutura nesta direção mais dependente da estrutura principal já modelada. A resposta dos modelos acaba, então, por ser mais idêntica, dificultando a distinção por grupos, principalmente para um ponto central (Figura 100). De seguida, encontram-se ilustrados os gráficos do *drift* tanto neste ponto, como no ponto à direita (Figura 99).

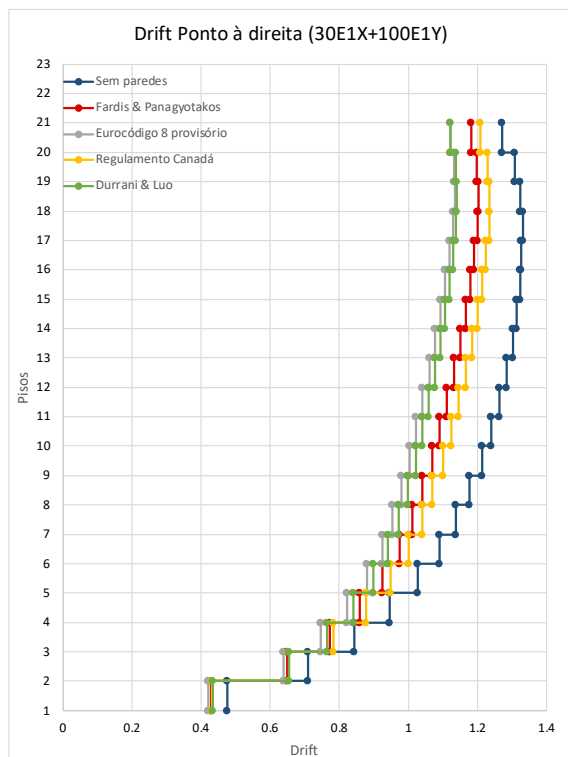


Figura 99 - Comparação de *Drifts* no ponto à direita, 30E1X+100E1Y

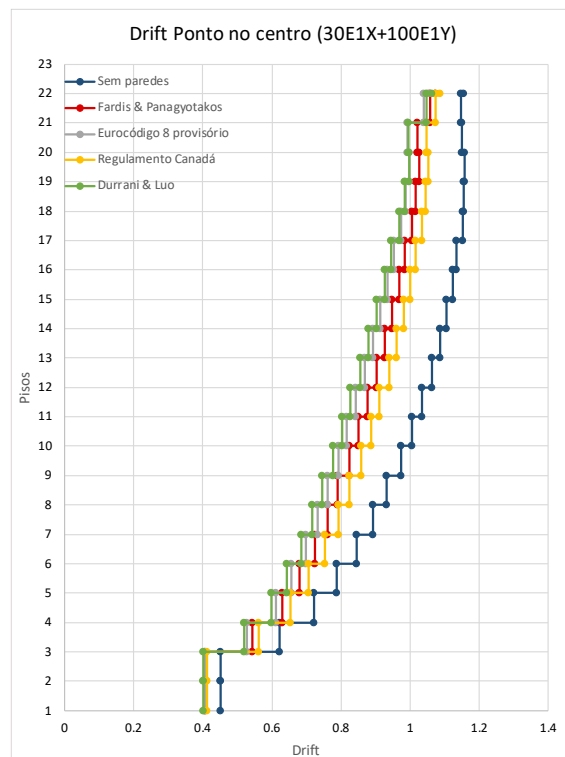


Figura 100 - Comparação de *Drifts* no ponto central, 30E1X+100E1Y

A diferença entre os valores do *drift* do modelo sem paredes e os modelos em que são consideradas vai ser bastante inferior. Neste caso, para o ponto da direita, a diminuição é máxima no modelo do prEC8-1-2 (2025), contrariando a tendência anterior. Para esta abordagem, atinge-se uma redução máxima de *drift* de 18%, no piso 11. Por outro lado, o modelo do regulamento canadiano volta a ser o que mais se aproxima da modelação sem paredes, atingindo uma redução máxima do *drift* de praticamente 10%. A evolução da variação percentual do *drift* entre a modelação com e sem paredes ao longo dos pisos encontra-se ilustrada na Figura 101.

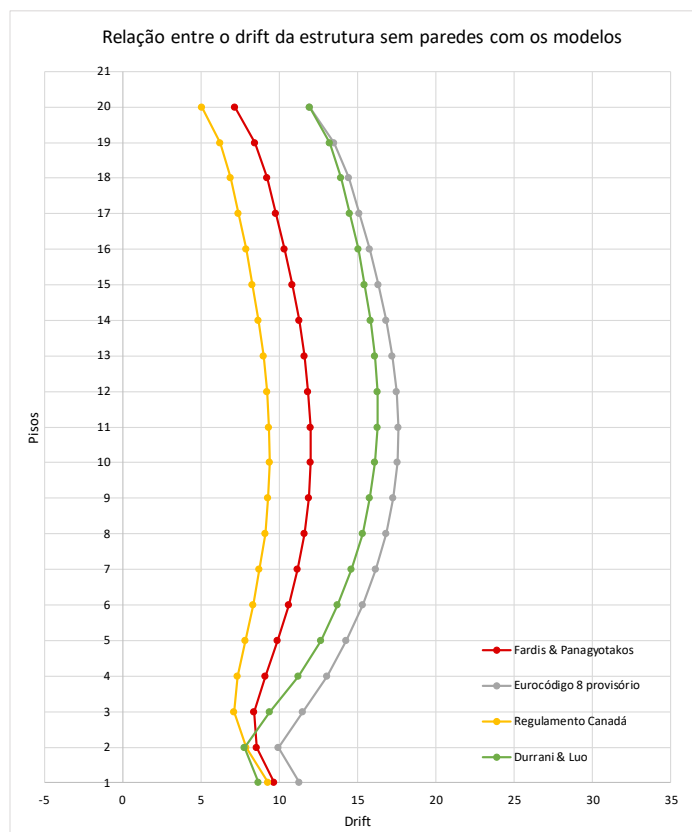


Figura 101 - Percentagem entre o *drift* do modelo sem paredes e o *drift* do modelo com paredes (ponto à direita, 30E1X+100E1Y)

5.3. COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE CORTE EM DIFERENTES NÍVEIS

Outro resultado relevante na comparação incide sobre a exigência de esforço transversal que cada modelo de paredes de enchimento provoca, em relação ao modelo genérico. Para esta análise, escolheram-se dois níveis, nos quais foram efetuados *Section cuts* no programa: ao nível do rés-do-chão e do terceiro piso, já que este já envolve paredes de enchimento, ao contrário do anterior e, por isso, é possível avaliar se o aumento da exigência de esforço transversal resulta apenas das paredes de enchimento, ou se alguma parcela também vai ser absorvida pelas paredes de betão. Este aspeto poderá ser essencial, uma vez que, se parte deste aumento for efetivamente para as paredes de betão já existentes no modelo inicial, significa que ao não se considerar as paredes em alvenaria nesse primeiro modelo, se estará a dimensionar para um nível de resistência errado, já que é exigido mais das paredes de betão, ou seja, dos núcleos da estrutura.

Foram realizados cinco *section cuts*: dois ao nível do rés-do-chão, sendo que um apanhava todos os elementos verticais (núcleos, paredes estruturais de betão e pilares) e o outro apenas os núcleos e as paredes de betão; as restantes no terceiro piso, um que considerava todos os elementos neste piso, que desta vez já incluía as paredes de enchimento, e, posteriormente, um que apenas consideraria as paredes e núcleos de betão armado, e outro apenas com as paredes de enchimento em formato de bielas.

Para o rés-do-chão, obtiveram-se os resultados apresentados da Figura 102 à Figura 105, para as combinações de ações predominantes.

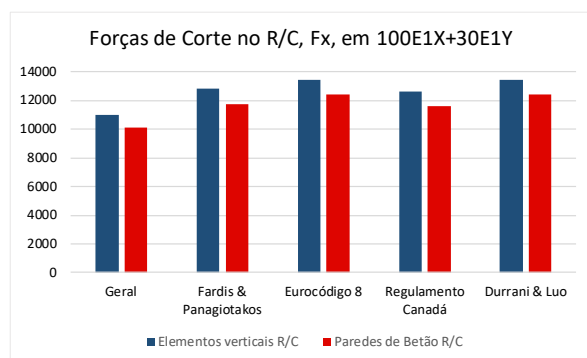


Figura 102 - Força em OX, 100E1X+30E1Y (Rés-do-chão)

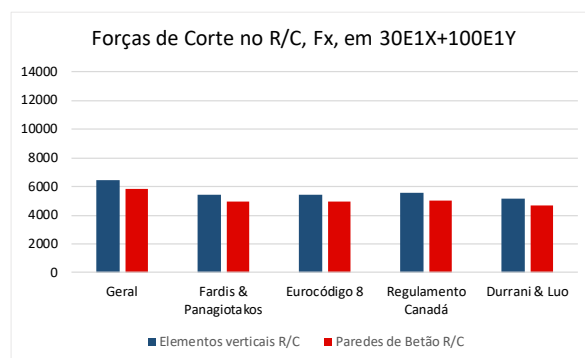


Figura 103 - Força em OX, 30E1X+100E1Y (Rés-do-chão)

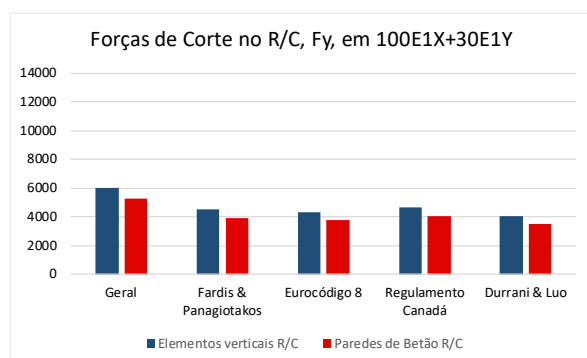


Figura 104 - Força em OY, 100E1X+30E1Y (Rés-do-chão)

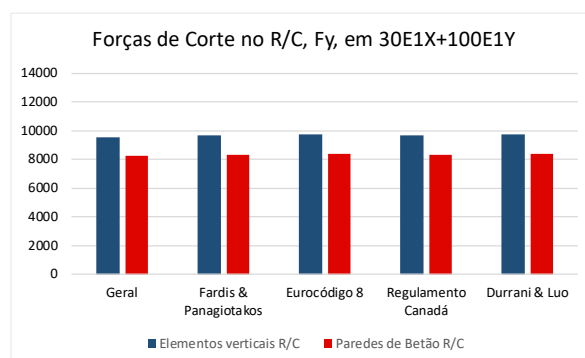


Figura 105 - Força em OY, 30E1X+100E1Y (Rés-do-chão)

Como se pode verificar, grande parte da influência incide na força de corte na base na direção OX. A colocação de paredes de enchimento em alvenaria, embora não apareçam diretamente neste nível, gera algum impacto, visível principalmente na Figura 102, na qual a força de corte aumenta em todas as abordagens, passando de aproximadamente 11000kN para, no máximo, 13500kN valor semelhante na abordagem do Eurocódigo 8 e pelo método de Durrani & Luo (1994). A contribuição das paredes de betão, em relação a todos os elementos verticais do piso acaba por ser idêntico em todos os cenários (92% da contribuição total). De modo a perceber se em pisos com paredes de enchimento em alvenaria, a contribuição das paredes de betão se mantinha, foram retirados os gráficos da Figura 106 à Figura 109, referentes ao terceiro piso acima do solo.

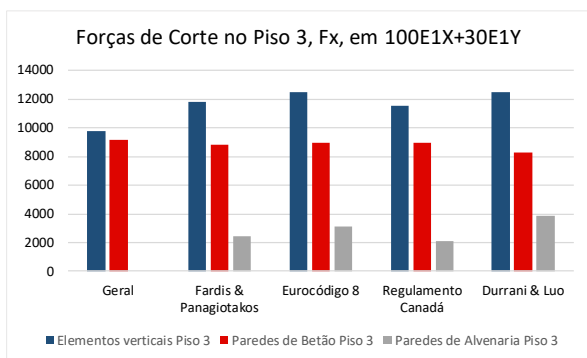


Figura 106 - Força em OX, 100E1X+30E1Y (Piso 3)

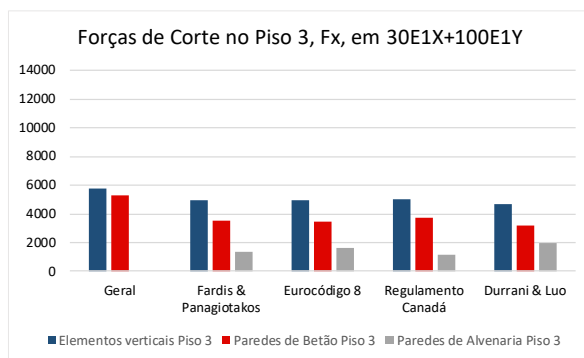


Figura 107 - Força em OX, 30E1X+100E1Y (Piso 3)

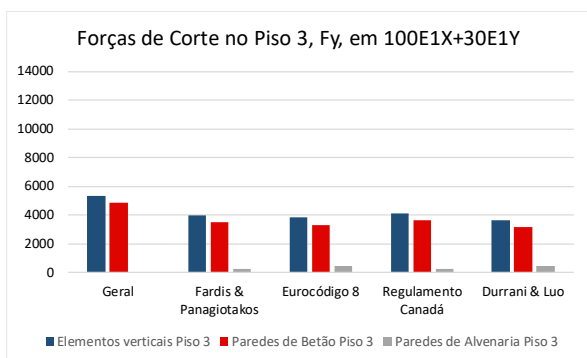


Figura 108 - Força em OY, 100E1X+30E1Y (Piso 3)

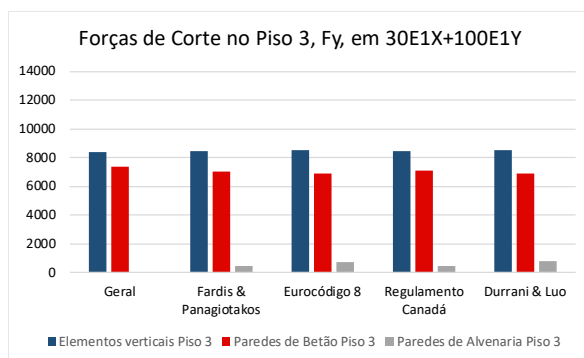


Figura 109 - Força em OY, 30E1X+100E1Y (Piso 3)

Neste caso, como seria de esperar, já que se está a analisar um piso superior, as forças de corte serão inferiores comparadas às apresentadas para o rés-do-chão. Visualmente, é possível perceber que as paredes de enchimento impactam bastante os resultados, desde logo pela diferença dos valores referentes às forças resultantes nos elementos verticais, em relação às nas paredes de betão neste piso. É, no entanto, importante referir que, ao contrário do que acontece no piso 3, em que apenas o núcleo entra neste grupo das paredes de betão, ao nível do rés do chão existiam também duas paredes estruturais na zona quadrangular do edifício, como se pode ver na Figura A1. 2, em anexo.

As paredes de enchimento em alvenaria encarregam-se, então de boa parte do aumento da resistência nos modelos nos quais são consideradas. A sua influência é bastante evidente na direção OX, enquanto que na direção OY, a mais flexível do edifício, acabam por não ter grande efeito. Isto prova, mais uma vez, que nesta direção, a escolha da posição das paredes de enchimento acabou por não ser benéfica, já que maior parte delas se encontra numa disposição de contraventamento favorável à direção OX (Figura 81). Analisando apenas o caso mais evidente das alterações, ou seja, os resultados do gráfico da Figura 106, percebe-se que, em relação ao obtido para o caso do rés-do-chão, a contribuição das paredes de betão desce bastante. No entanto, neste caso, de abordagem para abordagem, as conclusões retiradas são distintas. Nos modelos com maior secção de bielas, ou seja, o Eurocódigo 8 e Durrani & Luo (1994), a contribuição das paredes em alvenaria, em relação a todos os elementos verticais encontra-se entre os 25% e os 30%, enquanto que nos restantes modelos esta contribuição praticamente não chega aos 20%. O modelo do regulamento do Canadá, como seria de esperar, é o que gera menores forças globais nas paredes de enchimento.

6

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Com base na investigação realizada nesta dissertação foi possível aprofundar o conhecimento acerca da influência das paredes de enchimento, não só em pórticos de betão armado, que estava definido como um dos objetivos principais do trabalho, mas também de paredes que não estejam limitadas por estes elementos, estudadas através do caso de estudo específico.

No capítulo 2, foi realizada uma revisão literária dos diversos modelos existentes, bem como dos que foram posteriormente adotados em diferentes regulamentos, entre eles a 2.ª geração do Eurocódigo 8. Com base nos diversos modelos apresentados, foi aferida a possível influência que a inclusão das paredes de enchimento em alvenaria poderia ter na modelação numérica de diferentes sistemas estruturais. Foram selecionados para uma comparação direta várias abordagens de modelação da parede com base em bielas equivalentes sendo posteriormente realizada uma comparação a nível local das diferenças entre todos os modelos (a nível de rigidez e de largura equivalente da biela). De um modo geral, conclui-se que quanto maior a largura equivalente estimada por um método, maior a rigidez garantida pelo mesmo ao sistema. Foi escolhido, tendo em conta critérios de sensibilidade, um modelo para entrar numa nova comparação com abordagens utilizadas por regulamentos internacionais. De modo a completar o estudo, foi feita uma análise semelhante para as abordagens dos regulamentos selecionados, de modo a estimar, para além da largura equivalente e da rigidez, a resistência e os deslocamentos em cada um dos sistemas locais.

No capítulo 4 introduziu-se o caso de estudo da dissertação, para o qual se descreveu o processo de modelação, não só da estrutura geral, sem as paredes de enchimento em alvenaria, como a inclusão destes elementos no sistema. As diferentes abordagens de modelação das bielas equivalentes foram utilizadas no edifício, de modo a entender se os resultados obtidos na análise local se mantinham consistentes com os retirados do *software* de análise utilizado. Neste capítulo apresentaram-se as diferenças retiradas da análise global de cada modelo, registando as diferenças a nível dos períodos de vibração e da tipologia dos modos. Para além disso, mostrou-se a diferença das gamas da secção transversal das bielas equivalentes, consoante cada abordagem utilizada, comprovando que os resultados obtidos dependiam diretamente desse aspeto essencial.

No capítulo 5, e com base na modelação descrita no capítulo anterior, aprofundou-se a análise do caso estudo, com a representação das diferenças obtidas em cada modelo, desta vez a nível dos deslocamentos gerais, dos *drifts* e das forças de corte obtidas para dois diferentes níveis da estrutura. Os resultados obtidos comprovaram as relações já definidas na análise local das propostas utilizadas, mostrando que

quanto maior a secção das bielas a utilizar, menor os drifts obtidos na estrutura, que, por sua vez, são bastante inferiores ao sistema que apenas considera as paredes de enchimento como carga permanente. Devido a este aspeto, existe também uma grande variabilidade de resposta entre cada modelo, podendo-se considerar o regulamento do Canadá como o que mais se aproxima ao cenário base, já que este, na sua formulação, diferencia as paredes em termos do tipo de bloco de alvenaria utilizado (maciço ou furado), enquanto que o modelo de Durrani & Luo e o do Eurocódigo 8 garantem mais rigidez ao sistema, sendo os mais afastados do caso anterior. Observa-se, no entanto, que estas diferenças irão depender do tipo de estrutura em análise. No caso particular da Torre Lidador, por ser um edifício bastante peculiar, apresenta diferenças significativas na resposta em cada direção principal.

Globalmente, salienta-se, ainda, que o estudo desenvolvido evidenciou a falta de clareza na definição de algumas variáveis propostas por certos modelos de biela equivalente, situação essa que gerou dificuldades de interpretação e tornou a implementação prática desses modelos mais difícil. Adicionalmente, observou-se uma variabilidade considerável nos resultados obtidos entre diferentes abordagens, facto esse que compromete a confiança na sua aplicação em contexto de projeto e acentua a incerteza associada à avaliação do desempenho sísmico de edifícios com paredes de enchimento em alvenaria.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Através da presente dissertação, foi possível dar continuidade à extensa análise da literatura existente sobre o tema, aprofundando a investigação com diversas comparações tanto a nível local como global e introduzindo, nestas comparações, as sugestões que surgem do novo Eurocódigo 8. Apesar disso, considera-se fundamental dar continuidade a este estudo, de modo a obter resultados que permitam generalizar algumas conclusões obtidas. Possíveis desenvolvimentos adicionais incluem:

- Aprofundar a análise dos requisitos da 2.^a geração do Eurocódigo 8, quando a versão final for publicada, e comparar tanto com a 1.^a geração, como com a versão provisória descrita neste documento;
- Realizar análises globais semelhantes, para outros tipos de estrutura, com foco em edifícios mais genéricos, de modo a identificar potenciais diferenças entre modelar esse tipo de edifícios e uma estrutura bastante atípica (como a investigada neste estudo);
- Inferir as variações causadas na definição das bielas equivalentes, caso o edifício fosse todo porticado, sem ser necessário considerar elementos fictícios;
- Comparar as abordagens utilizadas com outras existentes em regulamentos distintos e introduzir, no estudo, modelação com múltiplas bielas e micro-modelação, de modo a entender qual o tipo modelação simplificada se aproxima mais da resposta real do sistema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelkareem, K. H., Sayed, F. K. A., Ahmed, M. H., & Al-Mekhlafy, N. (2013). *Equivalent strut width for modeling R.C. infilled frames* Faculty of Engineering, Assiut University.
- Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures. 86.
- Al-Chaar, G., Issa, M., & Sweeney, S. (2002). Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1055-1063. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:8\(1055\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:8(1055))
- ASCE. (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers Reston, Virginia, USA.
- ASCE. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers Reston, Virginia, USA.
- ASCE. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-23), American Society of Civil Engineers Reston, Virginia, USA.
- Asteris, P., Antoniou, S., Sophianopoulos, D., & Chrysostomou, C. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 137, 1508-1517. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384)
- Bazan, E., & Meli, R. (1980). Seismic analysis of structures with masonry walls. Proceedings of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey. 633-640
- Bouarroudj, M. A., & Boudaoud, Z. (2022). Comparison Between Numerical Modeling Approaches of Infilled Frames Under In-Plane Load [Original Research]. *Frontiers in Built Environment*, Volume 7 - 2021. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.783051>
- Brzev, S., & Anderson, D. (2018). C. C. M. P. Association. Seismic Design Guide for Masonry Buildings - Second Edition, 346 CCMPSA.
- Caliò, I., Marletta, M., & Pantò, B. (2012). A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures*, 40, 327-338. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.039>
- Caliò, I., & Pantò, B. (2014). A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures. *Computers & Structures*, 143, 91-107. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.008>
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224-242. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>
- CCMPA. (2009). Seismic Design Guide for Masonry Buildings, Canadian Concrete Masonry Producers Association Toronto, Canada.
- Chagas, V. (2023). *Análise e Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Paredes de Preenchimento em Alvenaria* M.Sc Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Chrysostomou, C. (1991). Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames.
- Crisafulli, F., & Carr, A. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40, 69-77. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>

- Crisafulli, F., Carr, A., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33, 30-47. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>
- CSA. (2024). C. S304:24. Design of Masonry Structures, 181 CSA Group.
- CSI. (2025). SAP2000 (v26.0.1). *Computer and Structures, Inc.* <https://www.csiamerica.com>
- Decanini, L. D., Bertoldi, S. H., & Gavarini, C. (1993). Telai tamponati soggetti ad azione sismica, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. *Atti del 6 convegno nazionale ANIDIS, Perugia, Italy*.
- Decanini, L. D., & Fantin, G. E. (1987). Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos: Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. *Jornadas Argentinas De Ingeniería Estructural Iii Asociacion De Ingenieros Estructurales 2*, 817-836.
- Demetrios, K., & Karayannis, C. (2008). Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 197-221. <https://doi.org/10.1080/13632460701299138>
- Dias-Oliveira, J., Rodrigues, H., Asteris, P., & Varum, H. (2022). On the Seismic Behavior of Masonry Infilled Frame Structures. *Buildings*, 12, 1146. <https://doi.org/10.3390/buildings12081146>
- Donà, M., Tecchio, G., Domenicale, L., Saler, E., Minotto, M., & da porto, F. (2017). *Directional effects on combined in-plane and out-of-plane seismic behaviour of masonry infills*. <https://doi.org/10.7712/120117.5649.18570>
- Drysdale, R. G., Hamid, A. A., & Baker, L. R. (1994). *Masonry Structures: behaviour and design*. Prentice-Hall Inc.
- Durrani, A. J., & Luo, Y. H. (1994). Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings of NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, 1-8
- EC6-1. (2021). FprEN1996-1-1. Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization Brussels, Belgium.
- EC8-1. (2010). NP ENV 1998-1. Portuguese National Annex to Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Instituto Português da Qualidade, Lisbon, Portugal.
- El-Dakhkhni, W., Elgaaly, M., & Hamid, A. (2003). Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 129, 177-185. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177))
- El-Dakhkhni, W., Hamid, A., & Elgaaly, M. (2004, August 1-6 2004). *Strenght and Stiffness Prediction of Masonry Infill Panels* 13th Wolrd Conferece on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada.
- El-Kholy, A., Sayed, S., & El-Assaly, M. (2023). Nonlinear macromodeling of multistory RC buildings with masonry infill walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01787-8>
- FEMA-356. (2000). Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency Washigton D.C. Maryland, USA.
- Folena, U. (2018). 2009 - L'Aquila piegata dal terremoto. <https://www.avvenire.it/attualita/pagine/50-anni-avvenire-2009-l-aquila-piegata-terremoto> (Acedido em abril de 2025)
- Furtado, A., & De Risi, M. T. (2020). Recent Findings and Open Issues concerning the Seismic Behaviour of Masonry Infill Walls in RC Buildings. *Advances in Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1155/2020/9261716>

- Furtado, A. F. C. A. (2020). *Seismic vulnerability assessment and retrofitting strategies for masonry infilled frame buildings considering in-plane and out-of-plane behaviour* PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Hak, S., Morandi, P., & Magenes, G. (2013). *Damage Control of Masonry Infills in Seismic Design*.
- Haldar, P., Singh, Y., & Paul, D. K. (2013). Identification of seismic failure modes of URM infilled RC frame buildings. *Engineering Failure Analysis*, 33, 97-118. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.04.017>
- Hamburguer, R., & Chakradeo, A. (1993). Methodology for seismic-capacity evaluation of steelframe buildings with infill unreinforced masonry. *National Earthquake Conference, Central US Earthquake Consortium, Memphis, Tennessee*.
- Hendry, A. W. (1990). *Structural Masonry*. Macmillan Education Ltd, London, UK. <https://books.google.pt/books?id=X61RAAAAMAAJ>
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473-478. <https://doi.org/10.1680/jicep.1961.11305>
- Kadysiewski, S., & Mosalam, K. M. (2009). Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction. *Report No PEER 2008/102. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). University of California, Berkeley*.
- Klinger, R. E., & Bertero, V. V. (1976). Infilled Frames in earthquake-resistant construction. EERC Report UBC/EERC-76/32. UC Berkeley, USA.
- Lima, C., Stefano, G., & Martinelli, E. (2014). Seismic Response of Masonry Infilled RC Frames: Practice-oriented models and open issues. *Earthquakes and Structures*, 6, 409-436. <https://doi.org/10.12989/eas.2014.6.4.409>
- Lourenço, P. (1996). Computational Strategy for Masonry Structures.
- Lourenço, P. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, 301-319. <https://doi.org/10.1002/pse.120>
- Lourenço, P. B., & Silva, L. C. (2020). Computational Applications in Masonry Structures: from the Meso-scale to the Super-large / Super-Complex. 18(1), 1-30. <https://doi.org/10.1615/IntJMultCompEng.2020030889>
- Mainstone, R. J. (1971). On the stiffness and strength of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 49, 57.
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames*. BRE Archive.
- Mainstone, R. J., Weeks, G. A., & Station, B. R. (1972). *The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strengths of Brick Walls*. Building Research Station. https://books.google.pt/books?id=5_5EAQAAIAAJ
- Mansouri, A., Marefat, M., & Khanmohammadi, M. (2014). Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23. <https://doi.org/10.1002/tal.1115>
- Milani, G., Lourenço, P. B., & Tralli, A. (2009). Homogenized rigid-plastic model for masonry walls subjected to impact. *International Journal of Solids and Structures*, 46(22), 4133-4149. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.08.007>
- Miyamoto, K. (2013). *The L'Aquila Earthquake, Part 1*. <https://kitmiyamoto.com/earthquake-field-reports/laquila-earthquake-journal-entry-1/> (Acedido em abril de 2025)

- Moghaddam, H., & Dowling, P. (1988). Earthquake resistant design of brick infilled frame. Proceedings of Eighth International Brick and Block Masonry Conference, 774-784
- Mohamed, H. M. A. (2017). *Seismic Risk Assessment of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills* PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599-621. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002>
- Mosalam, K., & Gunay, S. (2010). Seismic Retrofit of Non-ductile Reinforced Concrete Frames Using Infill Walls as a Rocking Spine. In (Vol. 9, pp. 349-357). https://doi.org/10.1007/978-90-481-8746-1_33
- Mosalam, K., White, R. N., & Gergeley, P. (1997). Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls Using Quasi-static Experiments. *Techinal Report NCEER-97-0019*.
- Mosalam, K. M., & Günay, S. (2015). Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Frames with Unreinforced Masonry Infill Walls considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction. *Earthquake Spectra*, 31(2), 921-943. <https://doi.org/10.1193/062113eqs165m>
- NTC. (2019). Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Roma, Italia.
- NZ-C7. (2017). Seismic Assessment Guidelines, Part C: Moment Resisting Frames with Infills Panels, New Zealand Society for Earthquake Engineering New Zealand.
- NZ-C8. (2017). Seismic Assessment Guidelines, Part C: Unreinforced Masonry Buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering New Zealand.
- Palermo, M., Hernandez, R., Mazzoni, S., & Trombetti, T. (2014). On the seismic behavior of a reinforced concrete building with masonry infills collapsed during the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquakes and Structures*, 6. <https://doi.org/10.12989/eas.2014.6.1.045>
- Pallarés, F. J., Davia, A., Hassan, W. M., & Pallarés, L. (2021). Experimental and analytical assessment of the influence of masonry façade infills on seismic behavior of RC frame buildings. *Engineering Structures*, 235. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112031>
- Panagiotakos, T., & Fardis, M. (1994). Proposed nonlinear strut models for infill panels. *Note for the Prec8 Network*.
- Panagiotakos, T., & Fardis, M. (1996). *Seismic response of infilled RC frames structures* 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco.
- Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16, 675-693. <https://doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.675>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry building. *John Wiley & Sons, Inc., Toronto, Ontario, Canada*.
- Polyakov, S. V. (1956). Masonry in Framed Buildings: An investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling. "*Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literatury po stroitel'stvu i arkhitekture*", Moscow Russia. (English translation by G. L. Cairns, National Lending Library for Science and Technology, Boston, Yorkshire, England, 1963).
- prEC8-1-1. (2024). EN 1998-1-1. Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action, European Committee for Standardization Brussels, Belgium.

- prEC8-1-2. (2025). FprEN 1998-1-2. Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, Provisional document for preparation of the Formal Vote in October 2025.
- Puttatt, J. (2019). Seismic Review of Conceptual Layouts in Earthquake Prone Areas: A Challenge for Practising Architects. *International Journal of Research and Scientific Innovation (IJRSI)*, Volume VI(Issue III).
- REBAP. (1983). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto Lei nº349-C/83 de 30 de julho.
- Robert K. Dowell, F. S., & Edward, L. W. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95(5). <https://doi.org/10.14359/575>
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14, 390-416. <https://doi.org/10.1080/13632460903086044>
- Roosta, S., & Liu, Y. (2022). Development of a Macro-Model for concrete masonry infilled frames. *Engineering Structures*, 257, 114075. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114075>
- RSA. (1983). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto Lei nº235/83 de 31 de maio.
- Saneinejad, A., & Hobbs, B. (1995). Inelastic Design of Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, 121(4), 634-650. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:4\(634\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:4(634))
- Stafford Smith, B. (1962). Lateral Stiffness of Infilled Frames. *Journal of the Structural Division*, 88(6), 183-199. <https://doi.org/doi:10.1061/JSDEAG.0000849>
- Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44(1), 31-48. <https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290>
- Stavridis, A. (2009). *Analytical and Experimental Study of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Infilled with Masonry Walls*
- Stavridis, A., & Shing, P. B. (2010). Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(3), 285-296. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.116](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.116)
- Syrmakezis, C., & Vratsanou, V. (1985). Influence of infill walls to RC frames response. *8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- Tassios, T. P. (1984). Masonry infill and RC walls (an invited state of the art report). *Third international Symposium: On Wall Structures, Centre for Building systems, Research and Development*.
- Te-Chang, L., & Kwok-Hung, K. (1984). Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Computers & Structures*, 18, 551-560.
- TEC. (2007). Turkish Code for Buildings in Seismic Zones, The Ministry of Public Works and Settlements Ankara, Turkey.
- Thiruvengadam, V. (1985). On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(3), 401-419. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.4290130310>
- Thomas, F. G. (1953). The Strenght of Brickwork. *The Structural Engineer*, 31(2), 44-46.
- TMS. (2016). Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (TMS 402/602-16), The Masonry Society CO, USA.
- Turgay, T., Durmus, M., Binici, B., & Ozcebe, G. (2014). Evaluation of the Predictive Models for Stiffness, Strength, and Deformation Capacity of RC Frames with Masonry Infill Walls. *Journal*

of *Structural Engineering*, 140, 06014003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001069](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001069)

- Turnšek, V., & Čačović, F. (1971). Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls. Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent. 149-156
- Turnšek, V., & Sheppard, P. (1981). The shear and flexural resistance of masonry walls. Proceedings of International Research Conference on Earthquake Engineering, IZIIS, Skopje. 517-573
- Varum, H. (2003). *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, PhD, Universidade de Aveiro, Portugal.
- Vasconcelos, G., Akhoundi, F., Lourenço, P. B., Silva, L. M., & Martins, A. P. G. (2015). *Paredes de alvenaria de enchimento e a ação sísmica: reabilitação e inovação* Seminário Paredes de Alvenaria, <https://hdl.handle.net/1822/38921>
- Yatağan, S. (2011). Damages and failures observed in infill walls of reinforced concrete frame after 1999 Kocaeli earthquake. *A|Z ITU Journal of the Faculty of Architecture*, 8, 219-228.

ANEXOS

A1 - PLANTAS DE ARQUITETURA – DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

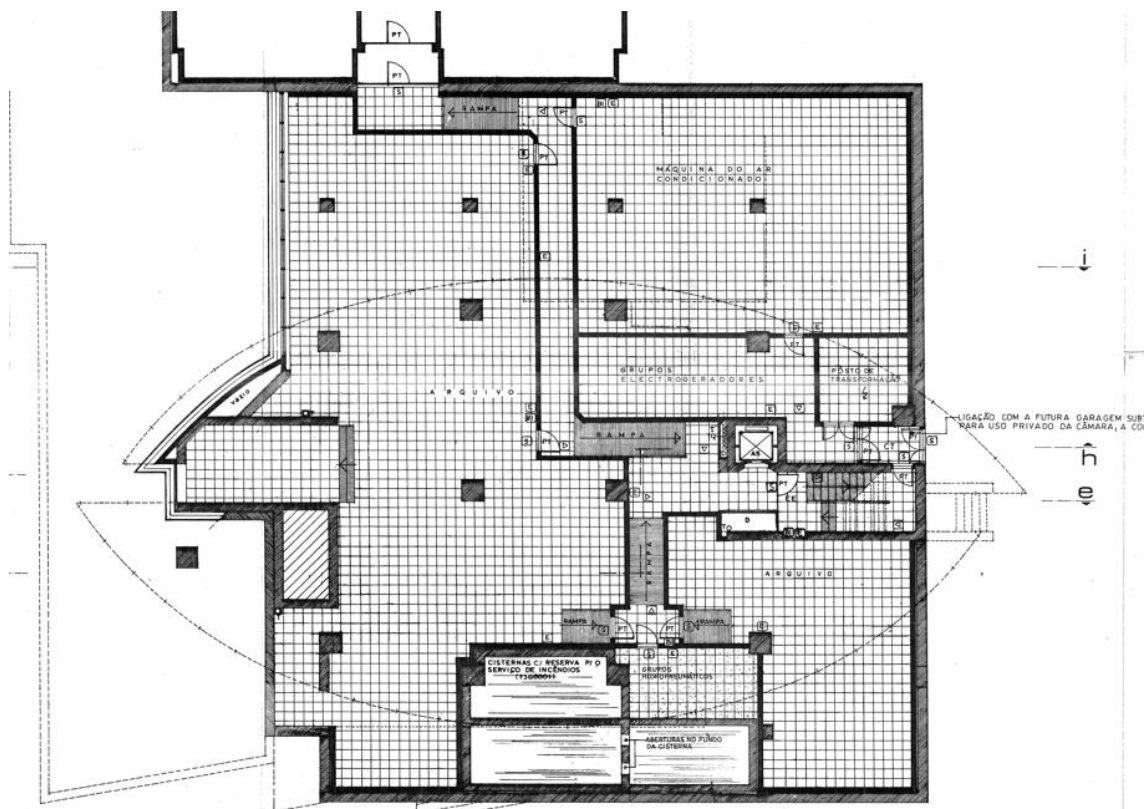


Figura A1. 1 - Planta de arquitetura do piso enterrado

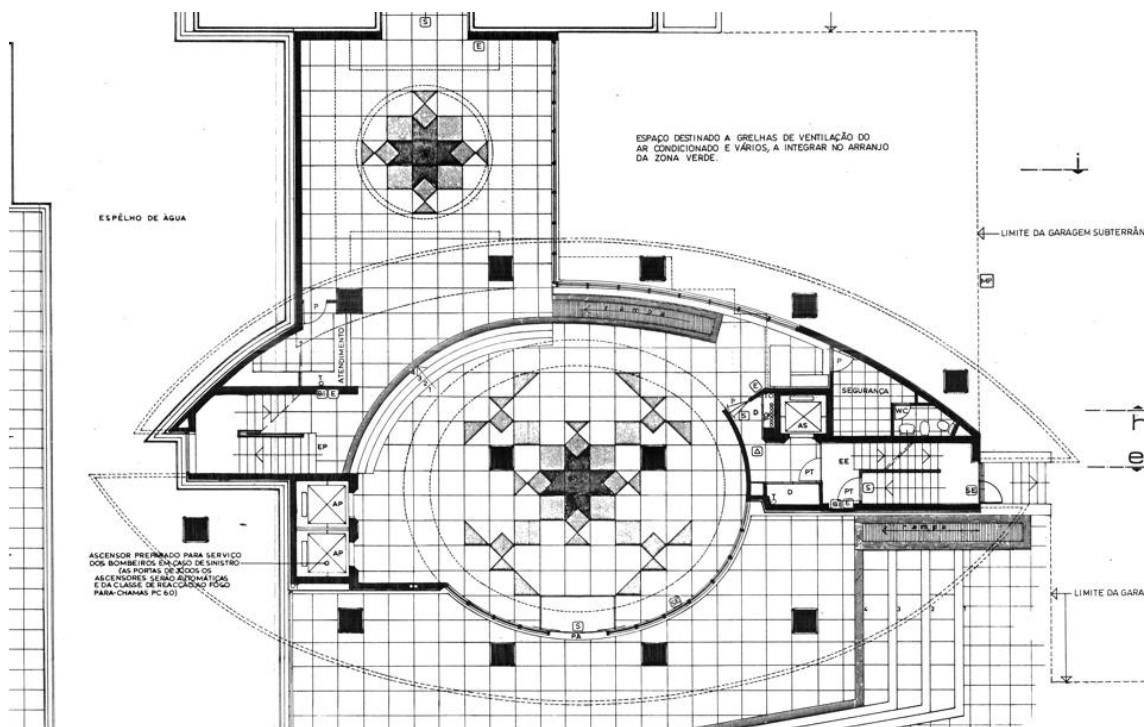


Figura A1. 2 - Planta de arquitetura do rés-do-chão

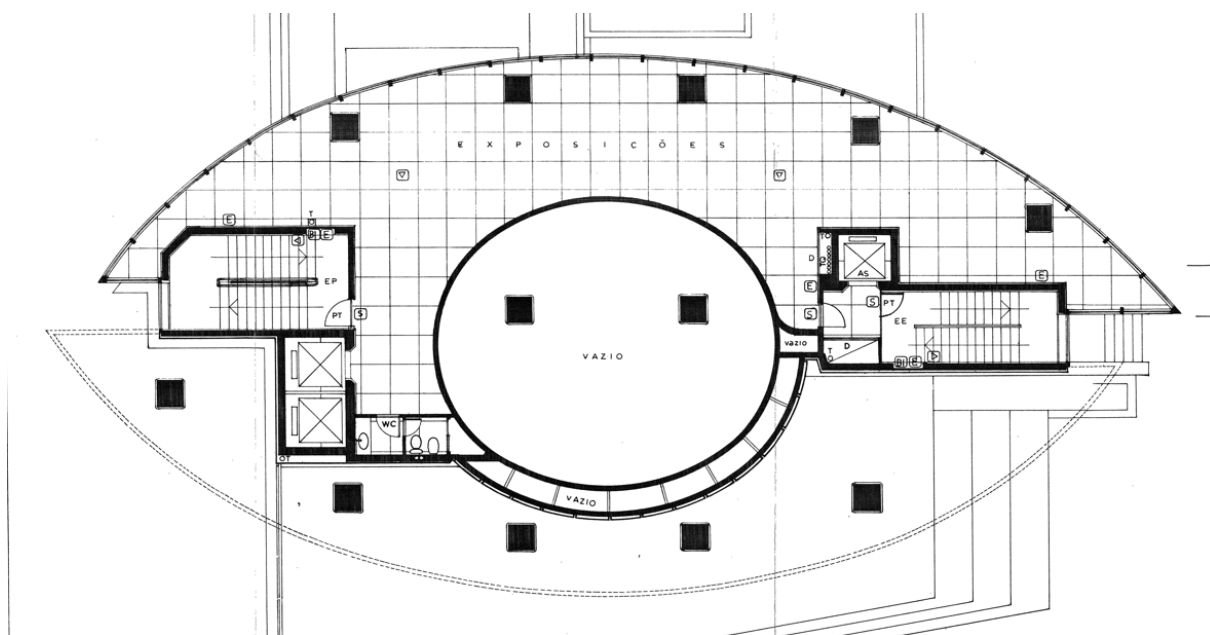


Figura A1. 3 - Planta de arquitetura do piso 1

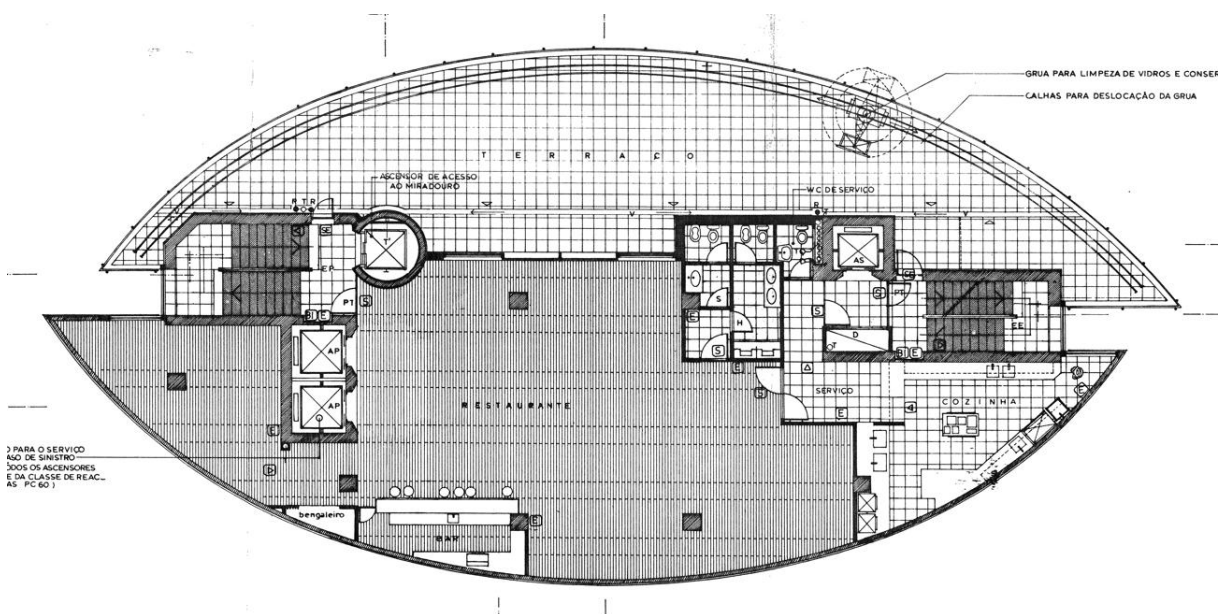


Figura A1. 4 - Planta de arquitetura do piso 20

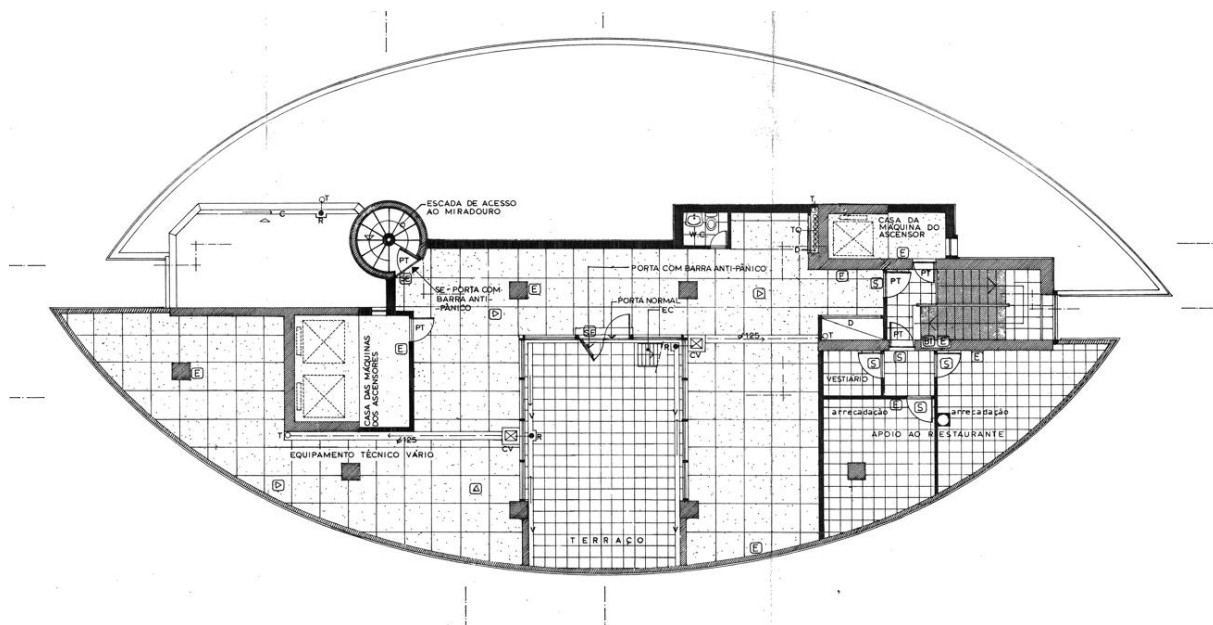


Figura A1. 5 - Planta de arquitetura do piso 21

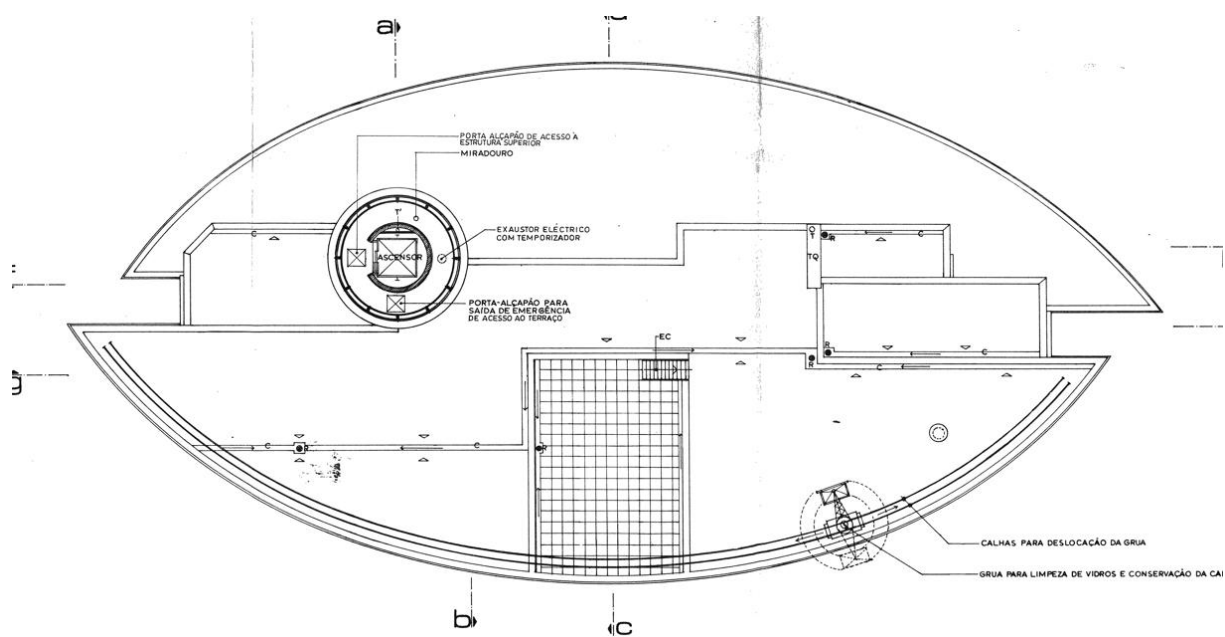
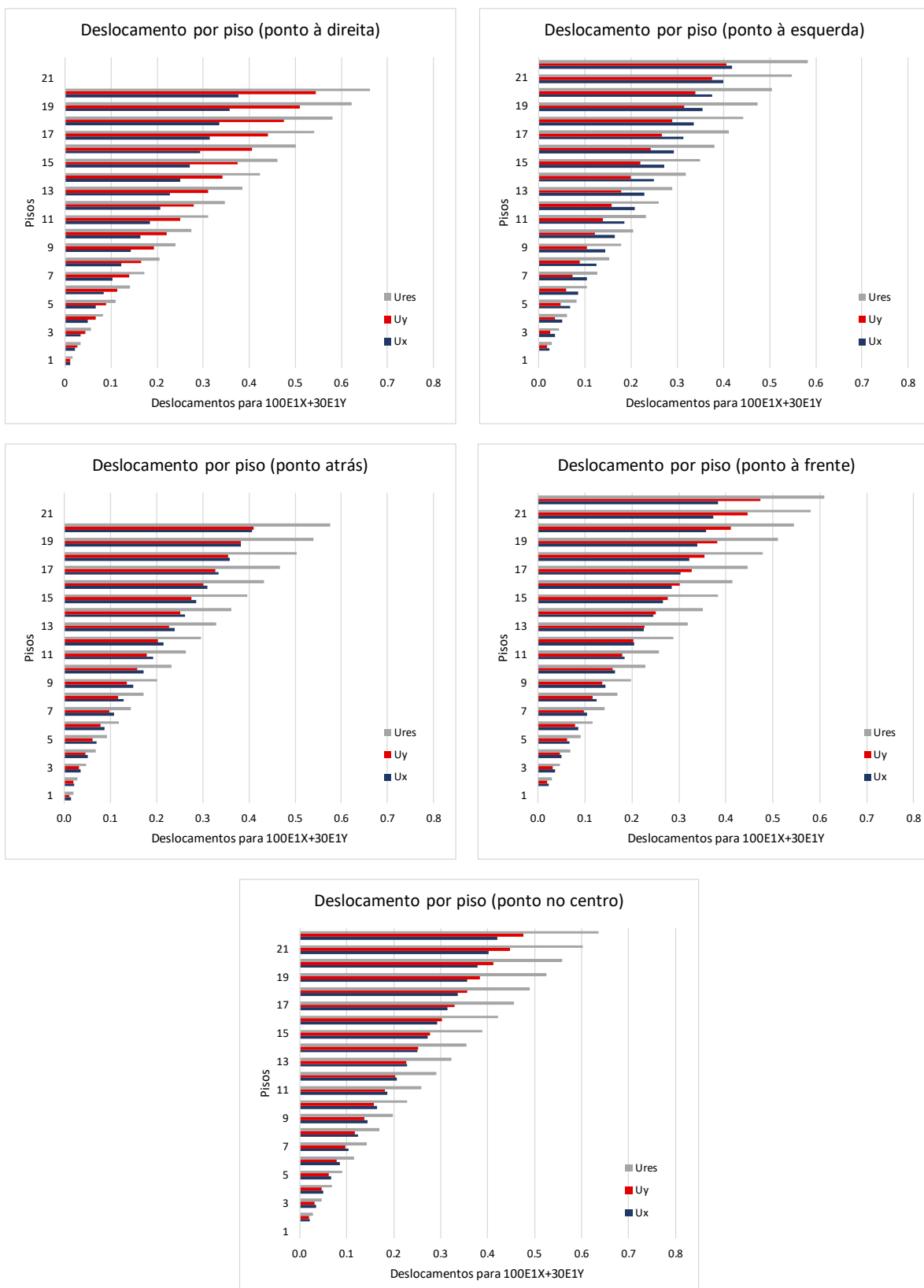
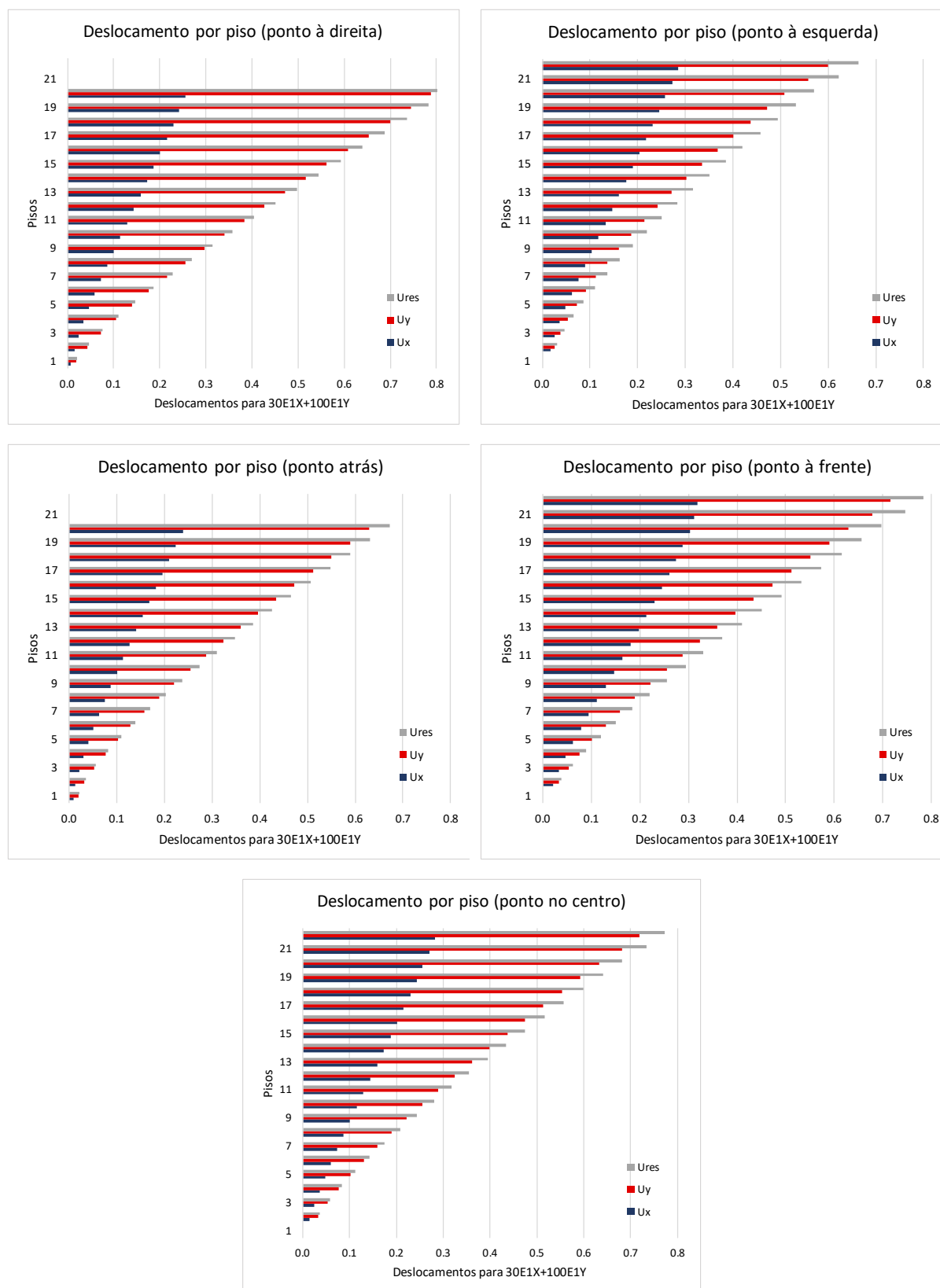


Figura A1. 6 - Planta de arquitetura da cobertura

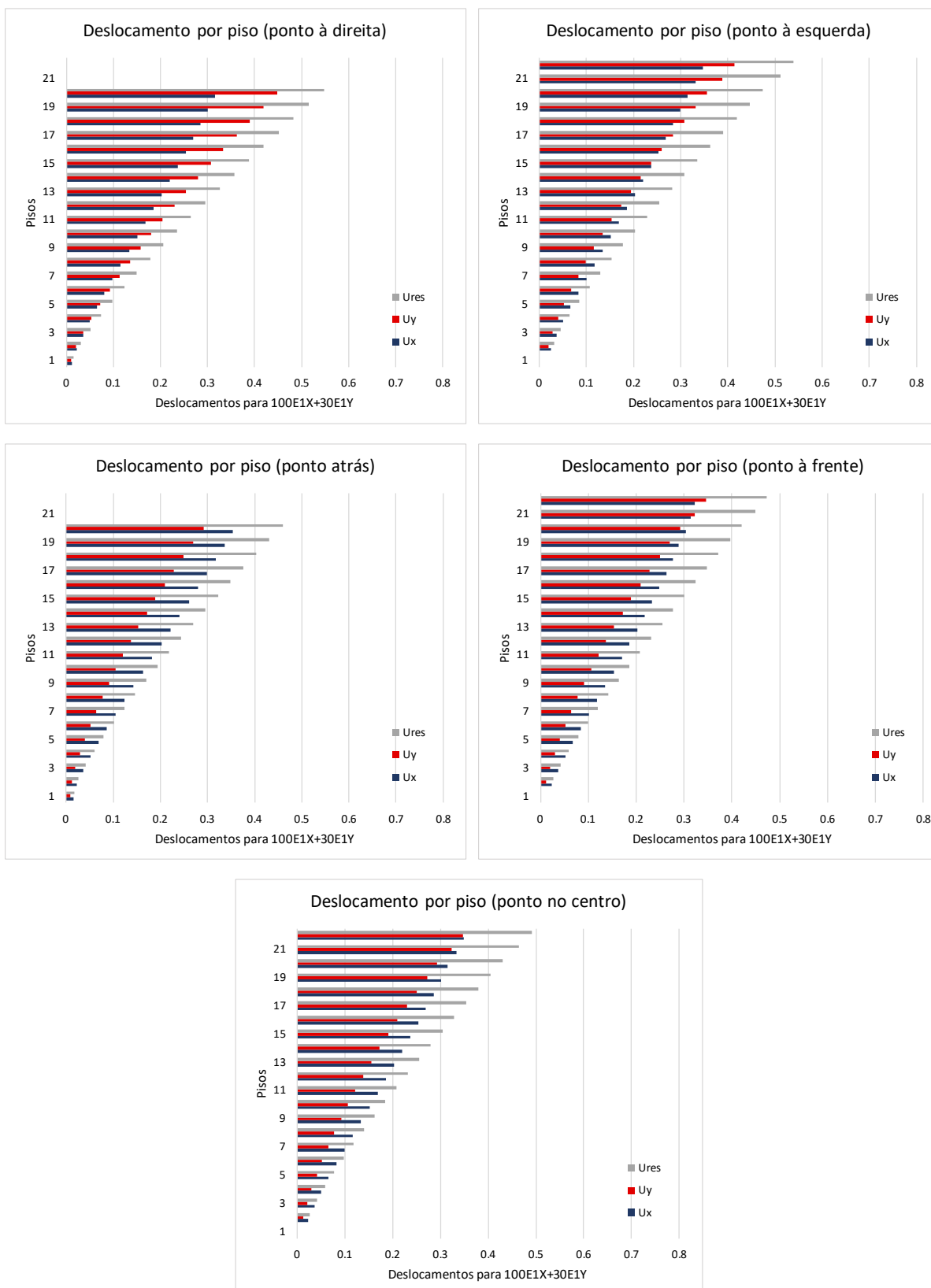
A2 - DESLOCAMENTOS POR PISO EM CADA PONTO



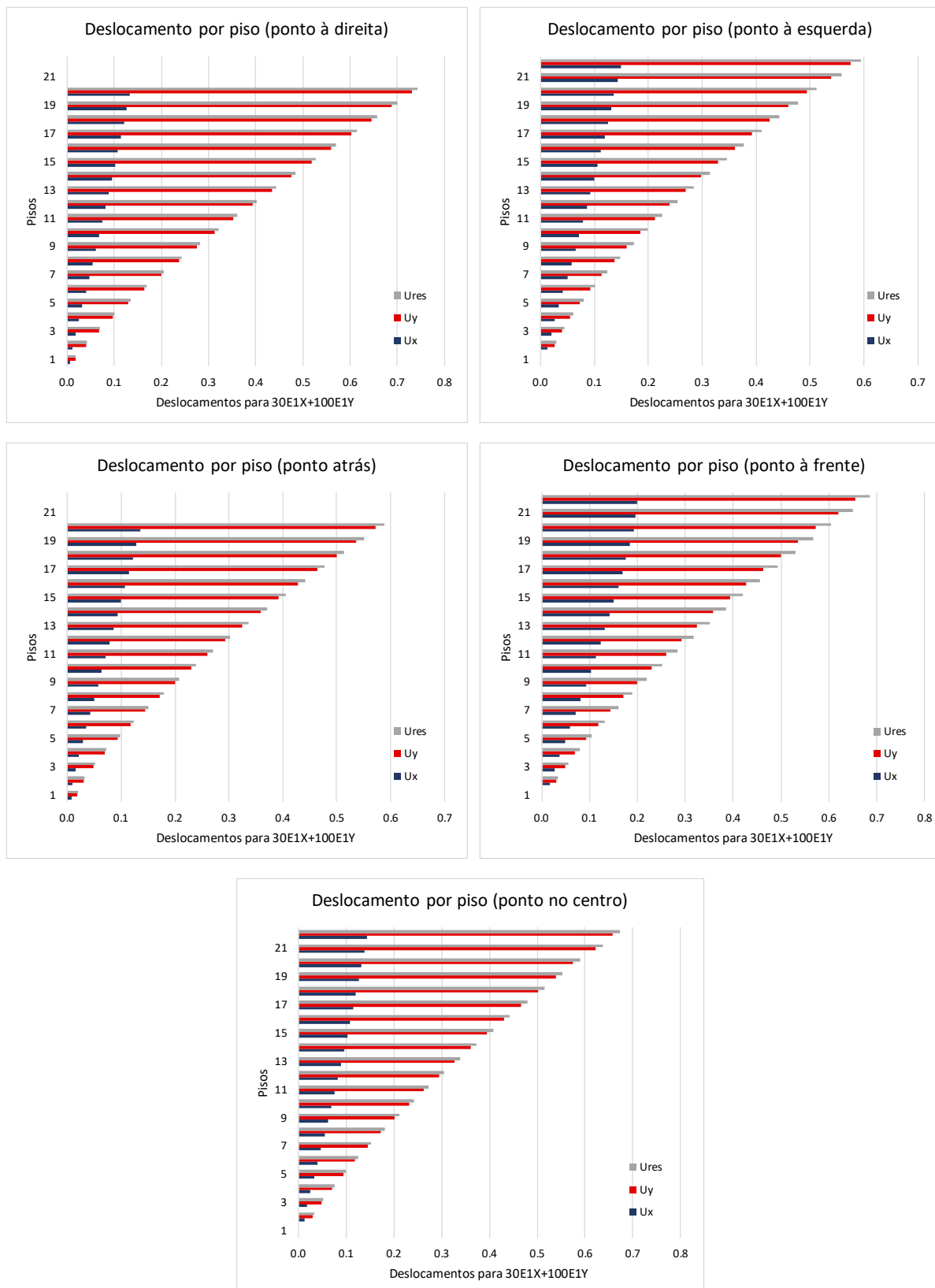
Figuras A2. 1 – Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo geral, 100E1X+30E1Y



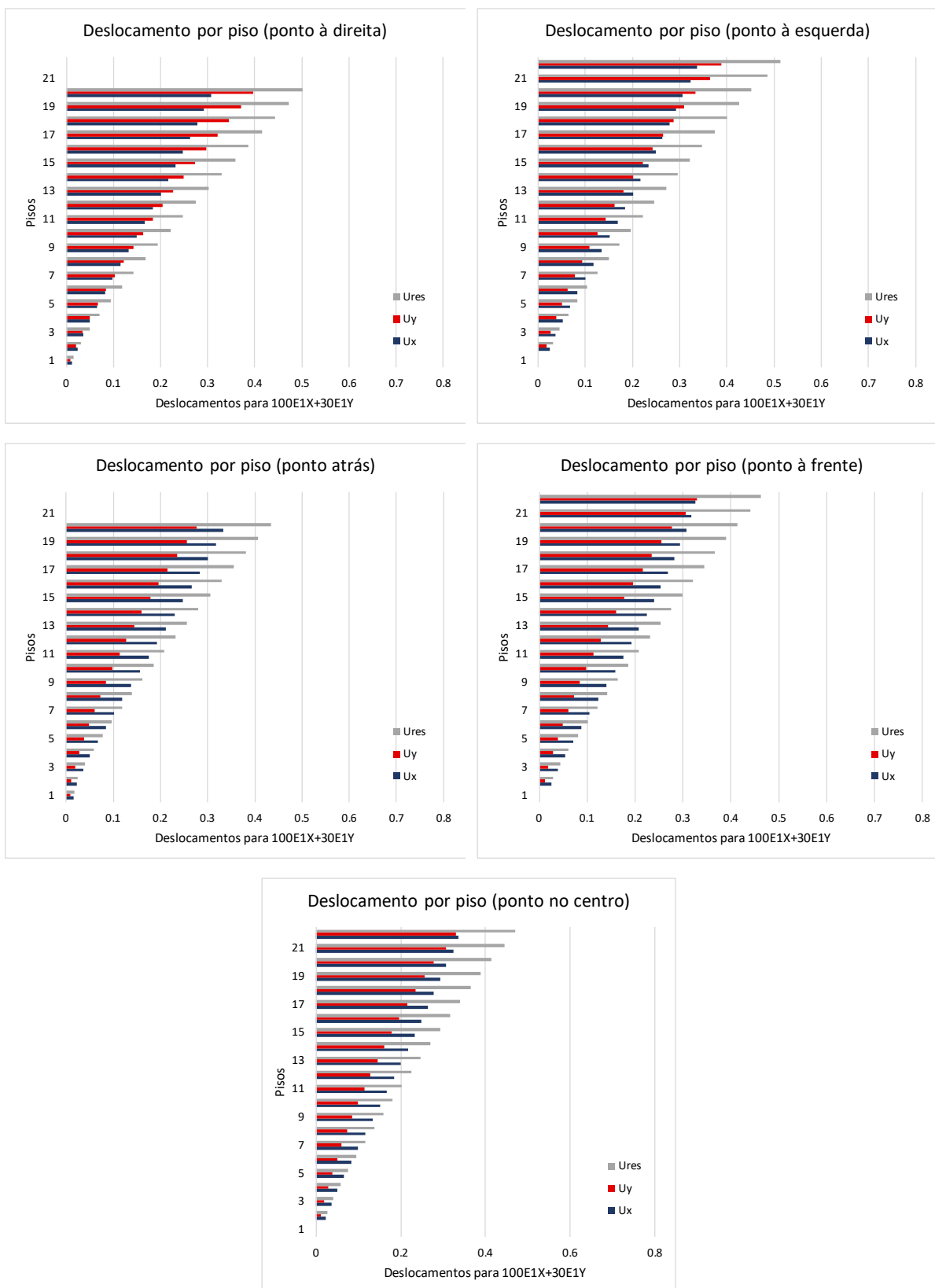
Figuras A2. 2 – Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo geral, 30E1X+100E1Y



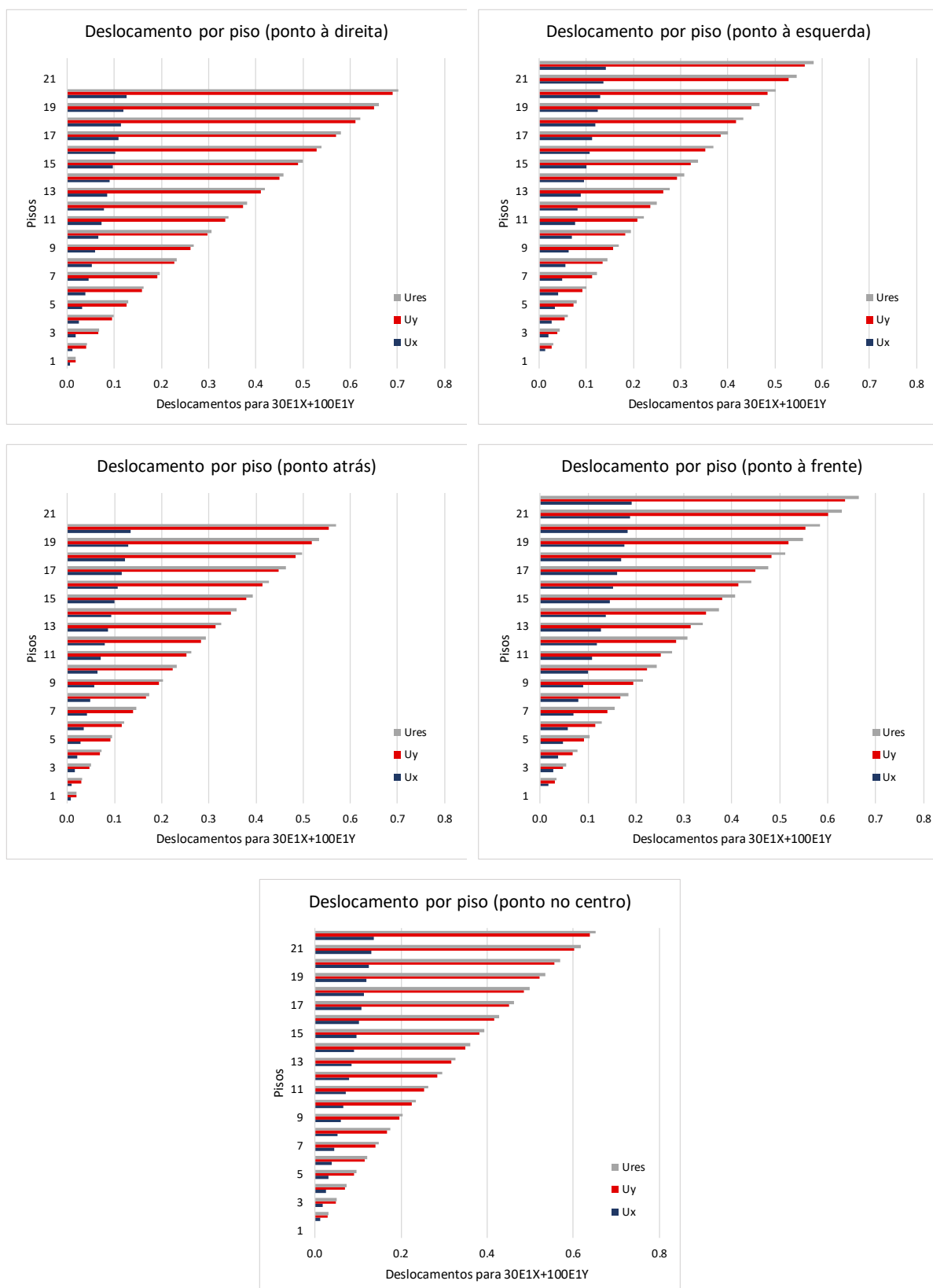
Figuras A2. 3 - Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo de Panagiotakos & Fardis, 100E1X+30E1Y



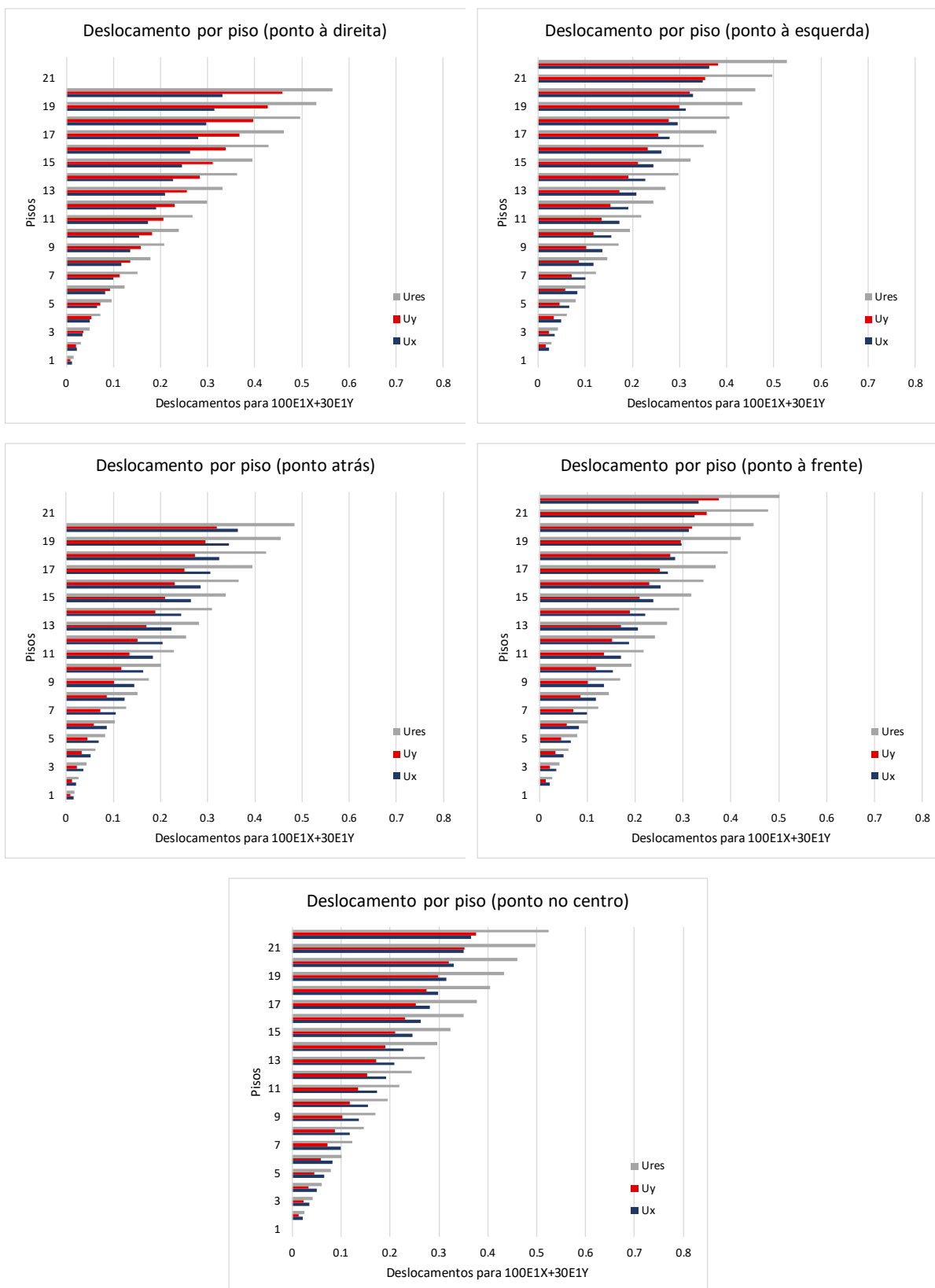
Figuras A2. 4 - Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo de Panagiotakos & Fardis, 30E1X+100E1Y



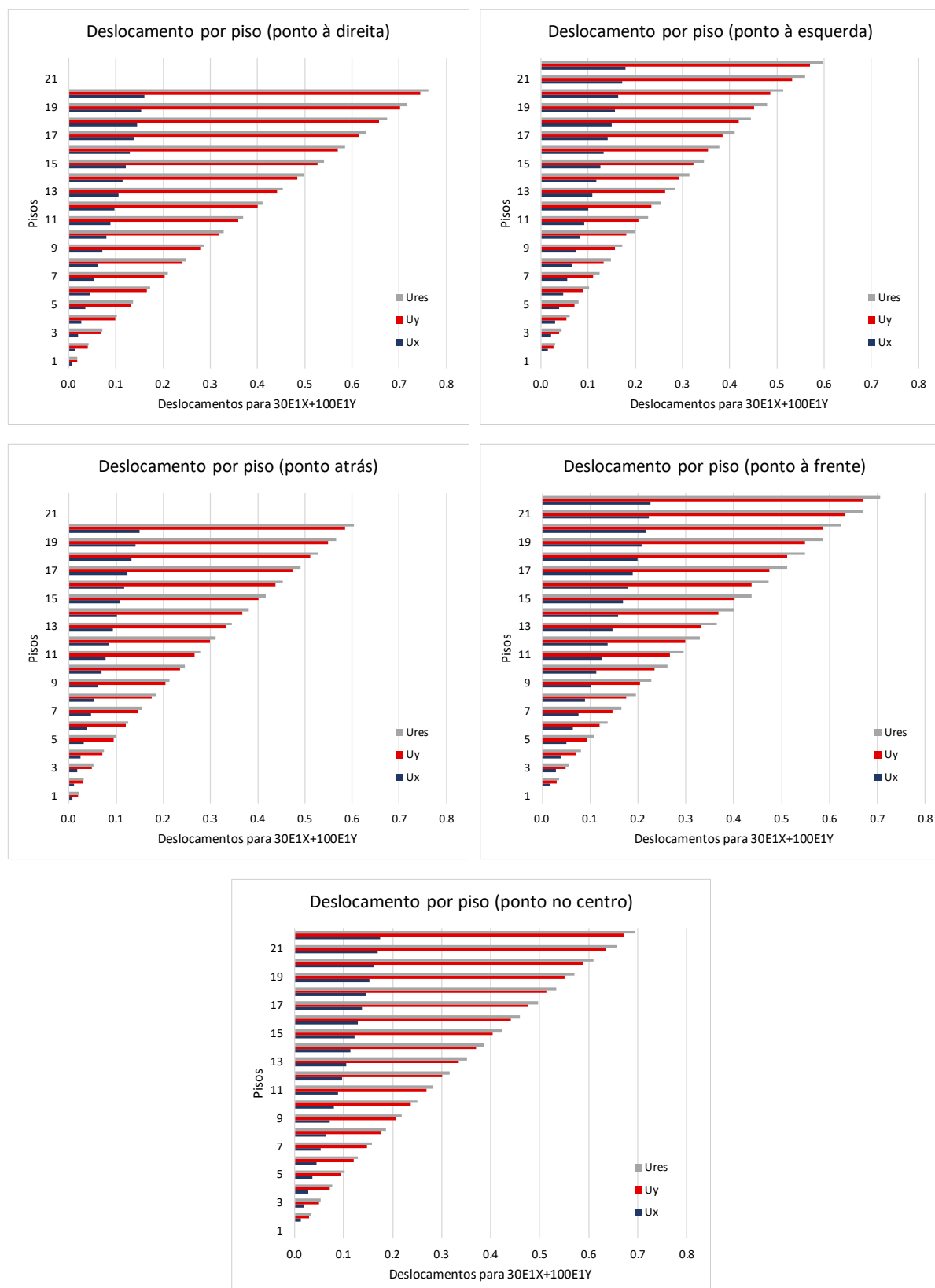
Figuras A2. 5 - Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo do Eurocódigo 8 provisório, 100E1X+30E1Y



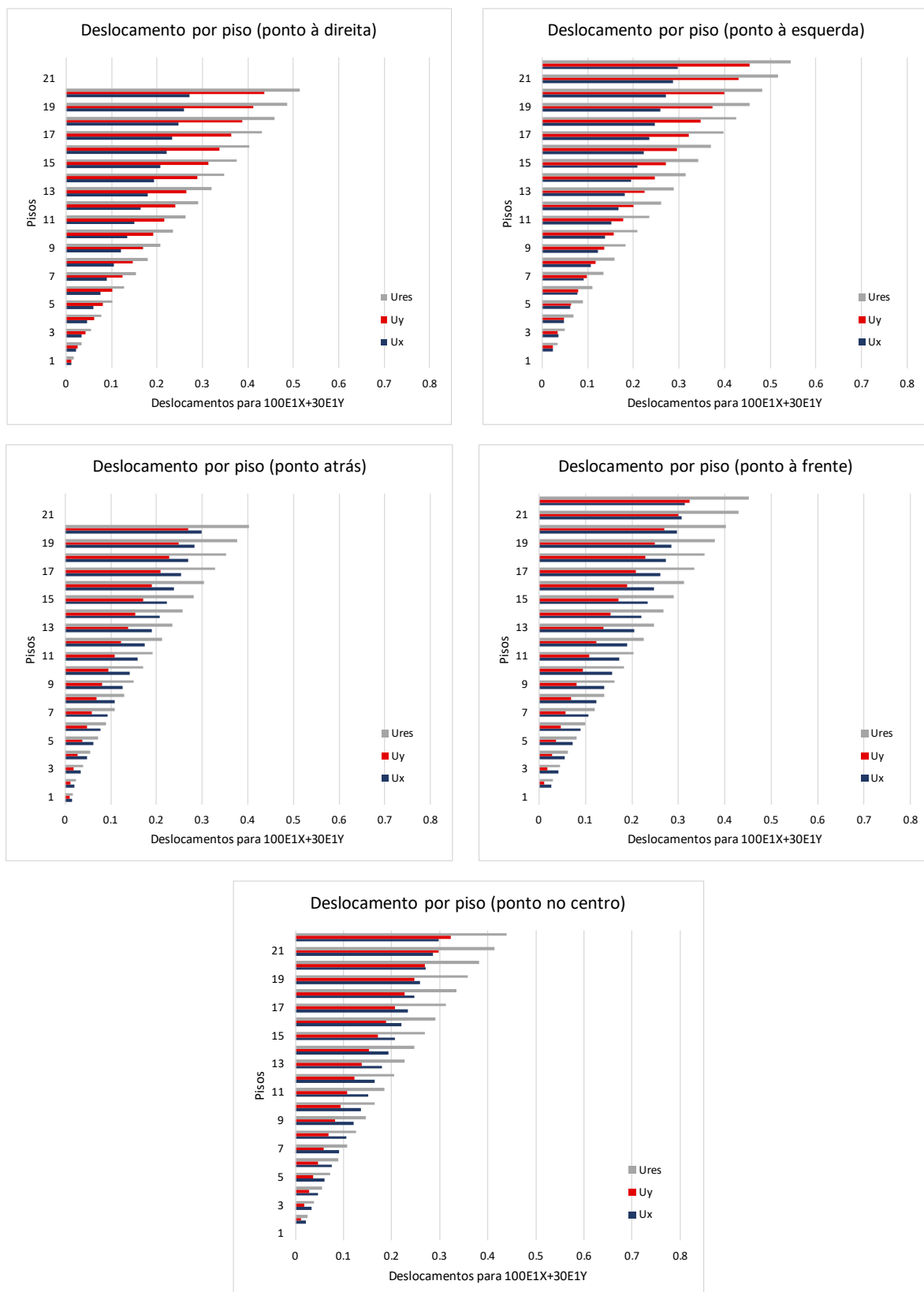
Figuras A2. 6 – Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo do Eurocódigo 8 provisório, 30E1X+100E1Y



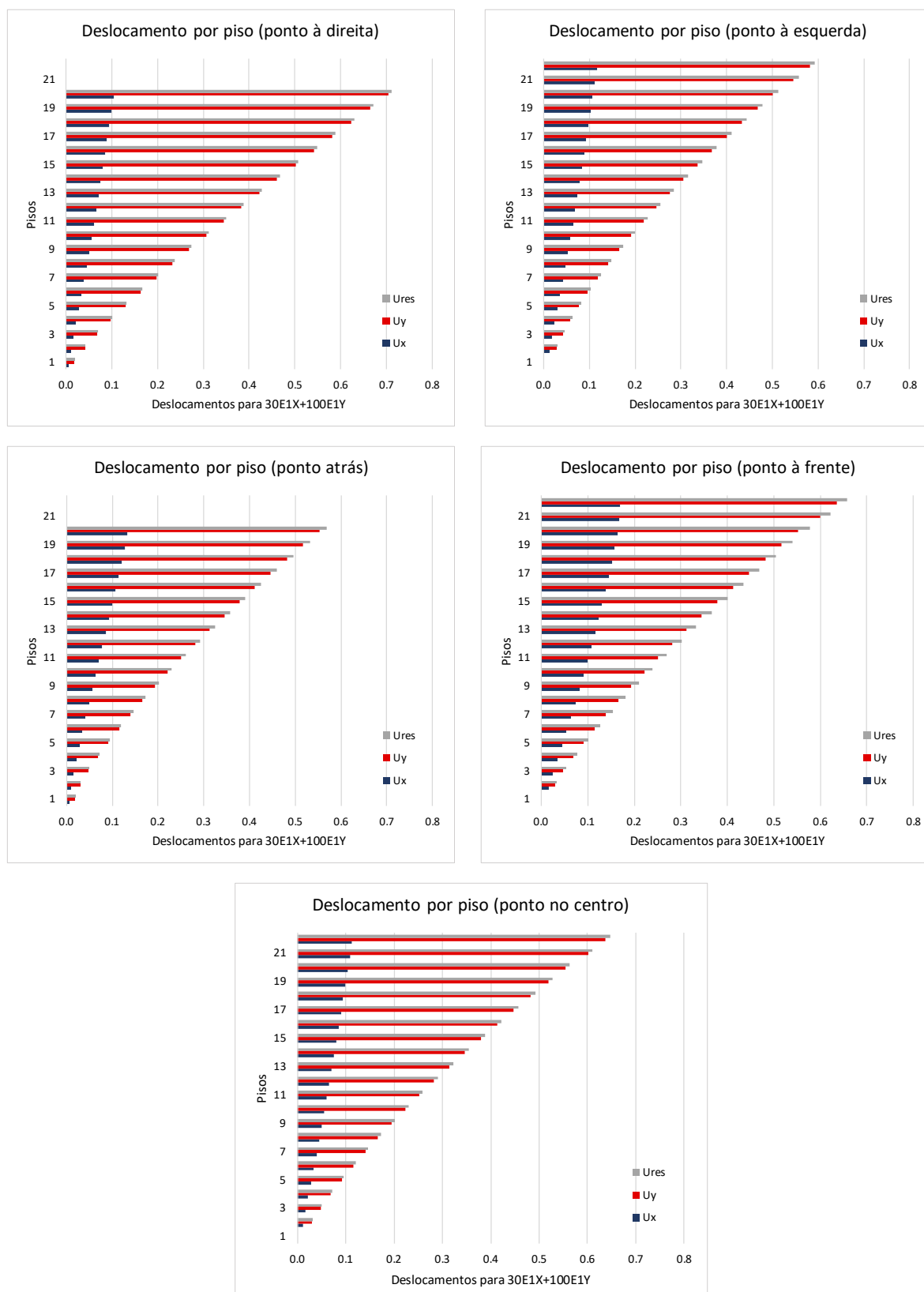
Figuras A2. 7 - Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo do regulamento do Canadá, 100E1X+30E1Y



Figuras A2. 8 – Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo do regulamento do Canadá, 30E1X+100E1Y



Figuras A2. 9 – Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo de Durrani & Luo, 100E1X+30E1Y



Figuras A2. 10 - Deslocamentos (m) por piso em cada ponto, modelo de Durrani & Luo, 30E1X+100E1Y

A3 - EVOLUÇÃO DE DRIFTS EM ALTURA

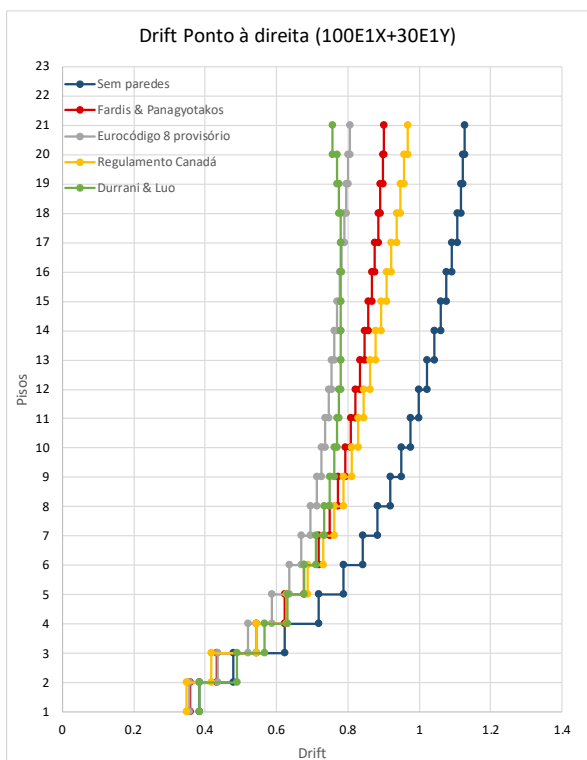


Figura A3. 1 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da direita, 100E1X+30E1Y

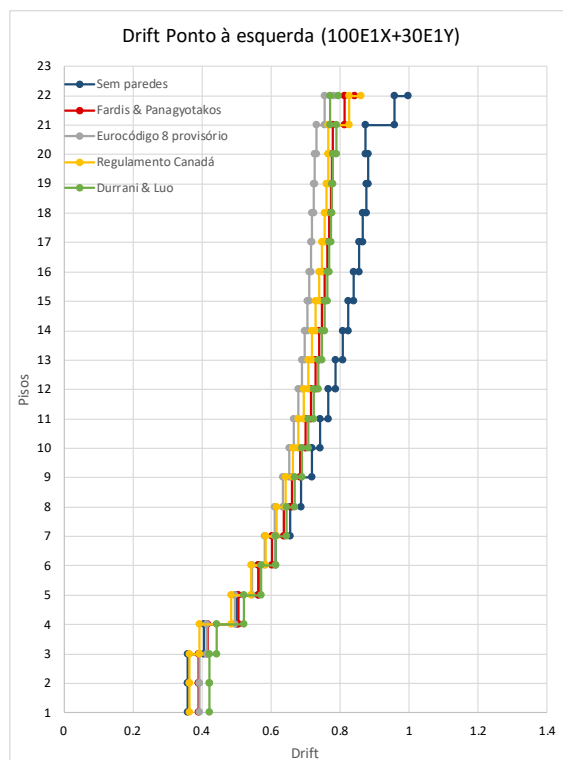


Figura A3. 2 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da esquerda, 100E1X+30E1Y

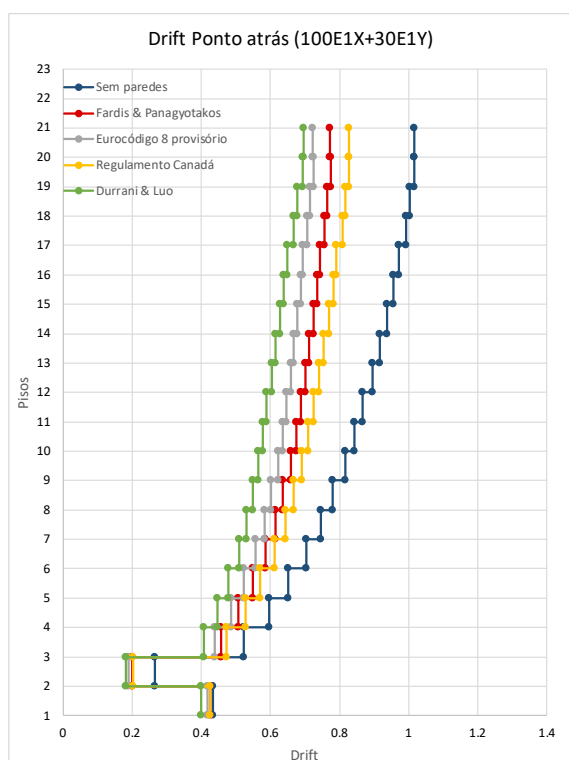


Figura A3. 3 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto atrás, 100E1X+30E1Y

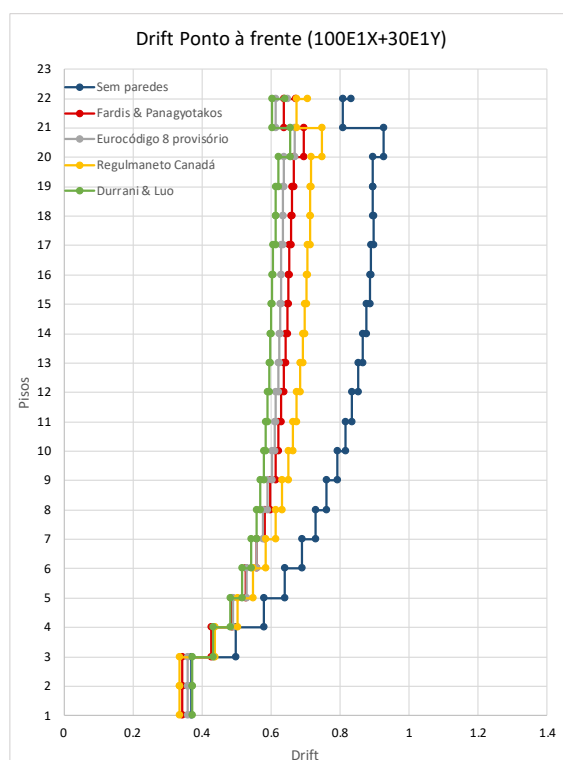


Figura A3. 4 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da frente, 100E1X+30E1Y

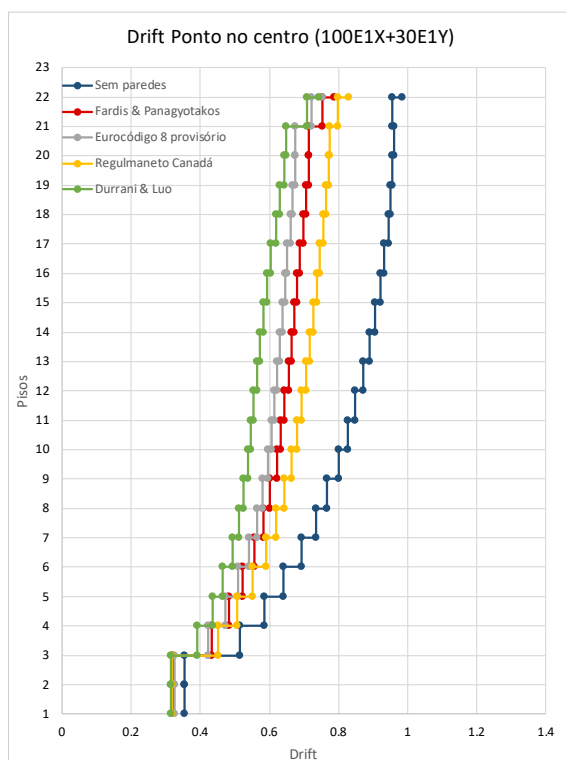


Figura A3. 5 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto do centro, 100E1X+30E1Y

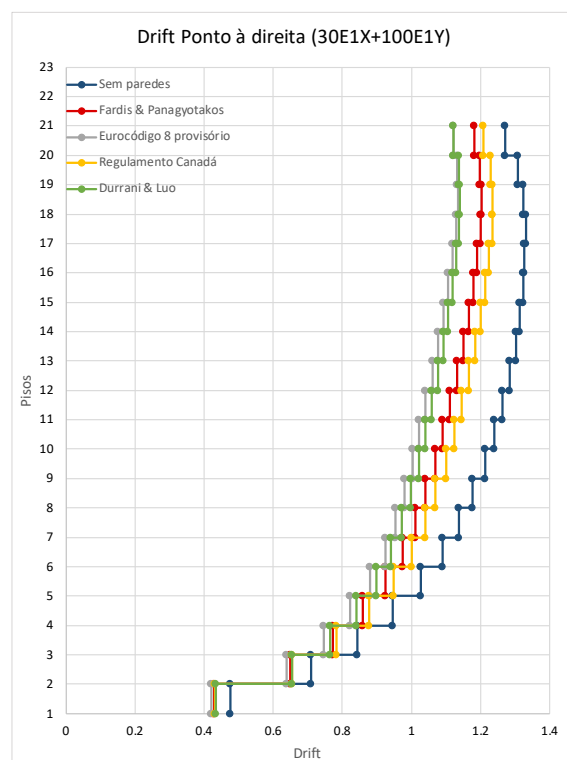


Figura A3. 6 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da direita, 30E1X+100E1Y

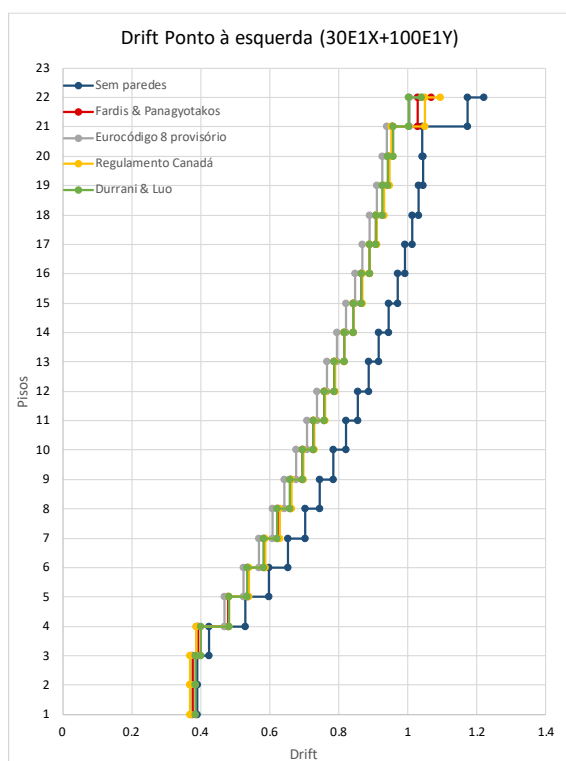


Figura A3. 7 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da esquerda, 30E1X+100E1Y

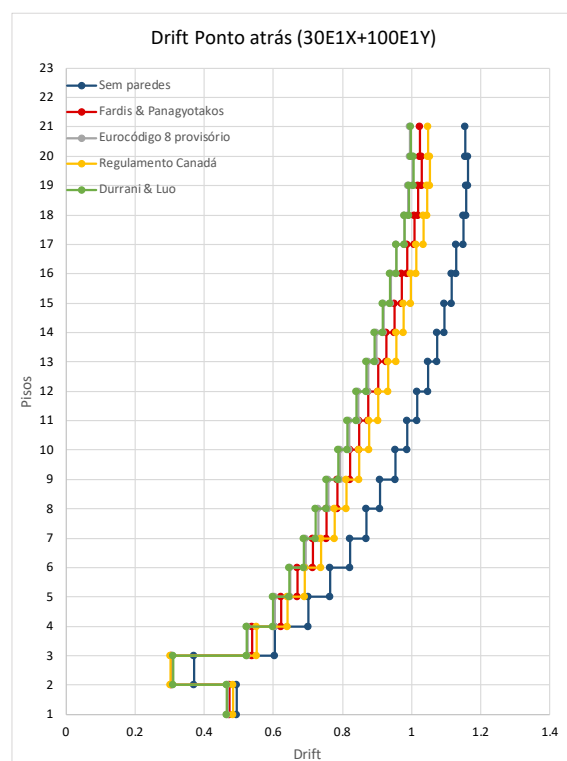


Figura A3. 8 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto atrás, 30E1X+100E1Y

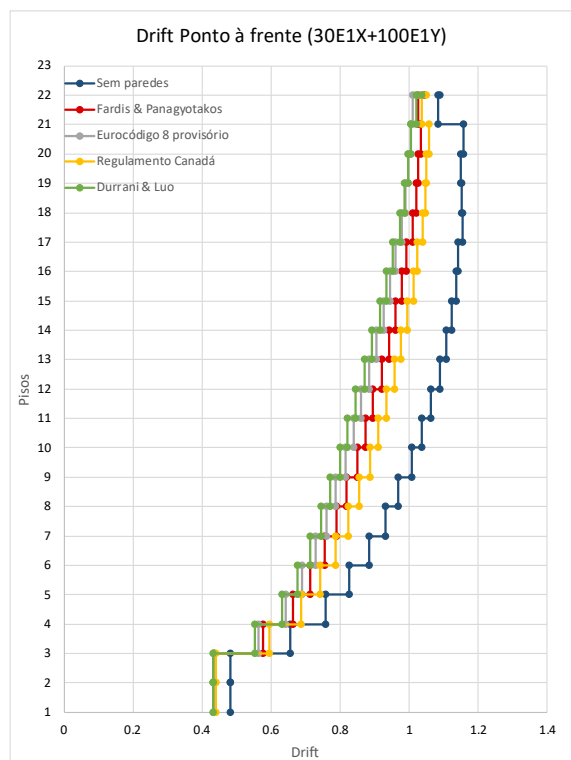


Figura A3. 9 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto da frente, 30E1X+100E1Y

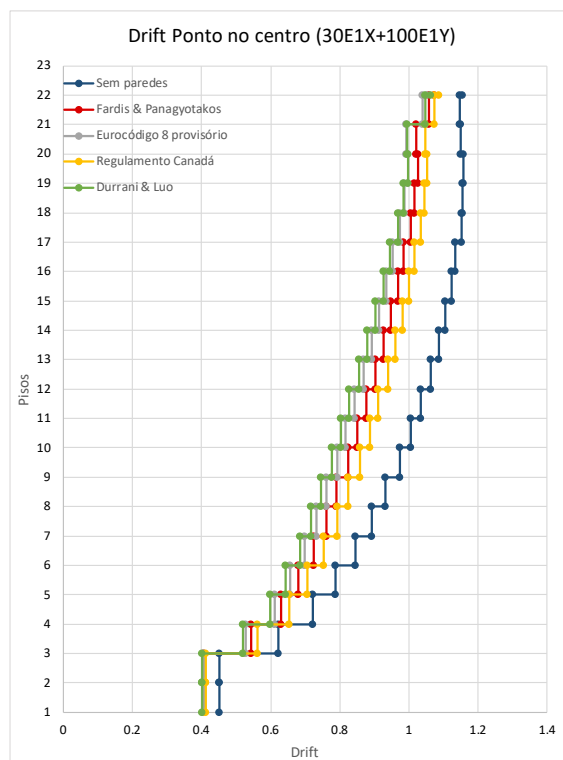


Figura A3. 10 - Comparação de *drift* por modelo, no ponto do centro, 30E1X+100E1Y