

## **Análise sísmica de edifícios Pombalinos**

Proposta de metodologia de análise não linear tridimensional

**Bruno Filipe de Paiva Candeias**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

### **Engenharia Civil**

Orientadores: Prof. João José Rio Tinto de Azevedo,  
Prof. António Manuel Candeias de Sousa Gago

#### **Júri**

Presidente: Prof. António Manuel Figueiredo Pinto da Costa  
Orientador: Prof. António Manuel Candeias de Sousa Gago  
Vogal: Prof. Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

**Junho de 2017**



# Agradecimentos

Gostaria de agradecer a todos aqueles que de forma directa ou indirecta, contribuíram para a realização da presente dissertação.

Agradeço aos Professores João Azevedo e António Sousa Gago toda a disponibilidade, interesse e apoio científico.

Agradeço também à minha família e aos meus amigos por me tornarem na pessoa que sou hoje e por todo o apoio, atenção e paciência que demonstraram ao longo da realização deste trabalho.



# Resumo

A construção Pombalina, introduzida após o sismo de 1755, é conhecida pela existência de uma estrutura tridimensional de madeira (denominada “gaiola”) no interior do edifício, envolvida por paredes exteriores em alvenaria. Atendendo ao elevado número de edifícios existentes deste tipo e à importância de garantir a sua preservação, justifica-se a investigação de metodologias de análise aplicáveis em larga escala, que permitam estudar o comportamento destes edifícios e a eficácia das possíveis medidas de reforço estrutural.

Deste modo, a presente dissertação tem como tema o estudo do comportamento sísmico de edifícios Pombalinos, com ênfase na pesquisa de uma metodologia de análise não linear tridimensional passível de ser utilizada no projeto de reabilitação deste tipo de edifícios.

Inicialmente, descrevem-se as principais características associadas à construção Pombalina, bem como as metodologias de análise atualmente em uso. As metodologias de análise descritas são aplicadas no estudo de um edifício, que anteriormente foi alvo de uma campanha experimental de identificação modal, bem como de uma análise *pushover* da parede de fachada.

De forma a analisar a diferença de comportamento entre os diferentes tipos de paredes estruturais do edifício, foram realizadas análises *pushover* bidimensionais em separado, e avaliado o contributo dos pavimentos na resistência do edifício. Os resultados obtidos levaram à elaboração de uma metodologia de análise que permite estudar o comportamento não linear das paredes em paralelo e ter em conta o contributo da rigidez do piso na redistribuição da ação horizontal pelas paredes.

A aplicação da metodologia proposta no caso de estudo destacou as desvantagens associadas à baixa rigidez do piso original presente nos edifícios desta tipologia, bem como a importância do reforço dos pisos no aumento da resistência dos edifícios.

**Palavras chave:** Edifícios Pombalinos, análise não linear, paredes de frontal, alvenaria, madeira, reforço sísmico.

# Abstract

Pombalino buildings became known for their innovative seismic prevention design, consisting on an inside wooden “cage”, surrounded by thick outside masonry walls. Due to their significant historical value and their location in an earthquake-prone area, a proper evaluation of the seismic risk in these buildings is necessary. To achieve this, it is required to define analysis methods, capable of assessing the safety of the structures in a simple way and defining the priorities for the retrofit work.

Therefore, the aim of this thesis is to explore the possibilities offered by SAP2000, in order to develop a non-linear three-dimensional methodology for the seismic analysis of Pombalino buildings.

In the first part, the main characteristics of Pombalino buildings and the available analysis methodologies are described. Each section shows the application of each methodology in a case study building, allowing to observe particular aspects of modelling and draw some conclusions. Due to the behaviour differences between the masonry and “frontal” walls, further research was made in order to evaluate the role of the in-plane floor rigidity. The results led to the development of a methodology that allows to perform a three-dimensional analysis of the building, considering the influence of the shear resistance of floors, while using the same principles and models from the two-dimensional pushover analysis of walls.

The results highlight the advantages of the in-plane strengthening and numerical modelling of timber floors, resulting in an improvement of the in-plane resistance of the structural walls. The methodology limitations were also discussed.

**Keywords:** Pombalino buildings, nonlinear analysis, seismic reinforcement, “frontal” walls, masonry walls, timber floors.

# Índice

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento e objetivo da dissertação . . . . .	1
1.2	Estrutura da dissertação . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Estado da arte</b>	<b>3</b>
2.1	Introdução . . . . .	3
2.2	Metodologias de análise sísmica . . . . .	3
2.3	Descrição dos edifícios pombalinos . . . . .	5
2.4	Análise e modelação de paredes de frontal . . . . .	7
2.5	Análise e modelação de pavimentos de madeira . . . . .	9
<b>3</b>	<b>Análise linear tridimensional</b>	<b>11</b>
3.1	Descrição do método . . . . .	11
3.1.1	Modelação dos elementos estruturais . . . . .	11
3.1.2	Modelação das ações . . . . .	14
3.2	Aplicação da análise linear a um caso de estudo . . . . .	15
3.2.1	Conhecimento do edifício . . . . .	15
3.2.2	Estudos já realizados no edifício . . . . .	16
3.2.3	Resultados experimentais . . . . .	17
3.2.4	Elementos estruturais, cargas permanentes e sobrecargas . . . . .	18
3.2.5	Ação sísmica . . . . .	22
3.2.6	Resultados da análise modal com piso rígido . . . . .	23

3.2.7	Resultados da análise modal com piso deformável . . . . .	24
3.2.8	Comparação entre modelos com piso rígido e deformável . . . . .	27
3.3	Conclusões . . . . .	29
<b>4</b>	<b>Análise não linear de paredes de frontal e de alvenaria de pedra</b>	<b>31</b>
4.1	Análise <i>Pushover</i> . . . . .	31
4.2	Determinação do deslocamento alvo para a análise <i>pushover</i> . . . . .	32
4.3	Modelação não linear de paredes de frontal . . . . .	34
4.3.1	Metodologia proposta por Kouris e Kappos . . . . .	34
4.3.2	Parâmetros definidores das forças e deslocamentos de cedência e últimos . . . . .	34
4.4	Modelação não linear de paredes de alvenaria . . . . .	39
4.4.1	Definição geométrica do pórtico equivalente . . . . .	40
4.4.2	Resistência dos elementos à flexão e ao corte . . . . .	40
4.5	Aplicação a um caso de estudo . . . . .	41
4.5.1	Parede de frontal . . . . .	42
4.5.2	Parede de fachada . . . . .	49
4.6	Conclusões . . . . .	52
<b>5</b>	<b>Análise não linear tridimensional</b>	<b>54</b>
5.1	Comparação entre as curvas <i>pushover</i> das paredes de fachada e de frontal . . . . .	54
5.2	Modelação do piso com macro-elementos . . . . .	55
5.3	Modelo tridimensional . . . . .	57
5.4	Análise com consideração de piso rígido . . . . .	58
5.4.1	Análise <i>pushover</i> com piso rígido . . . . .	58
5.4.2	Aplicação do método N2 . . . . .	59
5.5	Análise com consideração de piso deformável - situação existente . . . . .	61
5.6	Análise com consideração de piso deformável - situação reforçada . . . . .	62
5.6.1	Metodologia proposta . . . . .	63
5.6.2	Exemplo de aplicação . . . . .	63

5.7	Conclusões . . . . .	67
<b>6</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	<b>69</b>
6.1	Conclusões . . . . .	69
6.2	Desenvolvimentos futuros . . . . .	70

# Lista de Figuras

2.1	Exemplos de mecanismos locais (de primeiro modo) (a); e globais (b)	4
2.2	Possíveis mecanismos de colapso local considerados pelo “Vulnus”	5
2.3	Casa Baracata	6
2.4	Estrutura da gaiola pombalina	6
2.5	Elementos da parede de frontal	7
2.6	a) Esquema de ensaio utilizado por Ferreira <i>et al.</i> b) Colapso do painel devido à rotura da diagonal comprimida	8
2.7	Esquema do ensaio experimental realizado por Gonçalves	9
2.8	Curvas de pushover para diferentes tipos de piso obtidas por Giongo <i>et al.</i>	10
3.1	Tipos de modelos para paredes de alvenaria	12
3.2	Processo iterativo de ajuste do modelo	17
3.3	Primeiro modo de vibração identificado nos ensaios experimentais de medição ambiente	18
3.4	Modelo das paredes de alvenaria	19
3.5	Dimensões da parede de frontal 2x3 de um piso [m]	20
3.6	Modelo final da gaiola pombalina	21
3.7	Modelo final da estrutura	22
3.8	4 primeiros modos de vibração do modelo do edifício com diafragma rígido	24
3.9	1º modo de vibração - $f = 3,15$ Hz; $UX = 0,00$ ; $UY = 0,009$	25
3.10	2º modo de vibração - $f = 3,17$ Hz; $UX = 0,00$ ; $UY = 0,285$	25
3.11	3º modo de vibração - $f = 4,74$ Hz; $UX = 0,344$ ; $UY = 0,00$	26
3.12	4º modo de vibração - $f = 5,25$ Hz; $UX = 0,016$ ; $UY = 0,00$	26

3.13 5º modo de vibração - $f = 5,43$ Hz; $UX = 0,00$ ; $UY = 0,081$ . . . . .	26
3.14 6º modo de vibração - $f = 5,64$ Hz; $UX = 0,006$ ; $UY = 0,001$ . . . . .	27
3.15 Momentos perpendiculares ao plano da fachada ( $M_{22}$ ). a) Piso flexível; b) Piso rígido . . .	28
3.16 Comportamento para fora do plano em paredes compridas não contraventadas: a) sem laje rígida; b) com laje rígida . . . . .	28
4.1 Conversão da curva de capacidade da estrutura (a) para o sistema de 1GDL equivalente (b) . . . . .	33
4.2 Coeficientes de correção $\lambda_{i,V_y}$ para a determinação da força de cedência . . . . .	35
4.3 Coeficientes de correção $\lambda_{i,V_u}$ para a determinação da força última . . . . .	36
4.4 Coeficientes de correção $\lambda_{R,\delta_y}$ para a determinação do deslocamento de cedência . . . .	37
4.5 Coeficientes de correção $\lambda_{A,\delta_u}$ para a determinação do deslocamento último . . . . .	37
4.6 Diagrama genérico Força/Deslocamento da diagonal do painel . . . . .	38
4.7 Posição das rótulas plásticas nos nembos . . . . .	39
4.8 Determinação da altura efetiva . . . . .	40
4.9 Determinação da posição dos lintéis deformáveis . . . . .	40
4.10 Posição das rótulas plásticas nos lintéis devidas ao esforço transversal . . . . .	41
4.11 Parede de frontal ( $y=4,5$ m) modelada no SAP2000 . . . . .	42
4.12 Definição da rótula plástica no SAP2000 . . . . .	45
4.13 Mecanismo de colapso com distribuição uniforme das forças laterais . . . . .	46
4.14 Mecanismo de colapso com distribuição modal das forças laterais . . . . .	46
4.15 Curvas de capacidade da parede de frontal . . . . .	47
4.16 Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente . . . .	48
4.17 Deformada da estrutura com o deslocamento-alvo no último piso igual a $d_t$ . . . . .	49
4.18 Parede de fachada ( $Y=0$ ) modelada no SAP2000 . . . . .	50
4.19 Curvas de capacidade da parede de fachada . . . . .	51
4.20 Mecanismo de colapso da fachada com distribuição uniforme das forças laterais . . . . .	51
5.1 Comparação entre as curvas de capacidade da parede de fachada e de frontal . . . . .	55
5.2 Modelo experimental realizado por Valluzzi <i>et al.</i> . . . . .	56

5.3	Configurações de piso consideradas: a) FMSB; b) FMDS; c)FM+45SP . . . . .	56
5.4	Curva de capacidade do edifício considerando pisos rígidos . . . . .	59
5.5	Curva de capacidade do edifício e aplicação do deslocamento-alvo . . . . .	60
5.6	Modelo tridimensional utilizado para a análise não linear tridimensional . . . . .	61
5.7	Curvas de capacidade da parede de frontal . . . . .	61
5.8	Comparação das curvas de capacidade do edifício para diferentes tipos de piso . . . . .	62
5.9	Curva de capacidade da parede de frontal com piso reforçado . . . . .	64
5.10	Curva de capacidade da parede de fachada com piso reforçado . . . . .	65
5.11	Correspondência entre deslocamentos-alvo nas curvas de capacidade: a) parede de frontal; b) parede de alvenaria . . . . .	67

# Lista de Tabelas

3.1	Nível de conhecimento da estrutura segundo o EC8 . . . . .	16
3.2	Características da alvenaria das paredes exteriores . . . . .	18
3.3	Características da madeira das paredes de frontal . . . . .	20
3.4	Cargas aplicadas na estrutura . . . . .	22
3.5	Parâmetros de definição do espectro de resposta (ação tipo 1) . . . . .	23
3.6	Informação modal do modelo com pisos rígidos . . . . .	24
3.7	Primeiros 25 modos de vibração com piso deformável . . . . .	27
3.8	Comparação de esforços e deslocamentos elásticos entre piso deformável e rígido . . . . .	29
4.1	Características geométricas do painel de frontal . . . . .	42
4.2	Determinação do fator de transformação $\Gamma$ . . . . .	47
4.3	Conversão das curva força-deslocamento do sistema nGDL para 1GDL . . . . .	47
4.4	Caraterísticas das rótulas plásticas nos nembos . . . . .	50
4.5	Caraterísticas das rótulas plásticas nos lintéis . . . . .	50
4.6	Determinação do fator de transformação $\Gamma$ . . . . .	52
4.7	Determinação do deslocamento alvo $d_t$ para a parede de fachada . . . . .	52
5.1	Espessura equivalente para as três configurações de piso . . . . .	57
5.2	Determinação do fator de transformação $\Gamma$ . . . . .	59
5.3	Determinação do deslocamento alvo $d_t$ . . . . .	60
5.4	Determinação do fator de transformação $\Gamma$ . . . . .	64
5.5	Determinação do deslocamento alvo $d_t$ para a parede de frontal . . . . .	64

5.6	Determinação do fator de transformação $\Gamma$ . . . . .	65
5.7	Determinação do deslocamento alvo $d_t$ para a parede de fachada . . . . .	66
5.8	Deslocamentos-alvo obtidos pela metodologia proposta (em cm) . . . . .	66





# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento e objetivo da dissertação

Os edifícios de tipologia Pombalina, construídos após o sismo de 1755, apresentam um elevado valor histórico e patrimonial na cidade de Lisboa, sendo a sua conservação uma prioridade. Devido à sua idade, alguns edifícios encontram-se bastante degradados e foram sujeitos a intervenções ao longo do tempo, sendo importante a avaliação do seu comportamento sísmico à luz dos conhecimentos e regulamentos atuais, bem como o estudo de possíveis medidas de reforço.

No dimensionamento para a ação sísmica de edifícios são geralmente utilizadas análises modais por espectro de resposta, adotando-se um coeficiente de comportamento de modo a traduzir a não linearidade material das estruturas. Esta simplificação evita análises mais complexas e demoradas, facilitando a modelação das estruturas, sendo válida para estruturas de betão armado ou aço - materiais conhecidos e estudados, com grandes patamares de ductilidade e para os quais a regulamentação propõe coeficientes de comportamento a adotar. No entanto, as estruturas antigas são caracterizadas pela heterogeneidade dos seus materiais e por um comportamento não linear mesmo para pequenas deformações, o que dificulta a estimativa de um coeficiente de comportamento e não recomenda o uso de análises lineares.

Deste modo, torna-se necessário proceder a análises não lineares através de um programa de cálculo corrente, e definir metodologias expeditas que minimizem os investimentos acrescidos de *software* e recursos humanos que este tipo de modelação acarreta.

Tendo como base o estado da arte relativo à avaliação do comportamento sísmico dos edifícios pombalinos, e com vista a preencher algumas lacunas identificadas ao nível da investigação na área, foi definido como objetivo desta dissertação o desenvolvimento de uma metodologia simples de análise tridimensional não linear, de forma a facilitar o processo de reforço e reabilitação deste tipo de edifícios. O programa escolhido foi o SAP2000 v18 , produzido pela *Computers and Structures Inc.* [3].

## 1.2 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, nos quais se descrevem as atividades realizadas e se apresentam os resultados obtidos e respetivas conclusões. Os capítulos apresentam-se de seguida, de forma sumária:

- O Capítulo 1 diz respeito à *Introdução*, no qual é apresentado um breve enquadramento da dissertação e os objetivos a alcançar.
- No Capítulo 2, denominado *Estado da Arte*, apresenta-se um breve resumo do estado do conhecimento dos edifícios Pombalinos, onde são apresentadas as características construtivas e materiais dos edifícios. Neste capítulo, são também apresentadas as metodologias de análise sísmica atualmente disponíveis, bem como uma breve descrição dos principais estudos efetuados por outros autores sobre a caracterização do comportamento sísmico das paredes de frontal Pombalino e dos pavimentos de estrutura de madeira.
- O Capítulo 3, com o título *Análise linear tridimensional*, apresenta a metodologia de análise através de um modelo elástico linear de elementos finitos na avaliação do comportamento sísmico global de um edifício Pombalino. Inicia-se com a descrição do método, que de seguida é aplicado num caso de estudo, onde o modelo foi calibrado a partir de resultados de análises experimentais de identificação modal anteriormente realizadas. Por último, os resultados obtidos dos modelos de elementos finitos são analisados.
- O Capítulo 4 diz respeito à *Análise não linear das paredes de frontal e de alvenaria*. É apresentada a análise *pushover*, presente no Eurocódigo 8, seguida por métodos de caracterização do comportamento não linear das paredes de alvenaria e de frontal Pombalino. A modelação das paredes de frontal segue a metodologia apresentada por Kouris e Kappos, enquanto que a análise de paredes de alvenaria foi baseada no método SAM, desenvolvido na universidade de Pavia por Magenes. Os princípios descritos são posteriormente aplicados e analisados no caso de estudo introduzido no Capítulo 3.
- No Capítulo 5, *Análise não linear tridimensional*, são desenvolvidos os conceitos apresentados no Capítulo 4 com vista a criar um modelo de análise não linear tridimensional da estrutura. Numa fase inicial, comparou-se o comportamento dos dois tipos de paredes e analisou-se a influência do tipo de pavimento no comportamento sísmico dos edifícios; posteriormente é proposta uma metodologia de análise não linear tridimensional e aplicada num modelo do edifício estudado considerando a parede de fachada e a parede de frontal vizinha, de forma a ilustrar os conceitos introduzidos.
- No Capítulo 6 são apresentadas as principais *Conclusões* e são propostas linhas de desenvolvimento de investigação para trabalhos futuros.

# Capítulo 2

## Estado da arte

### 2.1 Introdução

No presente capítulo apresentam-se os resultados mais relevantes da pesquisa bibliográfica efetuada na elaboração da presente dissertação. O capítulo é iniciado com uma breve descrição de alguns dos ensaios experimentais e metodologias de análise sísmica existentes até à data, em particular a avaliação do comportamento sísmico global de edifício. Seguidamente, é feita uma pequena descrição do sistema construtivo Pombalino, bem como das metodologias de análise das paredes de frontal e a modelação de pavimentos de estrutura de madeira.

### 2.2 Metodologias de análise sísmica

Da observação dos danos causados por sismos, é possível classificar os mecanismos de colapso dos edifícios de alvenaria em duas categorias: os mecanismos de primeiro e segundo modo [19]. Os mecanismos de primeiro modo (figura 2.1a), de carácter local e relacionados com o colapso para fora do plano das paredes, ocorrem quando a ligação entre paredes ou entre paredes e pavimento é insuficiente. Quando existe uma boa ligação entre estes elementos, o edifício tende a comportar-se como um todo, passando a ser condicionado pelos mecanismos de segundo modo (figura 2.1b), de carácter global e relacionados com a resistência das paredes do edifício no seu plano. [20]

A Circolare 2 da norma Italiana NTC 2008 [22] prevê a análise dos mecanismos de colapso local em edifícios de alvenaria no capítulo C8A.4, através de uma abordagem cinemática, no qual são identificados os mecanismos de colapso cinematicamente admissíveis e é avaliado o fator multiplicador da ação horizontal,  $\alpha_0$ , que leva à formação de cada mecanismo, seguido da verificação da segurança em termos de esforços ou deslocamentos.

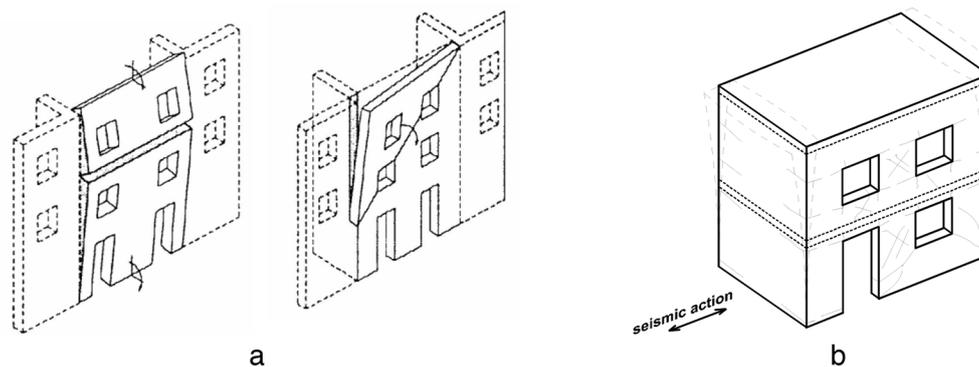


Figura 2.1: Exemplos de mecanismos locais de primeiro modo (a) e globais (b) [19]

De forma a avaliar o comportamento sísmico global, o Eurocódigo 8 [2] apresenta um conjunto de métodos de análise, de complexidade de modelação e de interpretação crescente:

- análise estática por forças laterais;
- análise modal por espectro de resposta;
- análise estática não linear (*pushover*);
- análise (dinâmica) temporal não linear.

Em construções novas é habitual realizar a verificação da segurança a partir da análise estrutural de modelos em regime elástico, projetando de forma a que em todos os elementos as deformações e os esforços máximos não excedam os correspondentes valores limite. Este tipo de análise aplicado a edifícios antigos permite avaliar o comportamento da estrutura de uma forma simplificada, como realizado por Cardoso, Lopes e Bento [6]. A partir de um modelo elástico linear tridimensional da estrutura e o espectro de cálculo representativo da ação sísmica, os autores demonstraram o contributo da gaiola de madeira no aumento da rigidez do edifício, na prevenção dos modos de vibração locais e na redução dos deslocamentos das paredes exteriores para fora do plano.

No entanto, devido ao comportamento inelástico da alvenaria e à difícil modelação das estruturas antigas, as análises elásticas lineares não representam corretamente o comportamento do edifício em estado limite último, sendo necessário recorrer a análises de caráter não linear. Neste último caso, a análise modal continua a ser importante, não para obter os valores de tensões nos elementos, mas para fazer a validação de modelos numéricos, permitindo fazer a calibração destes através dos resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados à estrutura.

Valluzzi, Córias e Munari [31] aplicaram metodologias utilizando macro-elementos na avaliação sísmica de um edifício Pombalino através de dois procedimentos complementares, o “Vulnus” e o “C-Sisma”, desenvolvidos na universidade de Pádua. Estes procedimentos são baseados no equilíbrio dos macro-elementos, utilizando modelos cinemáticos baseados nos vários mecanismos de colapso possíveis, quer no seu plano, quer para fora do mesmo (figura 2.2), permitindo obter “coeficientes de colapso”, do tipo  $c = a/g$ , onde  $a$  é a aceleração sísmica e  $g$  a aceleração da gravidade.

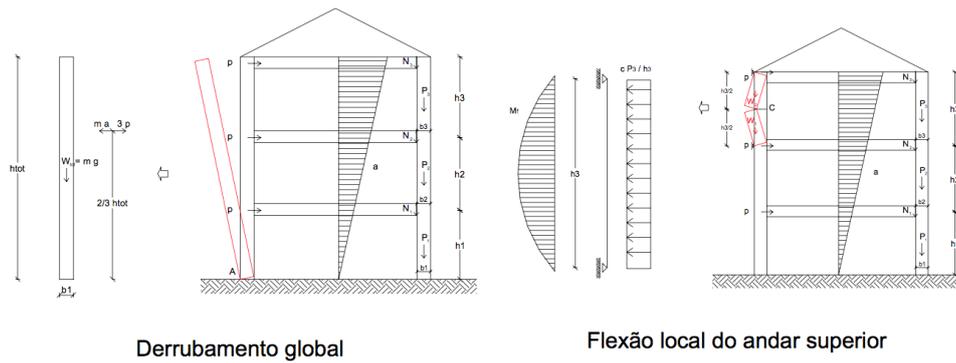


Figura 2.2: Possíveis mecanismos de colapso local considerados pelo “Vulnus” [31]

As análises dinâmicas tridimensionais não lineares não são viáveis para o estudo de edifícios residenciais de pequeno porte, dada a elevada complexidade de criação do modelo numérico, da definição da ação sísmica, de problemas de instabilidade numérica e de tratamento dos resultados.

A abordagem não linear alternativa apresentada pelo Eurocódigo 8 é a análise estática *pushover*, que consiste num aumento monotónico das forças horizontais aplicadas a uma estrutura de forma obter a curva de capacidade que relaciona a reação base da estrutura com o deslocamento de um nó de controlo. O método N2 descrito no anexo B do EC8 permite obter o ponto de desempenho da estrutura através do cálculo do deslocamento-alvo, correspondente à interseção do espectro de resposta inelástico com a curva de capacidade da estrutura. O programa 3Muri [29] propõe uma forma de aplicação da análise *pushover* tridimensional, utilizando um método simplificado de análise *pushover* bidimensional de edifícios de alvenaria, proposto por Magenes e denominado SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings) [18]. Esta metodologia baseia-se na transformação das paredes de alvenaria em macro elementos lineares que formam uma estrutura porticada, na qual a não linearidade da estrutura é representada através de rótulas plásticas de flexão e corte localizadas nos elementos.

## 2.3 Descrição dos edifícios pombalinos

Em 1 de Novembro de 1755, Lisboa ficou arrasada por um sismo de elevada magnitude, sucedido por um maremoto e incêndios por toda a cidade. No rescaldo destes acontecimentos foi definida como prioridade a reedificação total da zona baixa de Lisboa, sendo indispensável construir com segurança de forma a evitar a repetição da catástrofe. Deste modo, foi necessário encontrar metodologias construtivas que garantissem a resistência a abalos sísmicos. A solução, obtida de forma empírica, consistia no sistema dito de “gaiola”, assente na pré-fabricação e extremamente engenhoso na sua simplicidade de princípios e facilidade de execução. [11]

A gaiola foi idealizada como uma estrutura de madeira que, pela sua elasticidade, conseguia resistir às ações sísmicas, desprendendo-se das paredes de alvenaria exterior na eventualidade da sua rotura, sem que o edifício inteiro colapsasse, garantindo a segurança dos habitantes no seu interior.

Este sistema foi inovador na época, existindo apenas um sistema comparável na Europa, a *Casa Baracata*, desenvolvida após os sismos de Calábria de 1783 (figura 2.3). À semelhança da gaiola,

seriam utilizadas diagonais de madeira como reforço da estrutura, mas introduzidas nas paredes exteriores das construções. Esta solução apresentava dificuldades construtivas e um uso excessivo de madeira, tendo a sua utilização sido limitada. [30]

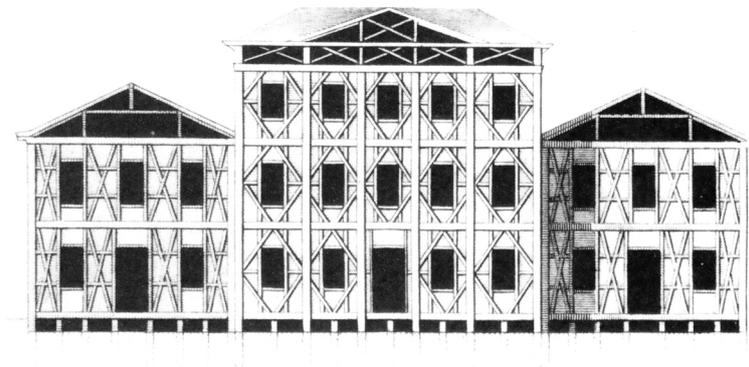


Figura 2.3: Casa Baracata [30]

Na estrutura interior da gaiola Pombalina (figura 2.4) existem dois tipos distintos de paredes: os frontais, com função estrutural, e os tabiques, pensados meramente como divisórias. As paredes de frontal eram constituídas por elementos verticais e horizontais, denominados respetivamente de prumos e travessas, contraventados por diagonais, formando as denominadas cruces de Santo André (figura 2.5). O seu desenho era baseado no princípio empírico da dificuldade de deformação de um triângulo, garantindo a resistência tanto às ações verticais como horizontais [25]. O preenchimento dos espaços vazios nas paredes de frontal era feito através de uma argamassa de cal, pequenas pedras e elementos cerâmicos parcialmente provenientes dos escombros originados pelo terramoto, sendo por fim rebocadas e estucadas em ambas as faces [23].

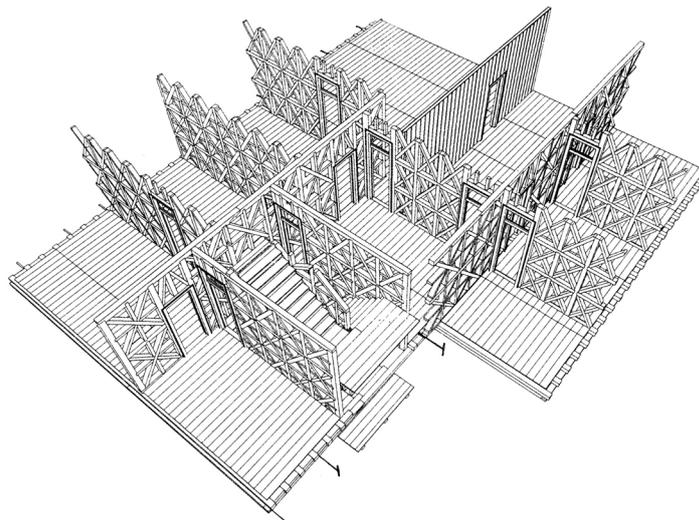


Figura 2.4: Estrutura da gaiola pombalina [30]

Exteriormente, as paredes de frontal e os tabiques só se distinguem pela sua espessura, pois ambas são rebocadas. Como os frontais contêm elementos de madeira com dimensões apreciáveis no seu interior, são mais espessos (entre 15 e 20 cm) do que os tabiques (entre 10 e 15 cm) [15].



Figura 2.5: Elementos da parede de frontal [23]

Os pavimentos eram executados com uma estrutura em madeira solidária com a estrutura da gaiola, permitindo receber as cargas do piso e transmiti-las às paredes resistentes. Esta estrutura era constituída por vigas colocadas perpendicularmente às fachadas da rua, denominadas barrotes, e elementos ortogonais denominados tarugos, que atuavam como elementos de travamento das vigas.

Sobre a estrutura do pavimento eram pregadas tábuas de solho, e os tetos eram geralmente constituídos por um forro de pranchas de madeira sobrepostas, aplicadas diretamente ao vigamento.

As paredes de fachada e empena dos edifícios pombalinos eram de alvenaria de pedra de espessura elevada (de 60 a 100 cm) e continham elementos de madeira junto à face interior, que ficavam solidários com a gaiola.

As escadas deste tipo de edifício eram originalmente constituídas por uma estrutura semelhante às paredes de frontal, unidas pelos degraus à estrutura de caixa de escadas. No entanto, edifícios posteriores foram construídos com uma estrutura de madeira leve, sem cruces de Sto. André e apoiada nas 4 paredes de frontal que constituíam a caixa de escadas.

As coberturas eram geralmente formadas por duas águas. A sua estrutura era simples, formada por asnas, madres, varas, fileira e contra-frechal, e coberta por telhas cerâmicas e um forro na face inferior.

## 2.4 Análise e modelação de paredes de frontal

Desde a década de 90 que se têm efetuado estudos experimentais e analíticos acerca do desempenho estrutural, em particular sob ações sísmicas, das paredes de frontal que constituem a estrutura interna dos edifícios pombalinos.

Santos [28] realizou, em 1997, o primeiro estudo experimental numa parede de frontal pombalino retirada de um edifício e testada no LNEC. A parede, de 3,5 metros de altura, constituída por 6 painéis de cruces de Sto. André, foi sujeita a um carregamento horizontal no seu plano (sem carregamento vertical). Foi identificada uma fase elástica muito curta, seguida do destacamento das diagonais tracionadas.

Meireles [20] construiu e testou 3 modelos à escala real, compostos por 4 cruces de Sto. André com 2,6 metros de altura. Os ensaios, seguindo o protocolo CUREE, idealizado para testes em estruturas de madeira, consistiram na aplicação de deslocamentos impostos com amplitudes crescentes e carregamento vertical de forma a simular as cargas existentes no edifício real. Os painéis demonstraram um comportamento dúctil não linear com elevada dissipação de energia. À semelhança dos testes anteriores, o destacamento da alvenaria ocorreu para pequenos deslocamentos, tendo pouca influência na resistência dos painéis às ações horizontais. O colapso ocorreu devido à encurvadura para fora do plano das diagonais comprimidas.

Em 2012, foi realizado por Ferreira *et al.* [9] um estudo em 7 painéis com cruces de Sto. André, cada com 1 m<sup>2</sup>, 3 preenchidos com alvenaria e 4 apenas com os elementos de madeira. Para além dos ensaios experimentais, os autores propuseram também um modelo numérico a adoptar para a modelação dos painéis. Os ensaios experimentais realçaram o papel das diagonais de madeira na resistência do painel, concluindo também que as diagonais em tração deixam de absorver esforços mesmo para valores de deformação muito baixos, podendo ser ignoradas na modelação numérica. Para simular corretamente a rigidez do painel depois da perda de rigidez inicial no modelo, a rigidez da diagonal comprimida tem de ser significativamente reduzida (figura 2.6). Por último, o aumento da rigidez causado pela introdução da alvenaria foi inferior ao esperado devido ao destacamento da alvenaria do resto da estrutura de madeira para pequenas deformações.

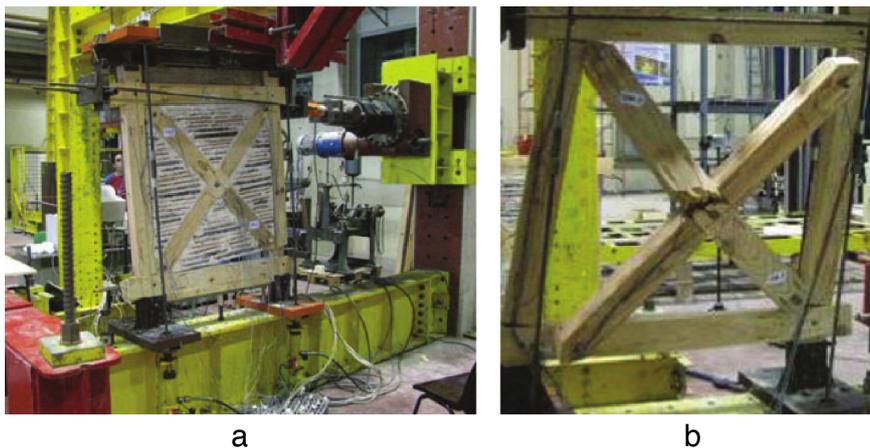
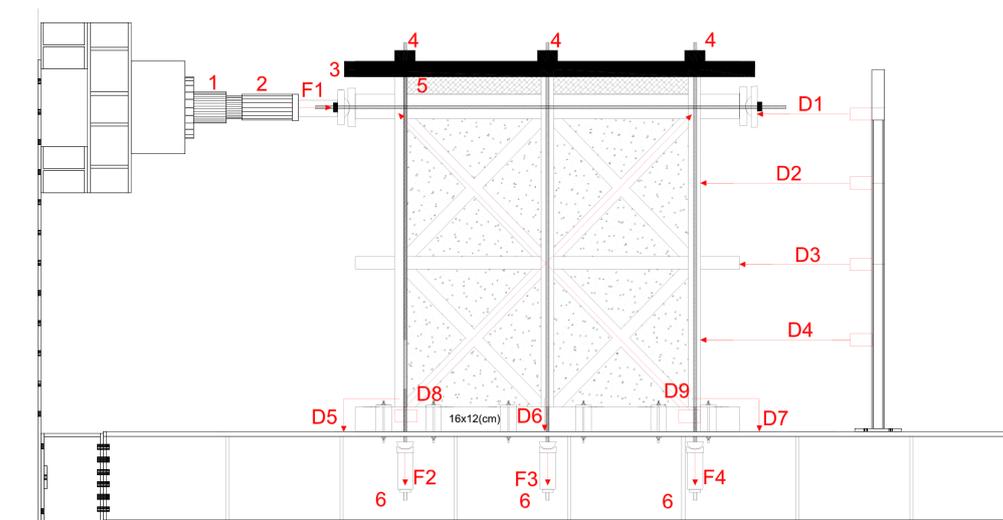


Figura 2.6: a) Esquema de ensaio utilizado por Ferreira *et al.* b) Colapso do painel devido à rotura da diagonal comprimida [9]

Com vista a desenvolver soluções de reforço, foram realizados em 2014, por Gonçalves [15], ensaios cíclicos em paredes de frontal, com e sem reforço (figura 2.7). Nas paredes não reforçadas os resultados são consistentes com as investigações anteriores, tendo-se observado a rotura associada à compressão da diagonal e à rotura por corte da travessa inferior.



Legenda: 1) Atuador; 2) Célula de Carga; 3) Viga metálica de distribuição; 4) Cabo de distribuição; 5) Viga metálica; 6) Macacos hidráulicos; D1 a D9) Defletómetros, F1 a F4) Células de cargas

Figura 2.7: Esquema do ensaio experimental realizado por Gonçalves [15]

De forma a caracterizar a rotura progressiva dos elementos estruturais da parede de frontal, foi apresentado por Cardoso, *et al.* [7] um modelo baseado num processo iterativo, no qual elementos que colapsam ou sofrem uma redução de rigidez devido à cedência são eliminados do modelo a cada iteração. As paredes de frontal foram modeladas como barras bi-rotuladas de madeira e as diagonais resistentes apenas à compressão, tendo sido desprezado o contributo da alvenaria interior à semelhança de outros estudos. Apesar deste tipo de modelação permitir observar o colapso sequencial da estrutura, apresenta dificuldades na avaliação dos resultados, e a sua aplicação é pouco conveniente numa situação corrente porque precisa de várias execuções e implica alterações no modelo.

Com vista a desenvolver um modelo simplificado e o mais abrangente possível para a análise não linear de paredes de alvenaria e madeira com cruces de Santo André através do método *pushover*, foi apresentada por Kouris e Kappos [16] uma metodologia que considera a estrutura de madeira como elemento resistente, e atribui a não linearidade física às diagonais comprimidas. Para tal, a estrutura é modelada com os elementos de madeira rotulados nas uniões, e no centro de cada diagonal comprimida é considerada uma rótula plástica não linear, resistente ao esforço axial. Os autores realizaram análises paramétricas em várias configurações de parede, usando um modelo detalhado de elementos finitos e análise estática não linear, considerando cada característica da parede independente das restantes. Essas relações foram posteriormente usadas para definir fórmulas empíricas que caracterizam a resposta da estrutura em função das características físicas e geométricas da parede. Este método foi posteriormente comparado com os resultados experimentais, tendo-se verificado que consegue reproduzir de forma conveniente a envolvente dos ciclos de carga e descarga experimentais.

## 2.5 Análise e modelação de pavimentos de madeira

As metodologias de análise descritas na secção 2.4, focadas no comportamento isolado das paredes de frontal, não têm em conta a rigidez do pavimento e a sua importância na capacidade de distribuir

a ação sísmica entre os elementos estruturais. No entanto, os pavimentos de madeira também têm sido alvo de investigações, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento e a eficácia de eventuais soluções de reforço.

Ensaio experimentais realizados por Valluzzi *et al.* [32] em pisos de madeira de configuração semelhante à dos edifícios pombalinos (tábuas de solho pregadas a vigas) concluíram que este tipo de pavimento possui uma rigidez muito baixa devido à ausência de ligação monolítica entre os diferentes elementos (as tábuas podem deslizar entre si e rodar em relação às vigas), não garantindo o comportamento de diafragma rígido desejável. Para além do piso sem reforço, foram também ensaiadas configurações reforçadas com camadas adicionais de tábuas de solho e tirantes metálicos.

Giongo, Maurizio e Tomazi [13] avaliaram a influência da rigidez do piso de madeira na curva de capacidade de um edifício tradicional de alvenaria de 2 pisos, através de modelos numéricos realizados num programa de elementos finitos. Os resultados obtidos, apresentados na figura 2.8, destacam a importância do reforço do piso na melhoria do comportamento sísmico do edifício. Da figura pode também concluir-se que as diferentes configurações de reforço testadas induzem uma rigidez inicial consideravelmente superior à do piso não reforçado, embora ainda bastante inferior à do piso rígido, e sobretudo uma capacidade de deformação muito superior. No entanto, à exceção do piso base sem reforço, o valor do corte máximo na base não é afetado pela variação de rigidez do piso.

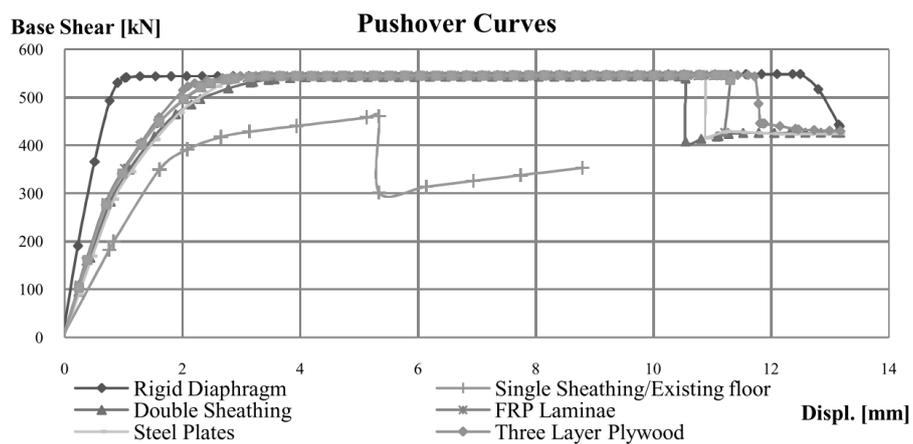


Figura 2.8: Curvas de pushover para diferentes tipos de piso obtidas por Giongo *et al.* [13]

## Capítulo 3

# Análise linear tridimensional

Um primeiro passo na avaliação do comportamento estrutural de um edifício existente é a sua análise através de um modelo elástico linear de elementos finitos. Esta análise inicial permite obter informação sobre as características dinâmicas da estrutura para pequenas deformações, bem como, em fase de comportamento linear, os esforços resultantes dos carregamentos que atuam na mesma. Quando comparado com resultados experimentais, este modelo pode também ser utilizado para calibrar aos parâmetros do comportamento elástico da estrutura, aumentando deste modo a precisão de análises de maior complexidade.

Para estruturas de alvenaria e madeira, caracterizadas por um comportamento marcadamente não linear (mesmo para pequenos valores de deformação) este tipo de análise não é suficiente para avaliar a segurança relativa ao estado limite último de colapso. No capítulo 4 são descritas metodologias de análise não linear que permitem uma melhor avaliação do comportamento estrutural e da segurança nessas condições.

### 3.1 Descrição do método

#### 3.1.1 Modelação dos elementos estruturais

Devido à introdução de medidas de construção sismorresistente, os edifícios construídos após o sismo de 1755 apresentam materiais e técnicas construtivas muito idênticas entre si (Tipologia Pombalina). Deste modo, apesar da modelação de um edifício deste tipo no âmbito de um projeto de estruturas implicar um conhecimento detalhado dos materiais e geometria da estrutura, a criação de um modelo elástico segue princípios semelhantes. As secções seguintes descrevem o procedimento de modelação de uma estrutura deste tipo utilizando um programa comercial de análise baseado em elementos finitos, SAP2000.

##### **Paredes exteriores**

As paredes de alvenaria exteriores, presentes nas fachadas e empenas dos edifícios pombalinos,

possuem uma espessura elevada e uma boa resistência à compressão, tendo um papel essencial na absorção dos esforços originados pela ação sísmica, desde que a rigidez do pavimento seja suficiente para permitir a distribuição das ações horizontais.

Por ser constituída por “unidades” pétreas ou cerâmicas separadas por juntas de argamassa, as descontinuidades tornam a alvenaria um material fortemente anisotrópico. Assim, na análise de paredes de alvenaria a escala da modelação é relevante. Em função da precisão da análise requerida podem ser definidos três tipos de modelos [17], representados na figura 3.1:

- Micro modelação detalhada (a)- considera as unidades de alvenaria, a argamassa e as superfícies de interação;
- Micro modelação simplificada (b)- considera apenas as unidades, que se relacionam entre si pelas superfícies de interação (juntas de espessura nula);
- Macro modelação (c)- considera um elemento contínuo equivalente, simulando a alvenaria como um material homogéneo isotrópico contínuo

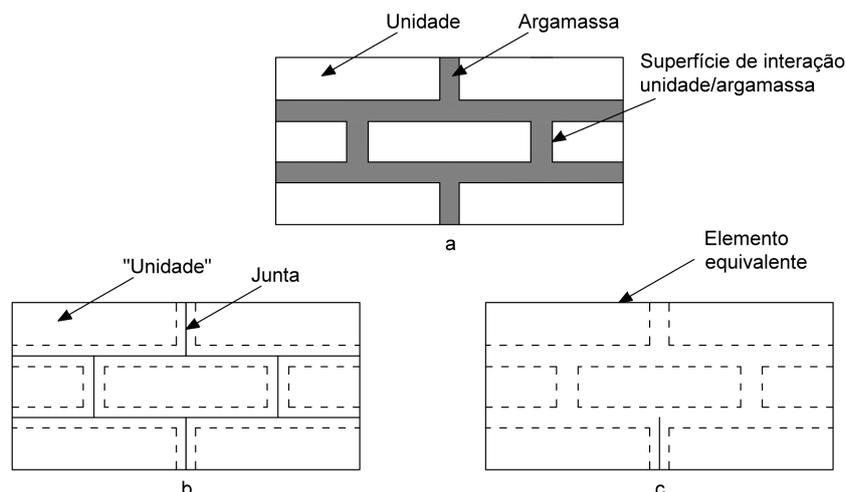


Figura 3.1: Tipos de modelos para paredes de alvenaria (adaptado de [17])

A análise com macro elementos é menos precisa, mas requer menor esforço de modelação, permitindo modelar as paredes como estruturas planas.

Utilizando o programa SAP2000, as paredes exteriores podem ser modeladas como elementos *shell*, com formulação de placa espessa (Reissner/Mindlin), podendo resistir a esforços de corte (em alternativa à formulação de placa fina segundo a formulação de Kirchoff, que despreza a deformação por esforço transversal) [3].

### Paredes interiores

As paredes interiores da “gaiola” Pombalina eram formadas por elementos lineares de madeira ligados entre si, formando cruzes de Sto. André. Como as ligações entre estes elementos eram realizadas através de pregos e encaixes, assume-se que não são capazes de transmitir momentos fletores, justificando-se a sua modelação como barras bi-rotuladas.

Quando sujeitas a ações horizontais, uma das diagonais encontra-se comprimida, e a outra tracionada. Na presença de ação sísmica, o destacamento das diagonais tracionadas dá-se na fase inicial da deformação do painel, podendo desprezar-se o contributo da diagonal tracionada na resistência da parede. De forma a simular esse efeito, optou-se por manter as duas diagonais, reduzindo para metade o seu módulo de elasticidade [14].

O preenchimento dos espaços vazios nas paredes de frontal era feito através de uma argamassa de cal, pequenas pedras e elementos cerâmicos parcialmente provenientes dos escombros originados pelo terramoto, sendo por fim rebocadas e estucadas em ambas as faces [23]. A modelação destes triângulos de alvenaria no SAP2000 pode ser feita utilizando elementos *shell*. No entanto, ensaios experimentais revelaram que mesmo para pequenos deslocamentos ocorre o destacamento da alvenaria da estrutura de madeira, pelo que a sua modelação no programa de elementos finitos conduz a uma rigidez global da parede demasiado elevada. Deste modo, é apenas considerada a massa da alvenaria de preenchimento. Em vez de se atribuir massas adicionais, introduz-se um acréscimo de massa e peso dos elementos de madeira dos frontais [24].

A ligação dos frontais à alvenaria das fachadas e das empenas pode ser feita considerando barras bi-rotuladas entre o prumo extremo do frontal e o prumo de ligação na alvenaria, compatibilizando apenas os deslocamentos dos elementos.

Além destas paredes, existem outras apenas com função divisória, designadas por paredes de tabique, que por não terem função estrutural podem ser desprezadas na modelação e consideradas apenas como peso adicional ao nível do pavimento.

### **Pavimento**

Os pavimentos eram executados com uma estrutura em madeira solidária com a estrutura da gaiola, permitindo receber as cargas do piso e transmiti-las às paredes resistentes.

Tanto os barrotes como os tarugos do pavimento podem ser modelados no SAP2000 através de elementos viga ligados entre si e à restante estrutura da gaiola. A modelação dos tarugos é bastante relevante para o comportamento global da estrutura, prevenindo o aparecimento de modos de vibração locais no piso e aumentando a frequência de vibração do edifício [24].

Sobre a estrutura do pavimento eram pregadas tábuas de solho, também de madeira. Ao contrário do que acontece com as lajes de betão armado, análises experimentais realizadas concluíram que devido às descontinuidades e falta de ligação entre as tábuas de solho, este tipo de pavimento é bastante flexível. Deste modo, ao modelar as tábuas do pavimento com a sua espessura real através de elementos casca contínuos dá-se origem a um piso muito mais rígido que o que existe na realidade, não tendo por essa razão sido incluídas no modelo elástico. Um estudo mais detalhado sobre a rigidez do pavimento foi realizado por Valluzzi *et al.* [32], e encontra-se descrito no capítulo 5.

### **Escadas**

As escadas deste tipo de edifício eram originalmente constituídas por uma estrutura semelhante às paredes de frontal. No entanto, construções posteriores foram construídas com uma estrutura de madeira leve, sem cruces de Sto. André e apoiadas nas 4 paredes de frontal que constituíam a caixa de escadas, não contribuindo de forma significativa para o aumento da rigidez do edifício.

Desta forma, justifica-se considerar apenas uma carga distribuída nas paredes de frontal envolventes da escada em vez de as modelar diretamente no programa.

### **Fundações**

Num caso geral, as fundações de um edifício são modeladas num programa de análise de elementos finitos através de molas elásticas, de forma a simular a deformabilidade do solo. A definição das molas implica o conhecimento das características do solo e das fundações existentes no edifício, o que não sucede no presente caso.

De forma simplificada, tendo em conta a idade deste tipo de edifícios e, no caso que será analisado, a sua localização, pode-se admitir que correspondem a um solo duro bastante consolidado, o que torna viável a utilização de apoios simples colocados na base dos elementos do piso térreo para modelar as fundações [24].

### **Cobertura**

A cobertura, composta por uma estrutura de asnas em madeira, telhado e forro, encontra-se simplesmente apoiada no contorno deste tipo de edifícios, não contribuindo para o aumento da rigidez.

Deste modo, a cobertura não é diretamente modelada no programa, sendo necessário considerar apenas o seu peso, aplicado como uma carga distribuída nas paredes de alvenaria exteriores de acordo com a sua área de influência.

## **3.1.2 Modelação das ações**

O passo seguinte da modelação consiste na definição das ações presentes na estrutura. Estas incluem o peso próprio dos elementos estruturais e de outros elementos (cobertura, escadas e pavimentos), as sobrecargas de utilização e a ação sísmica.

### **Elementos estruturais**

A massa dos elementos estruturais não é aplicada diretamente no modelo, sendo calculada pelo SAP2000 com base nas propriedades das secções (área da secção e densidade do material constituinte). As únicas cargas permanentes aplicadas correspondem aos elementos não estruturais - a cobertura, escadas e pavimento.

### **Cargas no piso**

Uma vez que os pavimentos não foram diretamente modelados, de forma a prevenir a ocorrência de modos de vibração locais no pavimento, as sobrecargas de utilização distribuídas pelos pavimentos foram aplicadas como cargas pontuais nas paredes estruturais, de acordo com as áreas de influência de cada parede.

### **Ação sísmica**

As duas componentes horizontais ortogonais da ação sísmica, (consideradas independentes) foram quantificadas de acordo com o Eurocódigo 8 [2], através do espectro de resposta elástica da aceleração

à superfície do terreno. Este espectro de resposta é definido por um conjunto de funções dependentes de um conjunto de fatores, sendo de especial importância a zona sísmica, a classe de importância da estrutura e o tipo de solo.

### **Combinação da ação sísmica com as outras ações**

A combinação em que a ação base é a ação sísmica é a seguinte:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Onde:

$E$  - Valor de dimensionamento da ação sísmica

$G_1$  - Cargas permanentes estruturais

$G_2$  - Cargas permanentes não estruturais

$P$  - Pré-esforço

$\psi_{2,i}$  - coeficiente de combinação

$Q_{k,i}$  - Cargas variáveis

Segundo o EC1, o valor a usar para o coeficiente  $\psi_{2,i}$  referente às sobrecargas para edifícios habitacionais é de 0,3 para os pisos e de 0,0 para a cobertura.

## **3.2 Aplicação da análise linear a um caso de estudo**

Nas secções seguintes descreve-se um exemplo de aplicação do procedimento descrito, utilizando um edifício real.

### **3.2.1 Conhecimento do edifício**

O edifício em estudo é uma estrutura Pombalina tardia, construído aproximadamente em 1880, localizado em Belém. Apesar de não ser idêntico aos edifícios que se encontram na Baixa Pombalina, possui a maioria das características principais deste tipo de edifícios - três pisos, paredes interiores em estrutura de alvenaria e madeira com cruces de Sto. André, paredes exteriores em alvenaria de espessura elevada, estrutura regular em plano e altura. Não apresenta, no entanto, abóbadas de pedra no piso térreo como se encontra em muitos edifícios da Baixa Pombalina.

O edifício é o último de um alinhamento de edifícios que se desenvolve ao longo da rua, existindo apenas uma construção com um piso térreo à sua esquerda pertencente ao lote do edifício, que foi incluída no modelo de análise linear.

A planta do piso térreo do edifício e o alçado da fachada encontram-se no Anexo 1, permitindo fazer a sua caracterização geométrica. As dimensões em planta são de 23 por 13 metros, e aproximadamente 10 metros de altura (excluindo a cobertura). O edifício possui a caixa de escadas no seu centro, sendo o resto da distribuição aproximadamente simétrica no eixo de simetria perpendicular à fachada. Na traseiras existem pequenas varandas, que foram ignoradas no modelo.

De acordo com o Eurocódigo 8 - parte 3 [2] são definidos 3 níveis de conhecimento da estrutura, indicados na tabela 3.1. Cada nível de conhecimento requer um certo número de inspeções aos elementos estruturais e amostras por piso, bem como o fator de confiança a adotar e o tipo de análises que se podem realizar.

Tabela 3.1: Nível de conhecimento da estrutura segundo o EC8 [2]

Conhecimento	Inspeções	Testes	Fator de confiança	Análises
Limitado	20% dos elementos	1 amostra por piso	1,35	Linear
Normal	50% dos elementos	2 amostras por piso	1,20	Todas
Total	80% dos elementos	3 amostras por piso	1,00	Todas

Aquando da realização de obras de reabilitação num dos apartamentos foi possível obter algumas informações sobre a geometria das paredes de frontal, mas as restantes características dos elementos estruturais são desconhecidas, não tendo sido recolhidas amostras nem realizados os ensaios necessários à sua correta caracterização. O grau de conhecimento da estrutura é deste modo bastante inferior ao conhecimento limitado, uma vez que não foram realizadas análises experimentais aos materiais.

O grau de conhecimento limitado apenas permite a utilização de métodos de análise linear (método das forças laterais e método de análise modal por espetro de resposta), não sendo possível efetuar análises não lineares como a análise *pushover*. Apesar desta limitação e de forma a poder exemplificar a aplicação dos métodos de análise descritos na presente dissertação optou-se por adotar valores a partir de bibliografia disponível. Deste modo, as características dos materiais e das secções foram obtidas a partir de valores presentes na bibliografia disponível, e a validação das características atribuídas foi feita comparando os resultados numéricos com resultados experimentais descritos na secção seguinte.

### 3.2.2 Estudos já realizados no edifício

O edifício em questão já foi previamente estudado por Giordano [14], que realizou uma análise linear tridimensional no edifício, seguida da análise *pushover* da parede de fachada e a avaliação de possíveis mecanismos locais de colapso.

Enquanto que as análises *pushover* da fachada e dos mecanismos locais foram realizadas de forma detalhada, a análise linear tridimensional apresentava algumas limitações na modelação, não tendo sido analisado o comportamento não linear das paredes de frontal nem a influência da rigidez do piso na resistência do edifício. Desta forma, os estudos efetuados por Giordano serviram como base de estudo e de aplicação dos métodos introduzidos na presente dissertação.

### 3.2.3 Resultados experimentais

Em Fevereiro de 2016 foi realizada por Cismasiu uma campanha experimental de ensaios de vibração ambiental [8] visando a identificação modal da estrutura, com o objetivo de determinar as suas características dinâmicas (frequências e modos de vibração). Neste tipo de ensaio não existe um controlo sobre as ações aplicadas na estruturas, sendo induzidas através de ações dinâmicas a que a estrutura está habitualmente sujeita (vento, atividade humana, entre outras). As medições são realizadas para amplitudes de vibração muito baixas e deformação dos pisos muito reduzida, podendo-se nestas circunstâncias admitir um comportamento de piso rígido.

Deste modo, a calibração e verificação das características do modelo de elementos finitos pode ser realizada comparando os resultados experimentais com o modelo elástico tridimensional da estrutura considerando pisos rígidos de forma a que as frequências de vibração obtidas através do modelo numérico se aproximem das frequências registadas. A figura 3.2 mostra o processo iterativo utilizado no processo de ajuste do modelo.

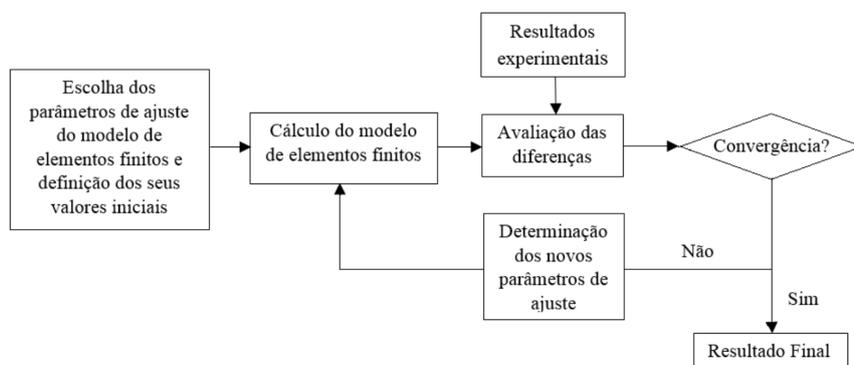


Figura 3.2: Processo iterativo de ajuste do modelo [21]

No presente caso foram realizadas medições num apartamento do primeiro piso do edifício, utilizando 17 localizações para a colocação dos acelerómetros nos pisos e na caixa de escadas. O 1º modo de vibração foi identificado com uma frequência de 6,44 Hz na direção transversal à fachada do edifício (y), associado à deformada da caixa de escada nessa direção (visível na figura 3.3). O amortecimento obtido (1,274%) é muito baixo, associado à vibração de amplitude muito reduzida durante os ensaios. Os resultados obtidos permitiram, como se evidenciará na secção 3.2.6, calibrar os parâmetros representativos do comportamento elástico linear da estrutura.

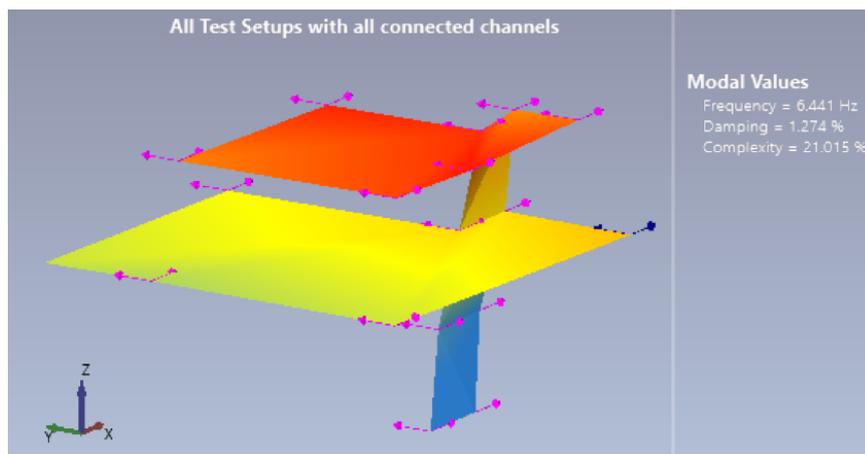


Figura 3.3: Primeiro modo de vibração identificado nos ensaios experimentais de medição ambiente [8]

### 3.2.4 Elementos estruturais, cargas permanentes e sobrecargas

#### Paredes exteriores

As paredes exteriores do edifício, construídas em alvenaria de pedra, têm uma espessura de 0,73 metros. Não foi possível realizar ensaios nem observar a alvenaria nas paredes exteriores, tendo sido usados no modelo base da estrutura os valores da tabela 3.2, baseada na tabela C8A.2.1 da Circolare 2 da NTC [22], referentes a uma parede de pedra aparelhada com boa ligação (*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*).

Tabela 3.2: Características da alvenaria das paredes exteriores (adaptado de [22])

<b>Parede de pedra aparelhada com boa ligação</b>		
Módulo de elasticidade [MPa]	$E$	1740
Módulo de distorção [MPa]	$G$	725
Densidade [kN/m <sup>3</sup> ]	$w$	21

A massa das paredes exteriores é calculada com a seguinte expressão:

$$pp = w \cdot h \cdot t = 21 \cdot 3,18 \cdot 0,73 = 47,4 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

Onde  $h$  é a altura entre pisos [m] e  $t$  a espessura da parede [m].

A figura 3.4 apresenta a modelação das paredes exteriores de alvenaria feita com o programa SAP2000.

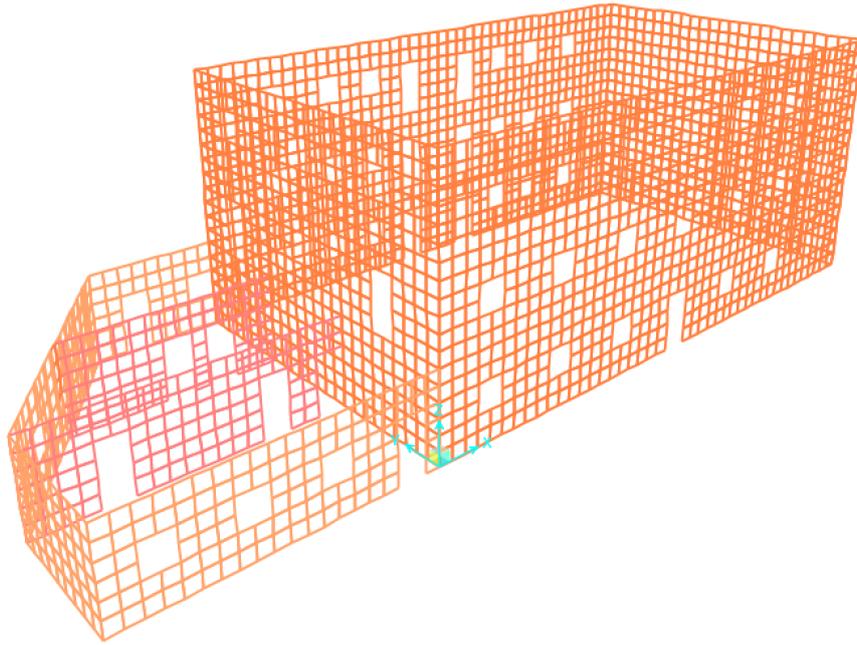


Figura 3.4: Modelo das paredes de alvenaria

### **Paredes interiores**

As paredes de frontal do edifício, constituídas por uma estrutura de madeira com cruces de Sto. André preenchidas com alvenaria, têm aproximadamente  $1 \text{ m}^2$  por painel mas secção desconhecida. Para proceder ao estudo das paredes assumiram-se secções de madeira de dimensões típicas usadas neste tipo de construção. A partir do conhecimento da espessura final das paredes (20 cm), descontados o fasquiado e o estuque (aproximadamente 4 cm em cada face), as secções de madeira estrutural deverão ter uma largura de 12 cm. Foi adotada para os prumos e travessas uma secção de  $10 \times 12 \text{ cm}^2$ , e para as diagonais de  $8 \times 12 \text{ cm}^2$  (semelhante às secções usadas nos modelos estudados por Gonçalves [15]).

Na figura 3.5 apresenta-se um exemplo de uma parede de um piso, com 3,18 metros de altura e 2,0 metros de comprimento.

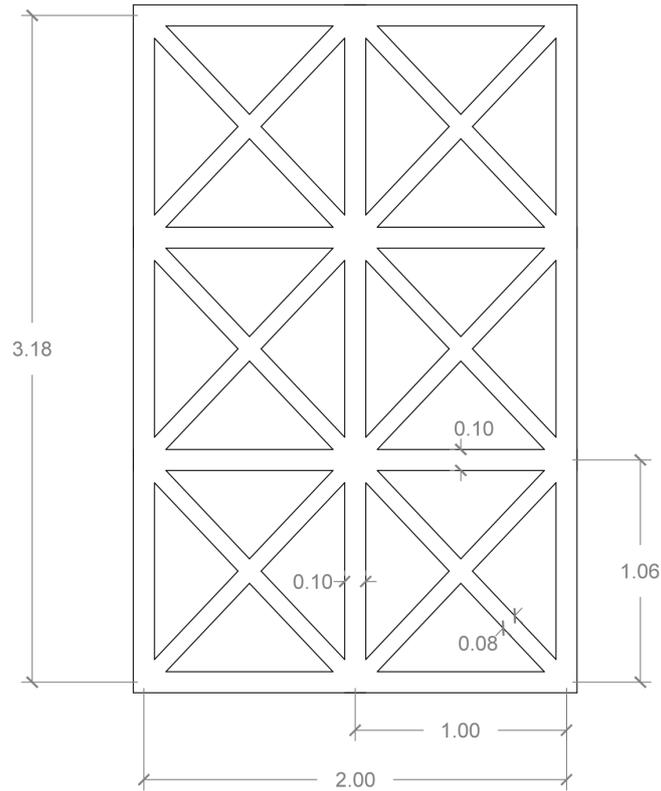


Figura 3.5: Dimensões da parede de frontal 2x3 de um piso [m]

A madeira usada na construção pombalina era geralmente pinho bravo (*Pinus Pinaster*). Admitiu-se que as propriedades da madeira existente são semelhantes a uma madeira de classe E definida pelo LNEC [27]. A tabela 3.3 apresenta os valores utilizados na caracterização da madeira.

Tabela 3.3: Características da madeira das paredes de frontal

<b>Madeira classe E</b>		
Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras [MPa]	$f_{c,0,k}$	18
Módulo de elasticidade [GPa]	$E$	12
Densidade [ $\text{kg/m}^3$ ]	$\rho$	580
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,2

Os valores adotados para a alvenaria de preenchimento das paredes de frontal foram os mesmos usados noutros estudos [20], tendo-se assumido a densidade da alvenaria igual a  $22 \text{ kN/m}^3$ .

Como referido na secção 3.1.1, em vez de se modelar a alvenaria optou-se por aumentar a densidade dos elementos de madeira dos frontais de forma a obter uma estrutura de madeira equivalente com a mesma massa do painel preenchido.

A figura 3.6 apresenta a estrutura da gaiola pombalina modelada no SAP2000.

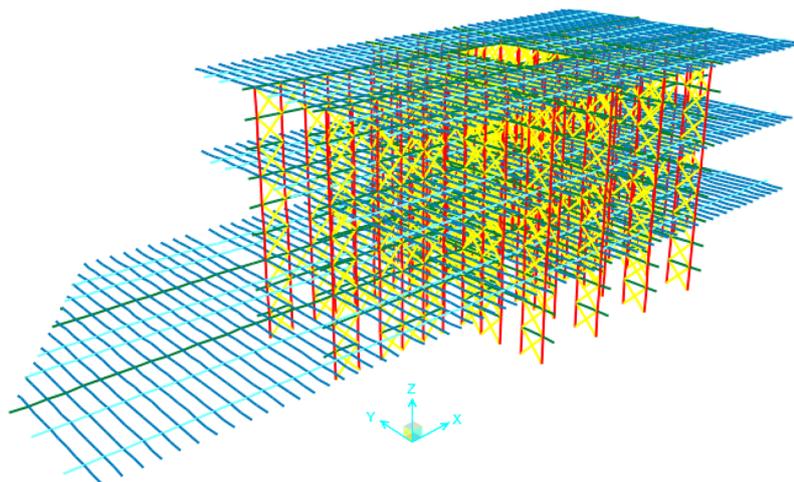


Figura 3.6: Modelo final da gaiola pombalina

### **Pavimento**

O pavimento, constituído por barrotes de dimensão  $16 \times 8 \text{ cm}^2$ , espaçados entre si 50 cm para coincidirem com as paredes de frontal; tarugos, de secção  $8 \times 8 \text{ cm}^2$ , colocados perpendicularmente aos barrotes; tábuas de solho em pinho com 2 cm de espessura; e forro do peso inferior tem uma massa total de  $0,62 \text{ kN/m}^2$ . Como referido no capítulo anterior, as tábuas do pavimento não foram modeladas, tendo sido apenas aplicado o seu peso na estrutura.

### **Cobertura**

De acordo com as Tabelas Técnicas de Vicente Ferreira e Brazão Farinha [10], assumiu-se para a cobertura, incluindo telhas, estrutura e forro um peso total de  $1,85 \text{ kN/m}^2$ , que distribuído no contorno do edifício equivale a uma carga de  $7,37 \text{ kN/m}$ .

### **Escadas**

Apesar das escadas não terem sido incluídas como elementos estruturais no modelo, foi calculada a sua massa e distribuída nas paredes de frontal envolventes. Admitiu-se um vigamento de secção  $0,20 \times 0,30 \text{ m}^2$ , suportando as escadas compostas por patins e espelho em madeira com 2 cm de espessura. O peso total das escadas é de  $0,88 \text{ kN/m}^2$ .

### **Sobrecargas**

A carga variável foi adotada seguindo os valores indicados no Eurocódigo 1 [1], de  $2 \text{ kN/m}^2$  para os pavimentos e  $4,0 \text{ kN/m}^2$  para as escadas.

### **Resumo**

A tabela 3.4 resume as ações consideradas na estrutura, descritas neste capítulo. Na figura 3.7 encontra-se o modelo final da estrutura utilizado no programa SAP2000.

Tabela 3.4: Cargas aplicadas na estrutura

<b>Cargas permanentes</b>		
Elemento	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
Paredes exteriores	-	47,40
Paredes de frontal	-	7,60
Pavimento	0,62	-
Cobertura	1,85	7,37
Escadas	0,88	0,70
<b>Cargas variáveis</b>		
Piso	2,0	-
Escadas	4,0	-

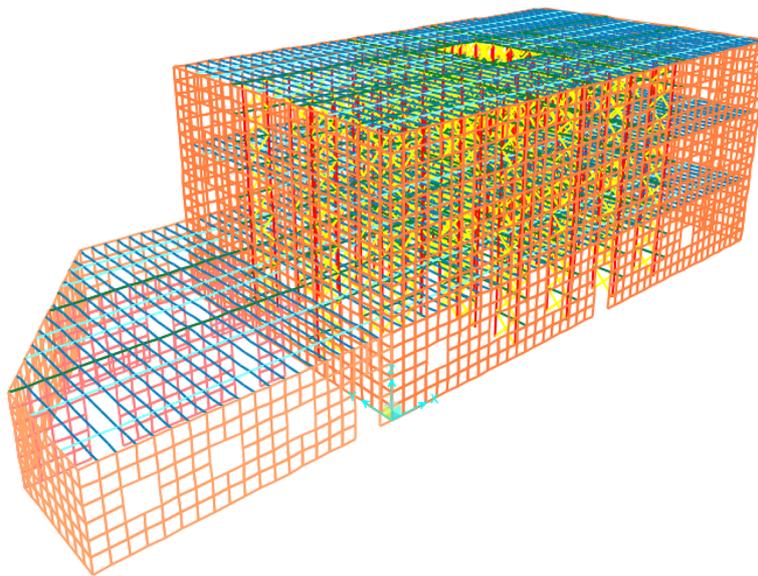


Figura 3.7: Modelo final da estrutura

### 3.2.5 Ação sísmica

Como indicado em 3.1.2, a ação sísmica é considerada através de um espectro de resposta. Na norma Portuguesa são definidos dois tipos de espectro, correspondentes a dois tipos possíveis de sismo. O espectro de tipo 1 corresponde a sismos de grande magnitude com epicentro distante na zona do Atlântico, enquanto que o tipo 2 corresponde a sismos de menor magnitude com epicentro potencialmente mais perto da zona de Lisboa. Na presente dissertação, face às frequências próprias da estrutura, já tendo em conta a sua resposta não linear, foi apenas considerada a acção de tipo 1, apesar de num estudo real ser necessário ter em conta os dois casos, considerando o mais desfavorável para a estrutura em estudo.

Os parâmetros utilizados para a definição do espectro encontram-se na tabela 3.5, tendo sido semelhantes aos usados por Giordano [14], uma vez que se trata do mesmo edifício em estudo, e como consequência, a mesma localização e tipo de terreno.

Tabela 3.5: Parâmetros de definição do espectro de resposta (ação tipo 1)

<b>Parâmetros independentes</b>	
Zona sísmica	1.3
$a_{gr}$ [ $m/s^2$ ]	2,5
Classe importância	1
Período de retorno [anos]	50
Tipo de solo	C
Coeficiente de comportamento $q$	1,5
<b>Parâmetros dependentes</b>	
S	1,6
$T_b$ [s]	0,1
$T_c$ [s]	0,6
$T_d$ [s]	2,0

A capacidade da estrutura dissipar parte da energia sísmica é tida em conta na definição do espectro de projeto, reduzindo o espectro elástico através de um coeficiente de comportamento  $q$ . Foi utilizado um coeficiente igual a 1,5 como indicado no EC1 para este tipo de edifícios. Apesar da norma italiana permitir adotar um valor superior para  $q$ , tal escolha assume uma elevada capacidade dissipativa da estrutura e implica um estudo mais detalhado dos materiais e ligações dos elementos estruturais existentes.

### 3.2.6 Resultados da análise modal com piso rígido

De acordo com a secção 3.2.3, os resultados da análise modal do modelo do edifício com pisos rígidos foram usados para calibrar as características dos elementos estruturais do edifício, quando comparados com os resultados dos ensaios experimentais realizados anteriormente.

Na figura 3.8 apresentam-se os 4 primeiros modos de vibração, e na tabela 3.6 as frequências e a massa participante dos primeiros nove modos na direção  $x$  e  $y$  ( $U_x$  e  $U_y$ , respetivamente). O primeiro modo de vibração é na direção  $y$  (transversal à fachada), confirmando que a estrutura é mais flexível nesta direção devido à menor quantidade de paredes de frontal e ao menor comprimento do edifício nessa direção. O segundo modo corresponde à deformada da estrutura na direção  $x$ , enquanto que o terceiro modo é relativo à rotação do edifício, e o quarto modo diz respeito ao segundo modo de vibração na direção  $y$ . A frequência do primeiro modo é de 6,76 Hz, aproximando-se dos resultados experimentais obtidos (6,44 Hz na mesma direção), o que permite considerar como válidas as hipóteses usadas na caracterização dos elementos do edifício obtidas a partir da bibliografia utilizada. A estas frequências corresponde a adoção de um módulo de elasticidade para a alvenaria de 770 MPa, valor que se considera dentro dos valores admissíveis.

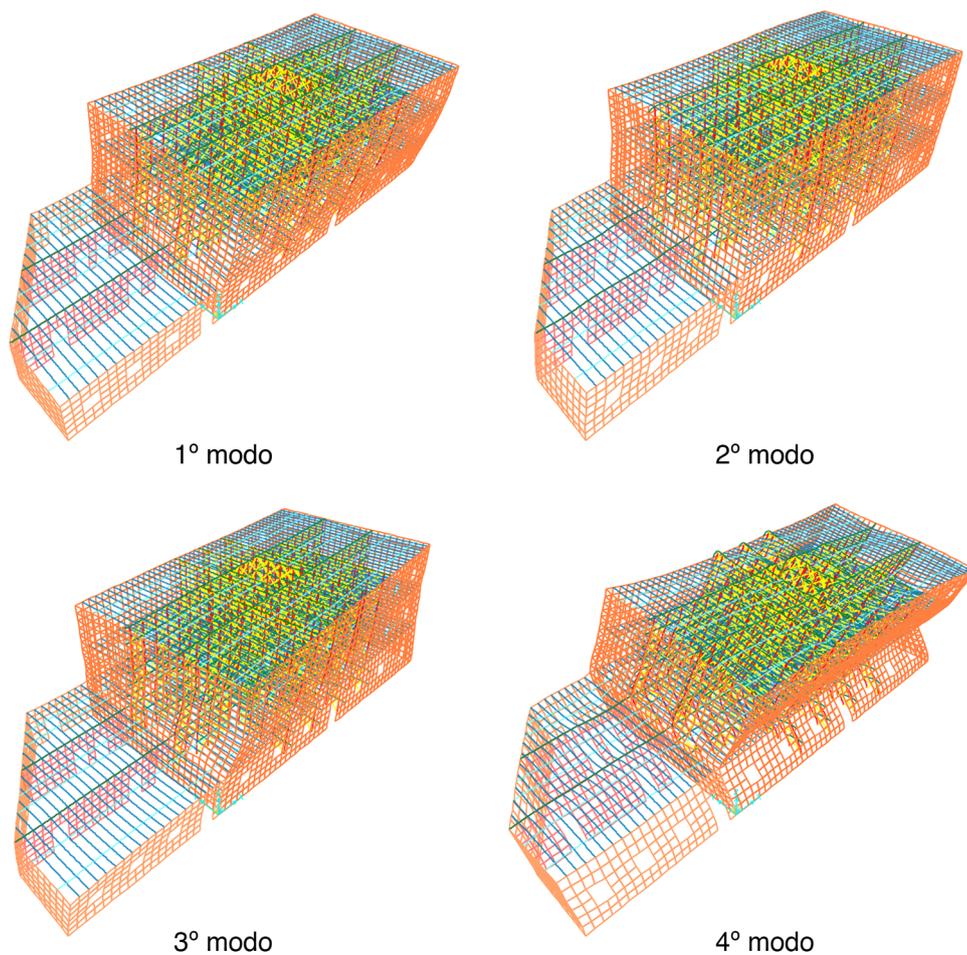


Figura 3.8: 4 primeiros modos de vibração do modelo do edifício com diafragma rígido

Tabela 3.6: Informação modal do modelo com pisos rígidos

Modo	T [s]	f [Hz]	$U_x$	Sum $U_x$	$U_y$	Sum $U_y$
1	0,148	6,77	0,011	0,011	0,855	0,855
2	0,129	7,75	0,872	0,883	0,008	0,864
3	0,102	9,78	0,000	0,883	0,005	0,869
4	0,052	19,16	0,004	0,887	0,110	0,978
5	0,049	20,58	0,109	0,997	0,007	0,986
6	0,041	24,45	0,001	0,998	0,012	0,998
7	0,036	28,12	0,000	0,998	0,002	1,000
8	0,033	29,97	0,002	1,000	0,000	1,000
9	0,024	41,80	0,000	1,000	0,000	1,000

### 3.2.7 Resultados da análise modal com piso deformável

Nesta secção descrevem-se os resultados da análise modal do modelo da estrutura sem considerar a rigidez dos pisos, bem como uma descrição dos primeiros 8 modos de vibração, juntamente com a

frequência de cada modo e massa participante nas direções x e y. A tabela 3.7 apresenta os períodos e frequências próprias dos primeiros 10 modos de vibração, bem como a correspondente massa participante nas direções x e y.

Os dois primeiros modos correspondem a deslocamentos da estrutura na direção y, e ocorrem entre as paredes exteriores e a caixa de escada. Estes resultados permitem confirmar a importância da caixa de escada na contenção da estrutura. A falta de piso rígido e o maior espaçamento das paredes de frontal dá origem a grandes deformações das paredes de fachada para fora do seu plano. No primeiro modo (figura 3.9) os deslocamentos dos dois lados são anti-simétricos, enquanto que no segundo modo (figura 3.10) se deslocam na mesma direção.

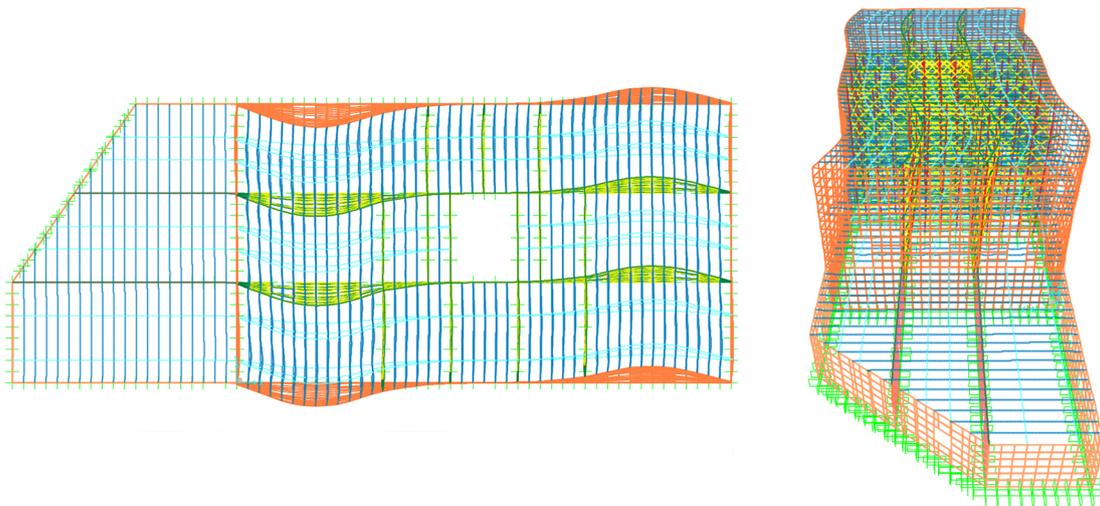


Figura 3.9: 1º modo de vibração -  $f = 3,15$  Hz;  $UX = 0,00$ ;  $UY = 0,009$

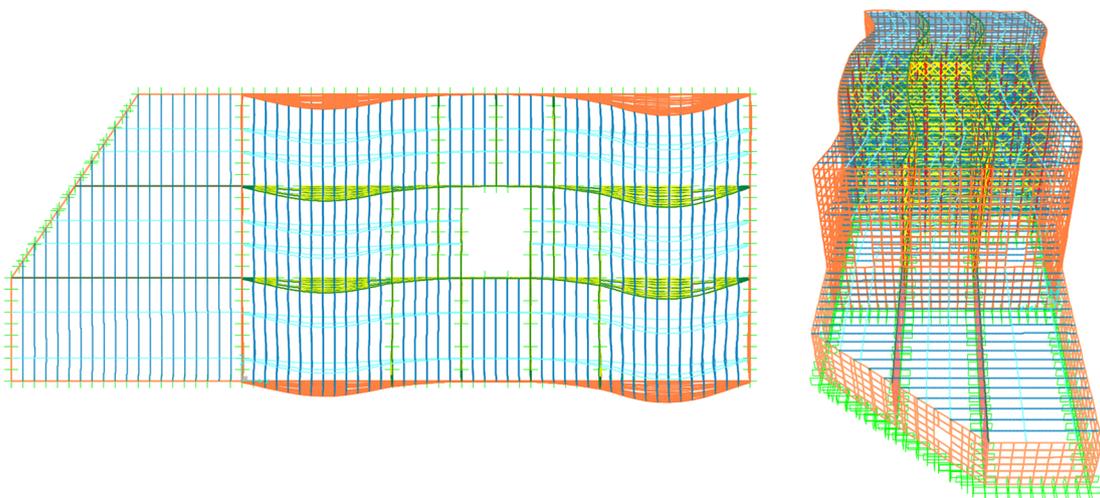


Figura 3.10: 2º modo de vibração -  $f = 3,17$  Hz;  $UX = 0,00$ ;  $UY = 0,285$

O terceiro modo (figura 3.11) consiste no deslocamento de toda a estrutura na direção x. Verifica-se que as deformações das empenas são menores nos pontos de interseção com as paredes de frontal interiores, atuando como molas que aumentam a rigidez da parede para ações fora do seu plano.

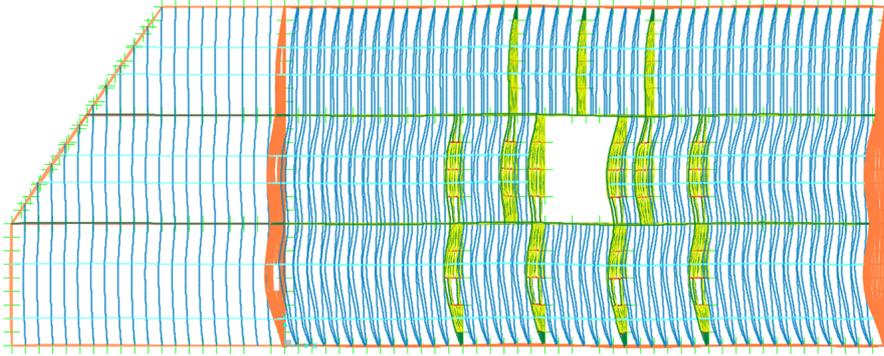


Figura 3.11: 3º modo de vibração -  $f = 4,74$  Hz;  $UX = 0,344$ ;  $UY = 0,00$

O quarto modo (figura 3.12) é novamente um modo anti-simétrico, mas na direção  $x$ .

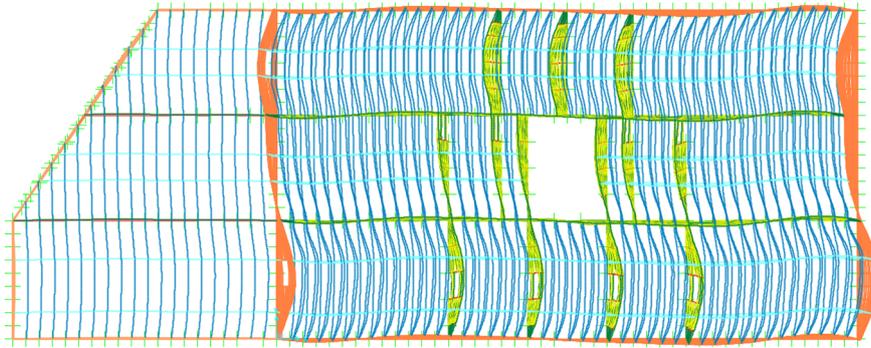


Figura 3.12: 4º modo de vibração -  $f = 5,25$  Hz;  $UX = 0,016$ ;  $UY = 0,00$

No quinto modo (figura 3.13) pode observar-se a translação da caixa de escadas na direção  $y$ , e levando à deformação do resto do piso. As paredes de empena mantêm-se praticamente imóveis.

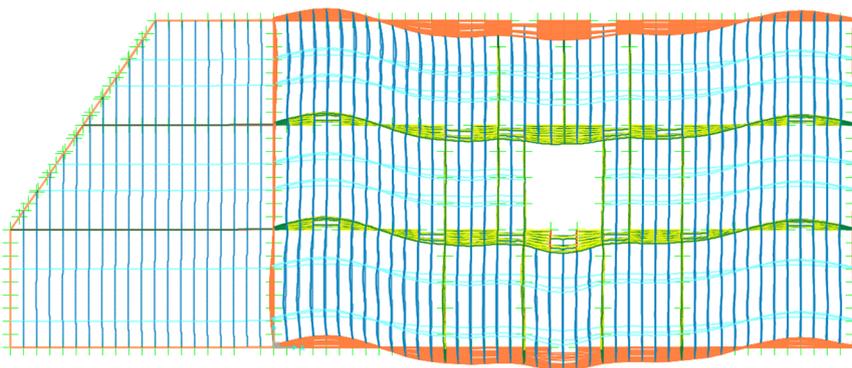


Figura 3.13: 5º modo de vibração -  $f = 5,43$  Hz;  $UX = 0,00$ ;  $UY = 0,081$

No sexto modo (figura 3.14) dá-se a torção da caixa de escada, levando a deformações mais complexas ao nível dos pisos e nas fachadas.

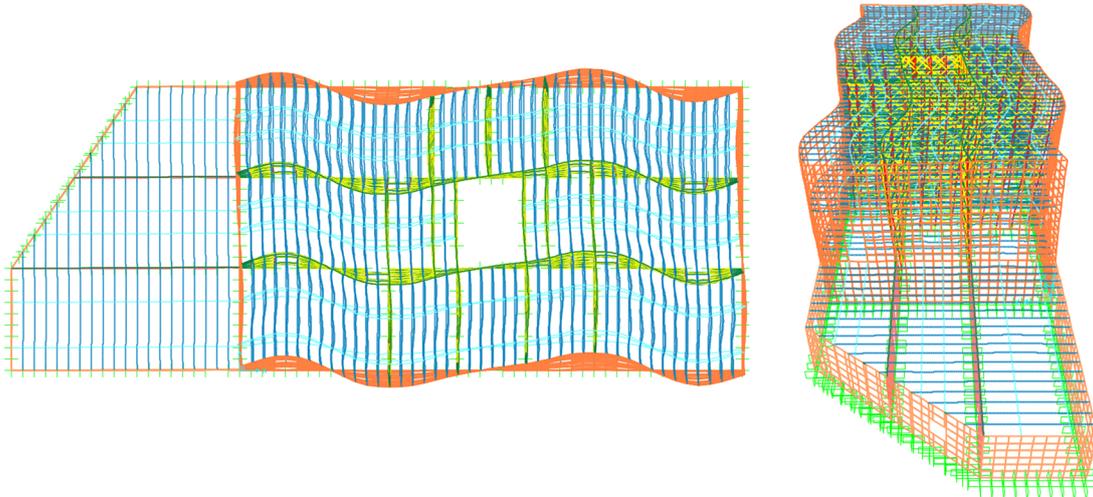


Figura 3.14: 6º modo de vibração -  $f = 5,64$  Hz;  $U_x = 0,006$ ;  $U_y = 0,001$

Tabela 3.7: Primeiros 25 modos de vibração com piso deformável

Modo	T [s]	f [Hz]	$U_x$	Sum $U_x$	$U_y$	Sum $U_y$
1	0,344	2,91	0,000	0,000	0,002	0,002
2	0,342	2,93	0,000	0,000	0,318	0,320
3	0,217	4,61	0,363	0,363	0,000	0,320
4	0,197	5,07	0,020	0,383	0,000	0,320
5	0,189	5,29	0,000	0,383	0,077	0,397
6	0,183	5,48	0,006	0,389	0,002	0,399
7	0,172	5,81	0,074	0,464	0,003	0,402
8	0,171	5,85	0,000	0,464	0,077	0,479
9	0,160	6,26	0,002	0,466	0,052	0,531
10	0,157	6,37	0,002	0,467	0,000	0,531

### 3.2.8 Comparação entre modelos com piso rígido e deformável

Da comparação visual entre os modos de vibração dos dois modelos analisados, pode-se observar a maior complexidade dos modos de vibração do modelo sem piso rígido, destacando-se a existência de deformações para fora do plano das paredes exteriores do edifício.

De forma a comparar o efeito das deformações, obteve-se com o programa SAP2000 o momento segundo o eixo horizontal no plano da fachada  $M_{22}$  devido à combinação com a ação sísmica, apresentado na figura 3.15. No caso da modelação sem piso rígido (figura 3.15a) ocorrem momentos elevados, associados a deslocamentos perpendiculares ao plano devido à falta de travamento da parede ao longo do seu comprimento, como exemplificado na figura 3.16a.

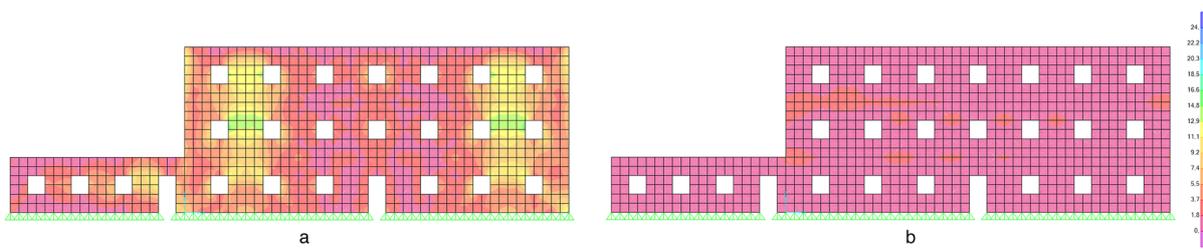


Figura 3.15: Momentos perpendiculares ao plano da fachada ( $M_{22}$ ). a) Piso flexível; b) Piso rígido

Estes resultados demonstram a importância do comportamento de “caixa” na distribuição de tensões e resistência das paredes exteriores. A existência de piso rígido (figura 3.16b) possibilita o travamento superior da zona central da parede, evitando a sua deformação para fora do plano e transmitindo as cargas para as paredes ortogonais, que passam a suportar a maior parte das forças horizontais nesta direção [5].

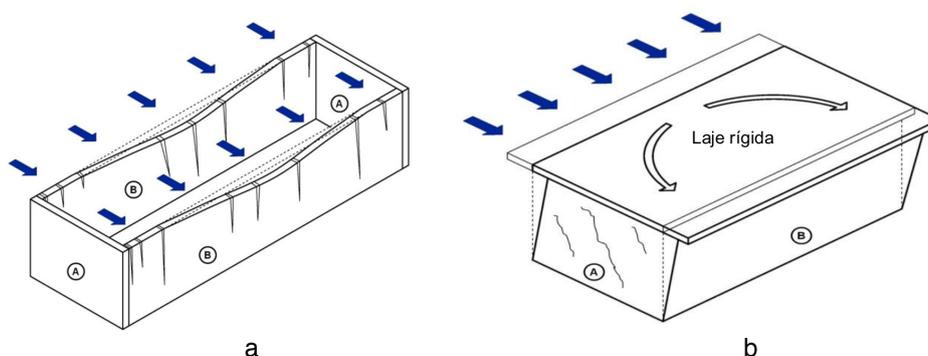


Figura 3.16: Comportamento para fora do plano em paredes compridas não contraventadas: a) sem laje rígida; b) com laje rígida [26]

Na tabela 3.8 encontram-se alguns resultados da análise linear, que serão utilizados como base de comparação para os capítulos seguintes. A segunda coluna diz respeito aos resultados obtidos com o modelo de pisos deformáveis, enquanto que na terceira encontram-se os resultados relativos à modelação com pisos rígidos. A identificação das paredes encontra-se na planta do edifício, apresentada no Anexo 1.

Tabela 3.8: Comparação de esforços e deslocamentos elásticos entre piso deformável e rígido

Piso	Flexível	Rígido
<b>Parede alvenaria (y=0)</b>		
$V_{base}$ [kN]	1275,3	1471,7
$M_{22,max}$ [kNm]	27,1	5,9
$\delta_{y,max}$ [m]	0,033	0,0048
$\delta_{x\ topo}$ [m]	0,0032	0,0034
$\delta_{x\ 0,1}$ [m]	0,0014	0,0014
$\delta_{x\ 1,2}$ [m]	0,0011	0,0015
$\delta_{x\ 2,3}$ [m]	0,0007	0,0005
<b>Parede frontal (y=4,5)</b>		
$V_{base}$ [kN]	918,2	410,8
$N_{max}$ [kN]	88,0	38,0
$\delta_{x\ topo}$ [m]	0,010	0,0034
$\delta_{x\ 0,1}$ [m]	0,0046	0,0014
$\delta_{x\ 1,2}$ [m]	0,0039	0,0015
$\delta_{x\ 2,3}$ [m]	0,0015	0,0005

onde:

$V_{base}$  é o valor total do corte na base de cada parede na direção x;

$M_{22,max}$  é o valor do momento perpendicular ao plano da fachada;

$\delta_{y,max}$  é o deslocamento máximo para fora do plano na parede de alvenaria;

$\delta_{x\ i,j}$  é o deslocamento relativo entre o piso i e j na direção da parede;

$N_{max}$  é o esforço axial máximo na diagonal comprimida da parede de frontal;

Novamente, é possível observar o contributo dos pisos rígidos na melhoria da resposta sísmica do edifício: o momento segundo o eixo horizontal no plano da fachada é bastante reduzido, associado ao menor deslocamento da parede; e o corte na base da parede de frontal diminui para menos de metade, bem como o esforço máximo nas diagonais comprimidas.

### 3.3 Conclusões

Relativamente à análise elástica tridimensional, é possível retirar as seguintes conclusões:

- A macro modelação dos elementos estruturais simplifica a criação do modelo de elementos finitos e a análise dos resultados;
- A dificuldade de realizar ensaios destrutivos *in situ* implica uma inspeção visual detalhada seguida de uma consulta na bibliografia disponível para obter os valores de resistência e elasticidade. As análises não destrutivas, como a medição da vibração ambiental para identificar os modos de vibração da estrutura, têm um papel essencial na calibração e validação dos modelos numéricos;

- As características da parede de alvenaria exterior foram obtidas a partir do conhecimento da técnica construtiva e da equivalência com a norma Italiana. Uma vez que os materiais utilizados e técnicas construtivas diferem entre os países, seria interessante a elaboração de análises experimentais em paredes de alvenaria Pombalina de forma a criar tabelas análogas para incluir nos regulamentos Portugueses;
- Os resultados da análise modal comprovam a influência dos pisos rígidos na prevenção dos modos locais de colapso e na distribuição dos esforços pelos elementos estruturais mais resistentes.

## Capítulo 4

# Análise não linear de paredes de frontal e de alvenaria de pedra

No presente capítulo são apresentadas metodologias de análise não linear, indicadas para o estudo das paredes dos edifícios de tipologia Pombalina quando sujeitas a ações horizontais no seu plano. Nas paredes de alvenaria de pedra seguiu-se a metodologia SAM, proposta por Magenes e Fontana [18], apresentando-se uma descrição resumida da mesma. Nas paredes de frontal foi realizado um estudo mais pormenorizado, utilizando um método proposto por Kouris e Kappos [16].

À semelhança dos capítulos anteriores, as metodologias apresentadas foram aplicadas ao caso de estudo.

### 4.1 Análise *Pushover*

As análises descritas na apresentação do estado da arte permitem concluir que o comportamento das paredes de frontal sujeitas a ações horizontais no seu plano é marcadamente não linear, caracterizado por uma rotura progressiva dos elementos da estrutura de madeira até ao colapso. Deste modo, o cálculo da capacidade última da parede requer uma análise mais detalhada, utilizando metodologias de análise não lineares.

Uma das metodologias de análise não linear propostas pelo Eurocódigo 8 [2] é a análise estática *pushover*, consistindo num aumento monotónico das forças horizontais aplicadas a uma estrutura de forma a verificar a sua resistência às ações sísmicas. As curvas de *pushover* resultantes da análise relacionam a reação de corte total na base do edifício com o deslocamento horizontal de um ponto de controlo, correspondendo a cada aumento da carga lateral um ponto, permitindo obter a denominada curva de capacidade da estrutura.

De acordo com o EC8, são definidos dois casos de distribuição vertical das forças laterais:

- Distribuição modal, tendo em conta a resposta dinâmica da estrutura numa configuração correspondente a um modo de vibração fundamental, originando um aumento da ação nos pisos

mais elevados;

- Distribuição uniforme, na qual as cargas são proporcionais à massa de cada piso independentemente da altura, simulando o comportamento do edifício quando sujeito a danos extensos. [12]

Para além da definição da curva de capacidade, o Eurocódigo 8 apresenta uma metodologia para calcular o deslocamento-alvo para a análise *pushover* a partir do espectro de resposta representativo da ação sísmica, permitindo avaliar o desempenho sísmico da estrutura para o estado limite último.

Esta metodologia assume que a resposta de uma estrutura com  $n$  graus de liberdade (nGDL) pode ser relacionada com a resposta obtida num sistema equivalente de um grau de liberdade (1GDL), implicando que a resposta é controlada apenas por um único modo e que a forma deste modo se mantém constante durante todo o historial da resposta. Desta forma, só pode ser aplicada para estruturas planas em que o primeiro modo de vibração seja dominante. A aplicação desta metodologia é feita da seguinte forma:

1. Modelação da estrutura, tendo em conta o comportamento não linear dos elementos estruturais;
2. Definição da ação sísmica através do espectro de resposta elástico com um fator de amortecimento de acordo com a estrutura considerada;
3. Obtenção da curva de capacidade resistente, relacionando a força de corte basal com o deslocamento do nó de controlo através da aplicação progressiva do padrão de carga lateral, até à formação do mecanismo de rotura;
4. Definição da estrutura inicial num sistema de 1GDL, através do coeficiente  $\Gamma$ , assumindo uma relação força-deslocamento elasto-plástica;
5. Análise do desempenho sísmico do sistema de 1GDL;
6. Cálculo e aplicação do deslocamento-alvo no topo da estrutura ( $d_t$ ) através de um incremento monotónico da ação horizontal no sistema de nGDL;
7. Avaliação do estado da estrutura para o deslocamento  $d_t$ .

## 4.2 Determinação do deslocamento alvo para a análise *pushover*

Como indicado na secção 4.1, para aplicar o método de análise proposto pelo EC8 é necessário definir a estrutura como um sistema equivalente com um grau de liberdade (1GDL). A figura 4.1 apresenta graficamente o processo de conversão utilizado.

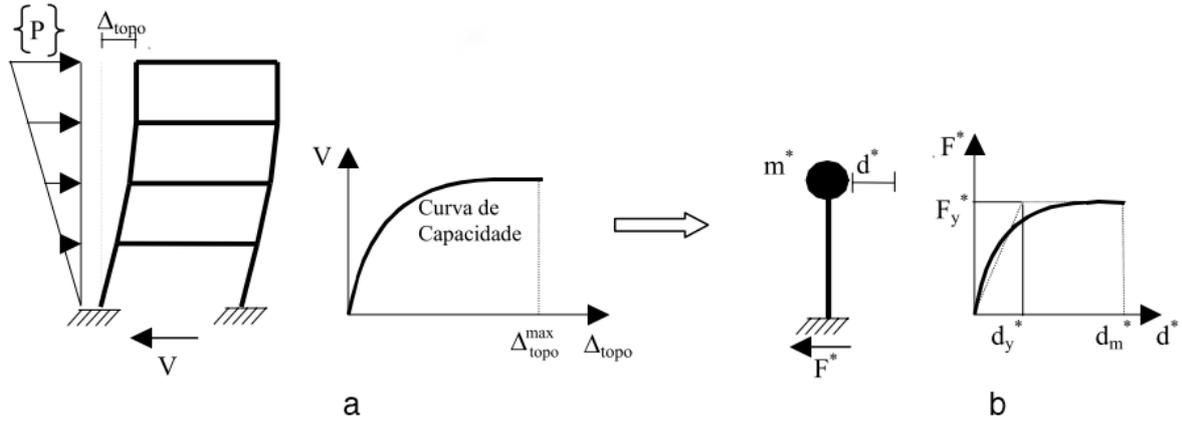


Figura 4.1: Conversão da curva de capacidade da estrutura (a) para o sistema de 1GDL equivalente (b) (Adaptado de [4])

A transformação da estrutura de nGDL num sistema de 1GDL equivalente é feita a partir do coeficiente de transformação  $\Gamma$ , dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.1)$$

onde  $m_i$  é a massa do piso  $i$ ,  $\phi_i$  são os deslocamentos dos pisos no modo fundamental de vibração, normalizados de forma a que  $\phi_n = 1$  ( $n$  representa o nível da cobertura), e  $m^*$  é a massa do sistema com 1GDL, dada por:

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (4.2)$$

A força  $F^*$  e o deslocamento  $d^*$  do sistema equivalente a 1GDL são dados por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.3)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.4)$$

Em que  $F_b$  e  $d_n$  são, respetivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com NGDL.

Para a definição da curva força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica, é assumida a força de cedência  $F_y^*$ , representando a força de corte na base para formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas, sendo o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade  $d_y^*$  obtido por:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.5)$$

Em que  $E_m^*$  representa a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico e  $d_m^*$  é o ponto a partir do qual se dá a formação do mecanismo plástico na estrutura.

O período  $T^*$  do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade é dado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.6)$$

O deslocamento-alvo  $d_{et}^*$  para uma estrutura com um comportamento elástico ilimitado é obtido a partir do espectro de resposta elástico para o período  $T^*$  do sistema com 1GDL ( $S_e(T^*)$ ), com a expressão:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (4.7)$$

A determinação do deslocamento-alvo  $d_t^*$  depende do período de vibração da estrutura, sendo definidas pelo EC8 estruturas de baixo período ( $T^* < T_c$ ) e estruturas de médio e longo período ( $T^* > T_c$ ).

Para  $T^* < T_c$ :

- Se  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$  a resposta é elástica, sendo  $d^* = d_{et}^*$ .

- Se  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$  a resposta é não linear, sendo necessário calcular  $d^*$ , com a expressão:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T} \right) \geq d_{et}^* \quad (4.8)$$

em que  $q_u$  é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado  $S_e(T^*)$  e na estrutura com resistência limitada  $F_y^*/m^*$ .

O deslocamento-alvo do nó de controlo no sistema com  $n$  graus de liberdade é obtido por:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (4.9)$$

## 4.3 Modelação não linear de paredes de frontal

### 4.3.1 Metodologia proposta por Kouris e Kappos

A metodologia proposta por Kouris e Kappos assenta no cálculo dos esforços e deslocamentos de cedência e últimos das paredes a partir de expressões empíricas baseadas nos coeficientes obtidos pelos autores, que dependem das suas características físicas e geométricas.

A aplicação do método é feita com os seguintes passos:

1. Discretização das paredes em painéis individuais;
2. Obtenção da carga vertical em cada painel;
3. Cálculo das características das rótulas plásticas não lineares;
4. Redução da rigidez das diagonais;
5. Definição das rótulas plásticas a aplicar em cada diagonal comprimida;
6. Análise *pushover* da estrutura.

### 4.3.2 Parâmetros definidores das forças e deslocamentos de cedência e últimos

De seguida, apresentam-se as expressões usadas para o cálculo dos parâmetros necessários para calcular os esforços e deslocamentos de cedência e últimos da parede.

### Expressão empírica para o cálculo da força de cedência

Para o comportamento global do painel, a força de cedência é determinada através da seguinte expressão empírica:

$$V_y = \lambda_{A,V_y} \lambda_{R,V_y} \lambda_{w,V_y} \lambda_{d,V_y} \lambda_{N,V_y} \cdot \phi_{V_y}(f_{ct}) \quad (4.10)$$

na qual os coeficientes de correção  $\lambda$  têm em conta a área do painel ( $\lambda_{A,V_y}$ ), a relação  $H/L$  ( $\lambda_{R,V_y}$ ), a espessura do painel ( $\lambda_{w,V_y}$ ), a largura das secções de madeira ( $\lambda_{d,V_y}$ ), o esforço axial atuante no painel ( $\lambda_{N,V_y}$ ), e  $\phi_{V_y}(f_{ct})$  é uma função que depende da resistência à compressão da madeira ( $f_{ct}$ ) em MPa. Todos os coeficientes são adimensionais e a função  $\phi_{V_y}(f_{ct})$ , obtida através de uma regressão linear, é (em kN):

$$\phi_{V_y}(f_{ct}) = 1,02 \cdot f_{ct} - 0,59 \quad (4.11)$$

Os coeficientes de correção  $\lambda_{i,V_y}$  são obtidos a partir das linhas de regressão da figura 4.2.

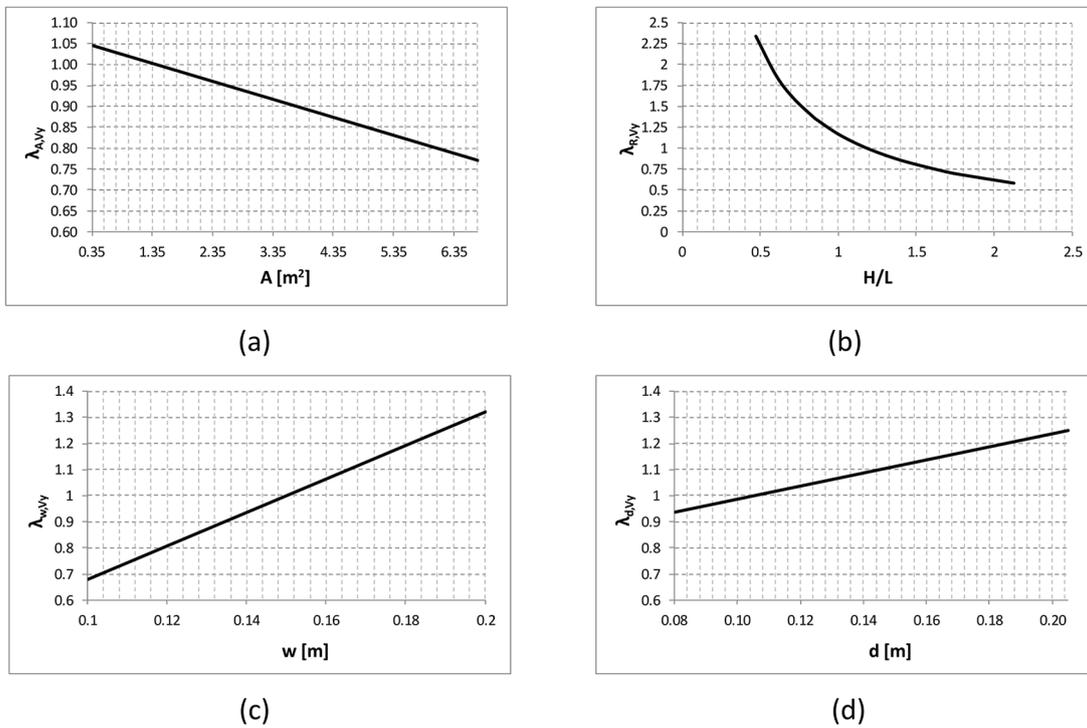


Figura 4.2: Coeficientes de correção  $\lambda_{i,V_y}$  para a determinação da força de cedência [16]

### Expressão empírica para o cálculo da força última

A força última  $V_u$  é determinada através da seguinte expressão empírica:

$$V_u = \max \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{A,V_u} \lambda_{R,V_u} \lambda_{w,V_u} \lambda_{d,V_u} \lambda_{N,V_u} \cdot \phi_{V_u}(f_{ct}) \\ V_y \end{array} \right. \quad (4.12)$$

Onde  $\lambda_{i,V_u}$  são coeficientes de correção semelhantes aos anteriormente apresentados e  $\phi_{V_u}(f_{ct})$  é uma função que depende da resistência à compressão da madeira ( $f_{ct}$ ), calculada através da expressão (em kN):

$$\phi_{V_u}(f_{ct}) = 1,31 \cdot f_{ct} + 0,03 \quad (4.13)$$

Os coeficientes de correção  $\lambda_{i,V_u}$  são obtidos a partir das linhas de regressão da figura 4.3.

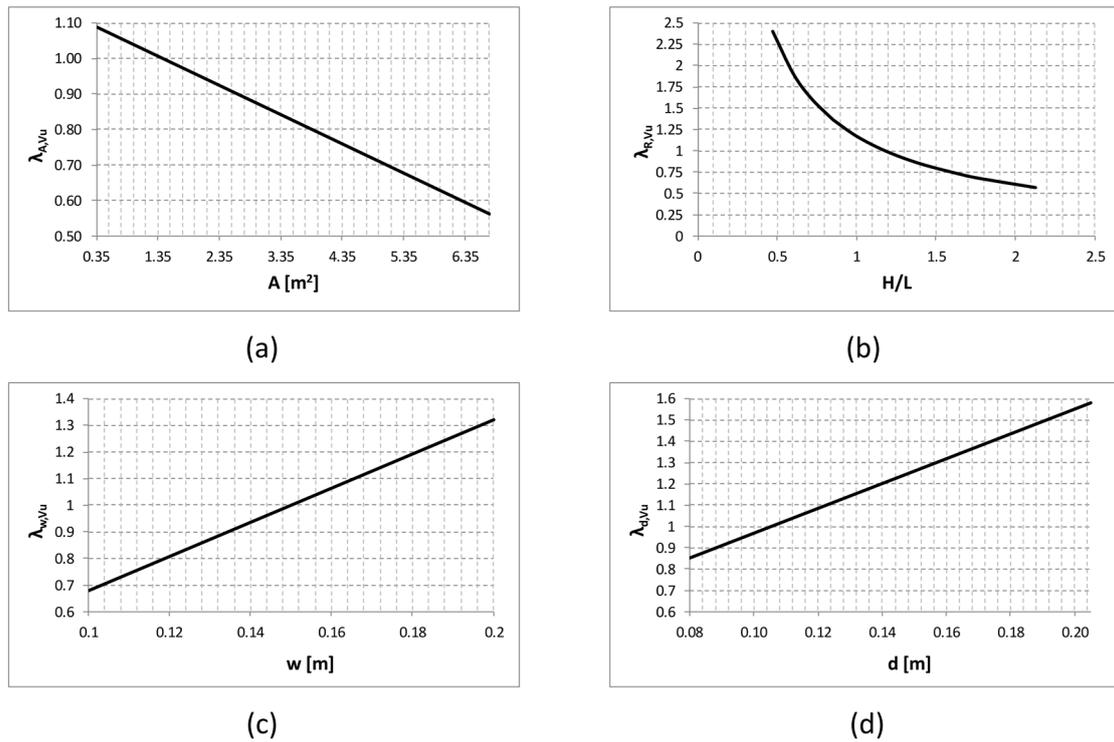


Figura 4.3: Coeficientes de correção  $\lambda_{i,V_u}$  para a determinação da força última [16]

### Expressão empírica para o cálculo do deslocamento de cedência

À semelhança dos esforços, os deslocamentos de cedência e último de um painel também estão relacionados com a sua geometria. No caso do deslocamento que corresponde à cedência do painel,  $\delta_y$ , é maioritariamente afetado pela sua área. A fórmula empírica de cálculo é dada por:

$$\delta_y = \lambda_{R,\delta_y} \lambda_{d,\delta_y} \cdot \phi_{\delta_y}(A) \quad (4.14)$$

onde  $\lambda_{R,\delta_y}$  é um coeficiente de correção que tem em conta a relação  $H/L$  do painel,  $\lambda_{d,\delta_y}$  a largura das secções de madeira, e  $\phi_{\delta_y}(A)$  é uma função que depende da área do painel, e é obtida através da seguinte expressão:

$$\phi_{\delta_y}(A) = 0,03 \cdot A + 0,74 \quad (4.15)$$

onde  $A$  é a área efetiva do painel em  $m^2$ . O coeficiente  $\lambda_{R,\delta_y}$  pode ser estimado através da figura 4.4, e  $\lambda_{d,\delta_y}$  pode ser considerado igual a 1 para valores de  $d$  entre 0,075 m e 0,20 m.

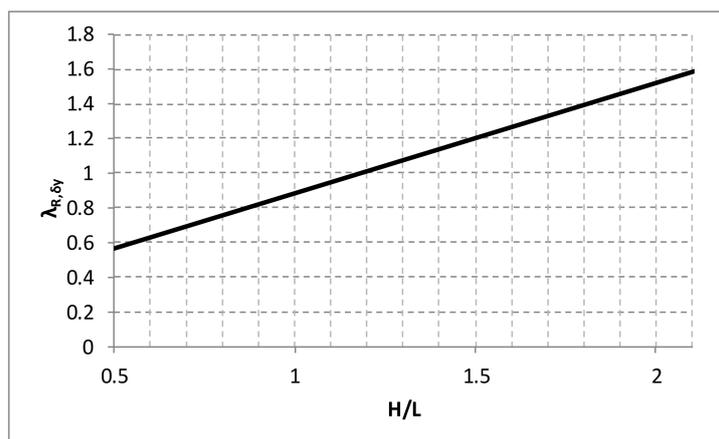


Figura 4.4: Coeficiente de correção  $\lambda_{R,\delta_y}$  para a determinação do deslocamento de cedência [16]

### Expressão empírica para o cálculo do deslocamento último

O deslocamento máximo do painel é afetado não só pela geometria do mesmo, como pelo carregamento vertical nele aplicado. A expressão que permite calcular o deslocamento último é:

$$\delta_u = \max \begin{cases} \lambda_{\xi,\delta_u} \lambda_{A,\delta_u} \lambda_{d,\delta_u} \lambda_{N,\delta_u} \cdot \phi_{\delta_u}(H/L) \\ 1,5 \cdot \delta_y \end{cases} \quad (4.16)$$

Onde  $\lambda_{\xi,\delta_u}$  é um coeficiente de correção igual a 0,75 quando as uniões entre elementos de madeira estão soltas ou 1,0 quando se encontram ligadas,  $\lambda_{A,\delta_u}$  tem em conta a área do painel e deve ser estimado de acordo com a figura 4.5,  $\lambda_{d,\delta_u}$  a largura dos elementos de madeira e pode-se assumir igual a 1,0,  $\lambda_{N,\delta_u}$  é um fator de correção do carregamento vertical indicado na expressão 4.18, e  $\phi_{\delta_u}(H/L)$  é uma função que depende da geometria do painel, podendo ser calculada através da seguinte expressão (em cm):

$$\phi_{\delta_u}(H/L) = 10,56 \cdot H/L - 4,32 \quad (4.17)$$

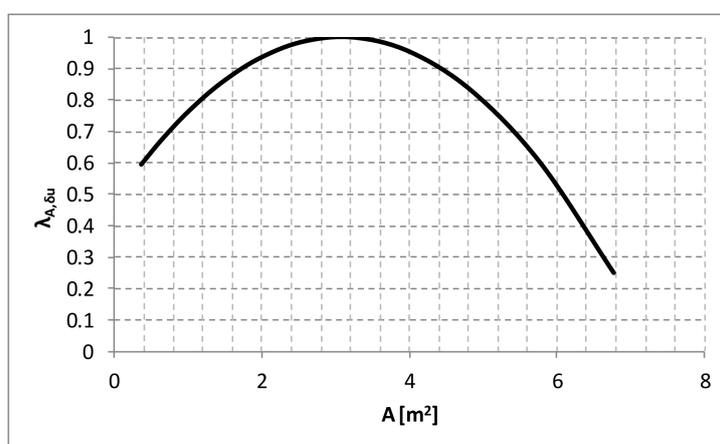


Figura 4.5: Coeficiente de correção  $\lambda_{A,\delta_u}$  para a determinação do deslocamento último [16]

$$\lambda_{N,\delta_u} = \begin{cases} 1,0 & \text{for } p < 65kN/m \\ 0,5 & \text{for } p \geq 65kN/m \end{cases} \quad (4.18)$$

O carregamento total vertical total é composto por duas partes, o carregamento axial nos prumos proveniente dos pisos superiores (P) e a carga distribuída do piso (p). A carga uniformemente distribuída  $p_{eq}$  pode ser calculada através da expressão:

$$p_{eq} = p + \frac{2P}{L} \quad (4.19)$$

### Redução da rigidez das diagonais

Como identificado por Ferreira [9], é necessário reduzir a rigidez das diagonais para simular a correta rigidez do painel. É introduzido um fator de redução  $k_s$ :

$$k_s = \frac{(H^2 + L^2)^{3/2} + H^3}{EF} \cdot \frac{1}{L^2} \cdot \frac{V_y}{\delta_y} \quad (4.20)$$

que multiplicado pelo módulo de elasticidade da madeira permite calcular o módulo de elasticidade reduzido para as diagonais,  $E'$ :

$$E' = k_s \cdot E \quad (4.21)$$

### Definição das rótulas axiais nas diagonais

As fórmulas empíricas indicadas neste capítulo têm como objetivo final calcular as propriedades não lineares nas diagonais dos painéis. No SAP2000, a não linearidade é modelada recorrendo a rótulas plásticas de esforço axial aplicadas nos elementos lineares (*frame*). A definição destes elementos não lineares é feita usando um diagrama força/deslocamento, sendo necessário definir os pontos do diagrama genérico apresentado na figura 4.6:

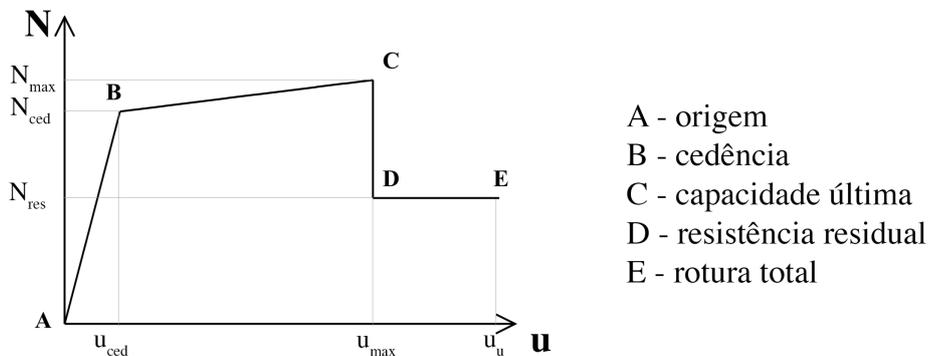


Figura 4.6: Diagrama genérico Força/Deslocamento da diagonal do painel

Como as rótulas são elementos de comprimento nulo, o trecho A-B do diagrama a considerar no programa tem declive infinito (comportamento infinitamente rígido), sendo a deformação na fase elástica correspondente à rigidez da diagonal de madeira. Os restantes valores usados para definir o diagrama são calculados a partir da resistência e deformação do painel, usando as seguintes expressões:

$$N_{diag} = V \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{L} \quad (4.22a)$$

$$u_{ced} = \frac{N_{ced}}{K_{el}} \quad (4.22b)$$

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{u_{diag,u}}{u_{diag,y}} \quad (4.22c)$$

$$u_u = 1,2 \cdot u_{max} \text{ e } N_{res} = 0,2 \cdot N_{max} \quad (4.22d)$$

Onde  $N_{diag}$  é o valor do esforço axial na diagonal em função do corte na base do painel ( $V$ ).

Dado que o esforço axial numa barra bi-rotulada sem carregamento de vão é constante ao longo do comprimento, é possível considerar apenas uma rótula no centro de cada diagonal.

## 4.4 Modelação não linear de paredes de alvenaria

A modelação não linear da parede de fachada de alvenaria seguiu os princípios indicados pela metodologia SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings). Proposta por Magenes [18], já foi aplicada em vários casos de estudo, em particular ao edifício que serve de base de caso de estudo da presente tese, cuja fachada foi já modelada e analisada por Giordano em 2015 [14]. Deste modo, a descrição do método será apresentada de forma sumária, recomendando-se a consulta da bibliografia para uma descrição completa do método.

Esta metodologia tem por base a utilização de macro-elementos e a conversão da estrutura de alvenaria num pórtico equivalente. Para o efeito, a parede é dividida em elementos unidimensionais em substituição dos nembros e lintéis, e nós rígidos nas uniões entre eles, modelados como *offsets* nas pontas dos elementos. O comportamento não linear da estrutura é representado através de rótulas plásticas de flexão e corte localizadas nos elementos, como apresentado nas figuras 4.7 e 4.10 para os nembros e lintéis, respetivamente.

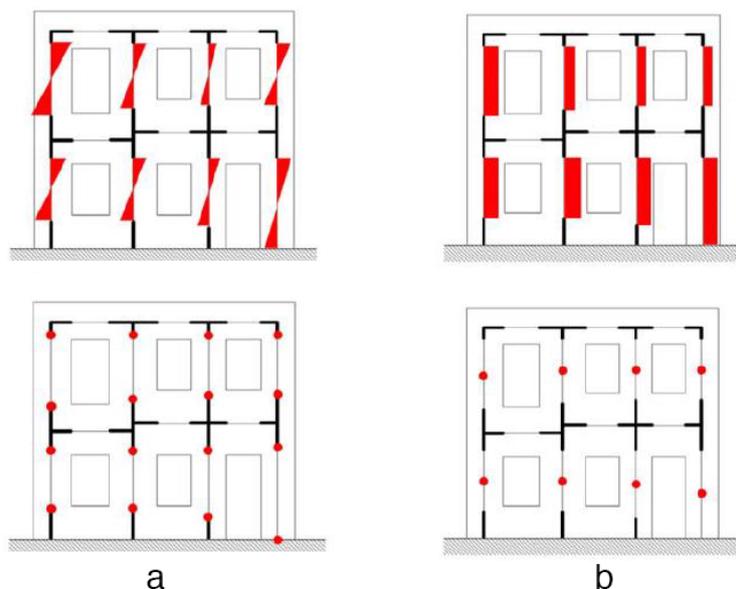


Figura 4.7: Posição das rótulas plásticas nos nembros: a) devidas ao momento fletor; b) devidas ao esforço transverso (adaptado de [14])

#### 4.4.1 Definição geométrica do pórtico equivalente

O passo inicial do procedimento consiste na transformação da estrutura em análise num pórtico equivalente, determinada pela geometria da parede e das suas aberturas. A altura efetiva dos nembos ( $H_{eff}$ ) é obtida a partir da expressão 4.23 e das dimensões constantes na figura 4.8:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{H - h'}{h'} \quad (4.23)$$

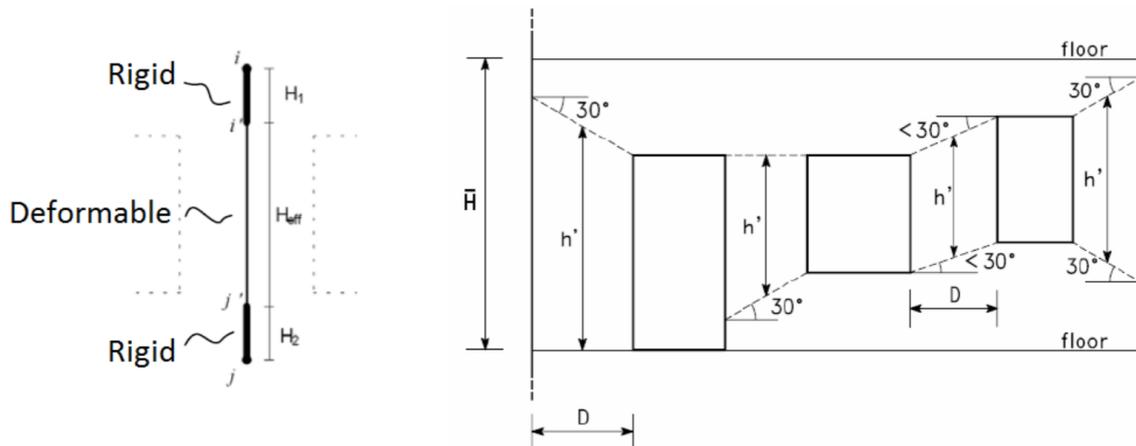


Figura 4.8: Determinação da altura efetiva [14]

Quando as aberturas se encontram alinhadas, o comprimento efetivo dos lintéis é igual à largura das aberturas. Caso estas não estejam alinhadas, recorre-se à figura 4.9.

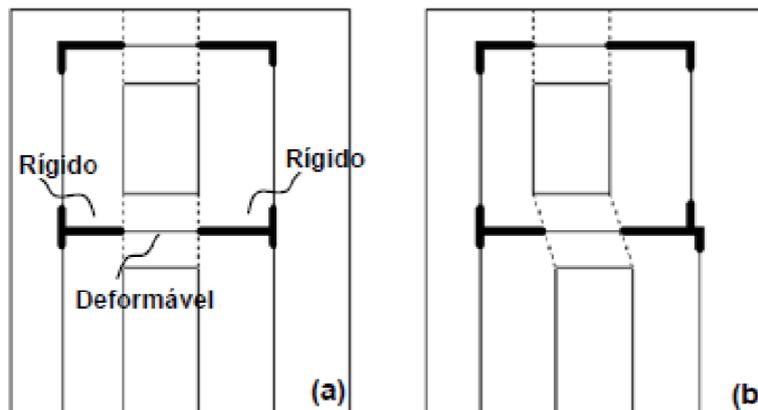


Figura 4.9: Determinação da posição dos lintéis deformáveis [14]

#### 4.4.2 Resistência dos elementos à flexão e ao corte

A resistência à combinação de compressão e momento fletor nos nembos é dada por:

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d}\right) \quad (4.24)$$

Onde:

$D$  - largura da parede;

$t$  - espessura da parede;

$\sigma_0$  - tensão de compressão na secção;

$f_d$  - resistência à compressão da alvenaria;

$k$  - fator de correção (0,85).

E resistência ao corte é dada por:

$$V_{rd} = \min(V_{rd}^m, V_{rd}^s, V_{rd}^f) \quad (4.25)$$

onde  $V_{rd}^m$  é a resistência devido ao mecanismo de compressão e flexão da parede, dada por:

$$V_{rd}^m = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2H_{eff} \left(1 - \frac{\sigma_0}{kf_d}\right)} \quad (4.26)$$

$V_{rd}^s$  é a resistência associada ao mecanismo de deslizamento da base, dado por:

$$V_{rd}^s = \frac{1,5\tau_{0d} + \sigma_0 \cdot \tan(\varphi')}{1 + \frac{3H_0}{\sigma_0 d} f_{0vd}} D \cdot t \quad (4.27)$$

onde  $\tan(\varphi')$  é o coeficiente de fricção e  $f_{0vd}$  a coesão;

$V_{rd}^f$  é a resistência associada ao mecanismo de tração diagonal, dado por:

$$V_{rd}^f = D \cdot t \frac{1,5\tau_{0d}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5f_{0vd}}} \quad (4.28)$$

válido para elementos em que  $H/D > 1,5$ , para os quais  $\xi = 1,5$ .

Nos lintéis, que servem de ligação entre os elementos verticais, são possíveis dois tipos de mecanismo de rotura: por compressão excessiva na biela inclinada ou por tração diagonal (corte). Assumindo que a resistência ao corte dos nembos é dada pela coesão ( $\tau_{0d}$ ), o seu cálculo é possível através da expressão:

$$V_{rd} = D \cdot t \cdot \tau_{0d} \quad (4.29)$$

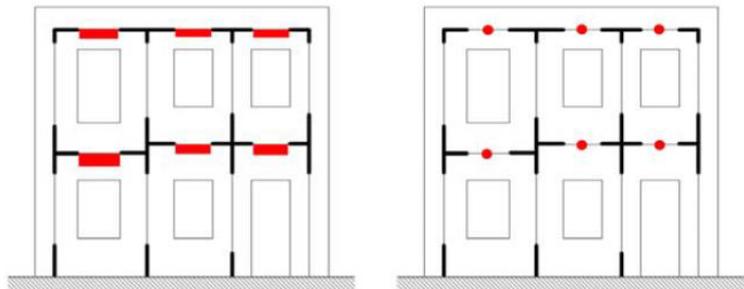


Figura 4.10: Posição das rótulas plásticas nos lintéis devidas ao esforço transversal (adaptado de [14])

## 4.5 Aplicação a um caso de estudo

Na presente secção aplicam-se as metodologias anteriormente descritas para a análise de uma parede de fachada e de frontal do mesmo edifício apresentado no capítulo 3. De acordo com o objetivo deste capítulo, é realizada uma análise detalhada da parede de frontal, e uma análise resumida da parede de fachada.

### 4.5.1 Parede de frontal

A estrutura de madeira da parede de frontal paralela à fachada do edifício foi modelada no programa SAP2000 como uma estrutura articulada plana, com os mesmos elementos e geometria utilizados no capítulo 1 (figura 4.11). De forma a simplificar a aplicação do método, admitiu-se que os painéis de madeira têm todos as mesmas secções e dimensões (1,06 metros de altura por 1,00 de comprimento). Deste modo foi possível calcular as características de uma rótula plástica para um painel tipo e aplicá-la em todas as diagonais da parede de frontal em estudo.

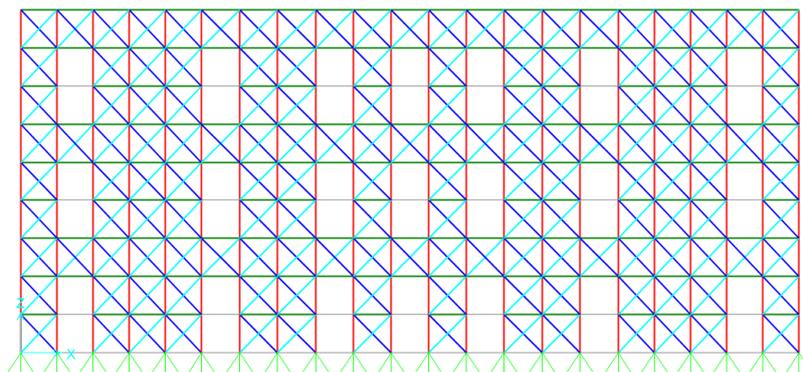


Figura 4.11: Parede de frontal ( $y=4,5$  m) modelada no SAP2000

De forma a definir os graus de liberdade da estrutura plana (deslocamento em  $x$  e  $z$ , e rotação em  $y$ ), usou-se a opção “Set Analysis Options > XZ Plane Frame” disponível no programa SAP2000.

#### Modelação das rótulas das diagonais

A modelação das rótulas responsáveis pelo comportamento não linear do modelo parede de frontal é efetuada seguindo o método descrito na secção 4.3 do presente capítulo, utilizando no cálculo dos parâmetros as características das paredes existentes no edifício, apresentadas na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Características geométricas do painel de frontal

Altura [m]	$H$	1,06
Comprimento [m]	$L$	1,00
Área [m <sup>2</sup> ]	$A$	1,06
Relação entre altura e comprimento	$H/L$	1,06
Espessura da parede [m]	$w$	0,12
Largura da secção [m]	$d$	0,08
Área da secção [m <sup>2</sup> ]	$F$	0,0096
Resistência à compressão paralela ao grão da madeira [MPa]	$f_{c,0}$	18,0
Módulo de elasticidade da madeira [GPa]	$E$	12

O cálculo do esforço de cedência do painel ( $V_y$ ) é feito a partir da equação 4.10, sendo necessário

calcular os fatores de correção e o valor da função  $\phi_{V_y}(f_{ct})$ , definida na equação 4.11.

$$\phi_{V_y}(f_{ct}) = 1,02 \cdot f_{ct} - 0,59 = 1,02 \cdot 18,59 = 17,77kN \quad (4.30)$$

Os fatores de correção são obtidos a partir da figura 4.2:

$$A = 1,06m^2 \Rightarrow \lambda_{A,V_y} = 1,02$$

$$H/L = 1,06 \Rightarrow \lambda_{R,V_y} = 1,10$$

$$w = 0,12m \Rightarrow \lambda_{w,V_y} = 0,80$$

$$d = 0,08m \Rightarrow \lambda_{d,V_y} = 0,95$$

$$\lambda_{N,V_y} = 1,0$$

$$V_y = \lambda_{R,\delta_y} \lambda_{d,\delta_y} \cdot \phi_{\delta_y}(A) = 1,02 \cdot 1,10 \cdot 0,80 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 17,77 = 15,15kN \quad (4.31)$$

O deslocamento de cedência do painel ( $\delta_y$ ) é calculado com a expressão 4.14, usando os valores dos coeficientes da figura 4.2 e a função  $\phi_{\delta_y}(A)$ , definida na equação 4.11.

$$H/L = 1,06 \Rightarrow \lambda_{R,\delta_y} = 0,85$$

$$\lambda_{d,\delta_y} = 1,0$$

$$\phi_{\delta_y}(A) = 0,03 \cdot A + 0,74 = 0,03 \cdot 1,06 + 0,74 = 0,77 \quad (4.32)$$

$$\delta_y = \lambda_{R,\delta_y} \lambda_{d,\delta_y} \cdot \phi_{\delta_y}(A) = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 0,77 = 0,66cm \quad (4.33)$$

O esforço e deslocamento últimos são calculados de forma análoga aos de cedência. Da equação 4.13 é possível calcular a função  $\phi_{V_u}(f_{ct})$

$$\phi_{V_u}(f_{ct}) = 1,31 \cdot f_{ct} + 0,03 = 23,61kN \quad (4.34)$$

Os fatores de correção são obtidos a partir da figura 4.3:

$$A = 1,06m^2 \Rightarrow \lambda_{A,V_u} = 1,04$$

$$H/L = 1,06 \Rightarrow \lambda_{R,V_u} = 1,10$$

$$w = 0,12m \Rightarrow \lambda_{w,V_u} = 0,80$$

$$d = 0,08m \Rightarrow \lambda_{d,V_u} = 0,85$$

$$\lambda_{N,V_u} = 1,0$$

Substituindo os coeficientes na equação 4.12 calcula-se o esforço último do painel:

$$V_u = \max \begin{cases} \lambda_{A,V_u} \lambda_{R,V_u} \lambda_{w,V_u} \lambda_{d,V_u} \lambda_{N,V_u} \cdot \phi_{V_u}(f_{ct}) = 1,04 \cdot 1,10 \cdot 0,80 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 23,61 = 18,37kN \\ V_y = 15,15kN \end{cases} \quad (4.35)$$

Para o cálculo da deformação última ( $\delta_u$ ) é necessário obter o valor de  $\phi_{\delta_u}(H/L)$  calculado através da expressão 4.17 e dos coeficientes de correção obtidos na figura 4.5.

$$\phi_{\delta_u}(H/L) = 10,56 \cdot H/L - 4,32 = 10,56 \cdot 1,06 - 4,32 = 6,87 \quad (4.36)$$

$$\lambda_{\xi, \delta_u} = 1,0$$

$$A = 1,06m^2 \Rightarrow \lambda_{A, \delta_u} = 0,75$$

$$\lambda_{d, \delta_u} = 1,0$$

$$p < 65kN \rightarrow \lambda_{N, \delta_u} = 1,0$$

A deformação última é calculada a partir da expressão 4.16:

$$\delta_u = \max \begin{cases} \lambda_{\xi, \delta_u} \lambda_{A, \delta_u} \lambda_{d, \delta_u} \lambda_{N, \delta_u} \cdot \phi_{\delta_u} (H/L) = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 6,87 = 5,16cm \\ 1,5 \cdot \delta_y = 0,99cm \end{cases} \quad (4.37)$$

O fator de correção do módulo de elasticidade da diagonal é calculado com a expressão 4.20.

$$k_s = \frac{(H^2 + L^2)^{3/2} + H^3}{EF} \cdot \frac{1}{L^2} \cdot \frac{V_y}{\delta_y} = \frac{(1,06^2 + 1,0^2)^{3/2} + 1,06^3}{12 \cdot 10^6 \cdot 0,0096} \cdot \frac{1}{1,0^2} \cdot \frac{15,15}{0,66 \cdot 10^{-2}} = 0,086 \quad (4.38)$$

$$E' = k_s \cdot E = 0,086 \cdot 12000 = 1031 MPa \quad (4.39)$$

A rigidez axial da diagonal é:

$$K_s = \frac{E' \cdot F}{\sqrt{H^2 + L^2}} = \frac{12 \cdot 10^6 \cdot 0,0096}{\sqrt{1,06^2 + 1,0^2}} = 6794 kN/m \quad (4.40)$$

As equações 4.22 são usadas para definir as características da rótula a aplicar na diagonal comprimida a partir dos valores de resistência e deformação calculados para o painel, obtendo-se os seguintes valores:

$$N_{diag,y} = V_y \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{L} = 15,15 \frac{\sqrt{1,06^2 + 1,0^2}}{1,00} = 22,08 kN$$

$$N_{diag,u} = V_u \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{L} = 18,37 \frac{\sqrt{1,06^2 + 1,0^2}}{1,00} = 26,77 kN$$

$$u_{diag,y} = \frac{N_{diag,y}}{K_{el}} = \frac{22,08}{6793} = 0,33 cm$$

$$u_{diag,u} = \mu_d \cdot u_{diag,y} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \cdot u_{diag,y} = \frac{5,16}{0,66} \cdot 0,33 = 2,55 cm$$

$$u_{res} = 1,2 \cdot u_{diag,max} = 1,2 \cdot 2,55 = 3,07 cm$$

$$N_{res} = 0,2 \cdot N_{diag,max} = 0,2 \cdot 26,77 = 5,35 kN$$

As propriedades da rótula plástica são definidas no SAP utilizando o comando *Define > Section Properties > Hinge properties*. No programa insere-se o esforço e deformação de cedência (*Yeld Force* e *Yeld Displacement*), e os restantes pontos da curva força/deslocamento são definidos como grandezas relativas (esforço/esforço de cedência e deslocamento/deslocamento de cedência). A figura 4.12 apresenta as propriedades da rótula plástica definida no SAP2000.

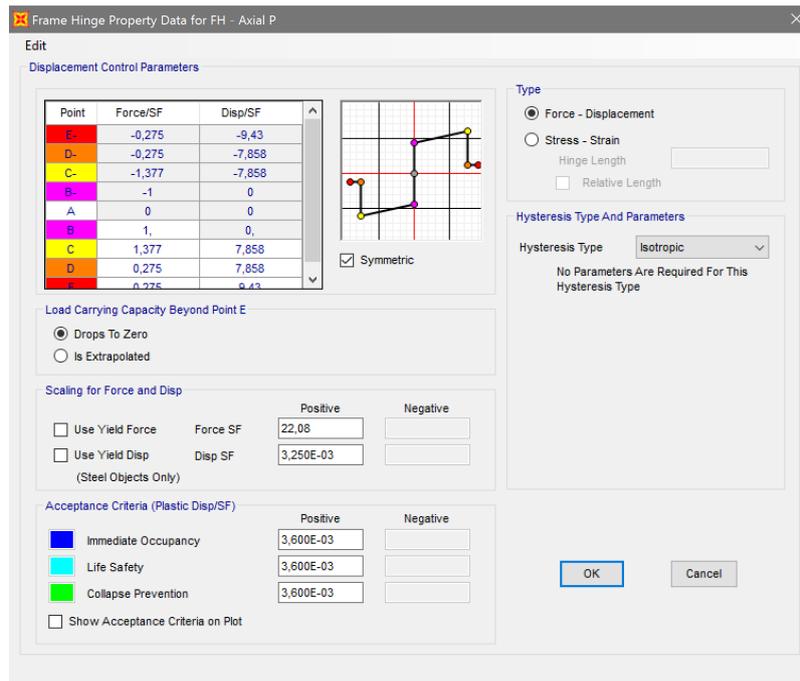


Figura 4.12: Definição da rótula plástica no SAP2000

### Análise pushover

As figuras 4.13 e 4.14 apresentam a deformada e o estado das rótulas plásticas na parede de frontal após a análise *pushover*, segundo a distribuição lateral de forças uniforme e modal, respetivamente. A cor das rótulas plásticas segue o código de cores usado na definição da rótula plástica no programa (figura 4.12) correspondendo a cor roxa a um elemento em cedência ( $N > N_{diag,y}$ ), a amarela a um elemento que atingiu a resistência última ( $N = N_{diag,u}$ ) e a laranja a um elemento que já se encontra na fase de resistência residual ( $N = N_{res}$ ).

Como se pode observar, para ambas as distribuições, o mecanismo de colapso é a rotura do piso térreo, uma vez que todos os painéis da parede possuem a mesma resistência e o esforço de corte é mais elevado no piso inferior. A distribuição modal das ações horizontais origina também a cedência da maioria dos elementos do segundo piso.

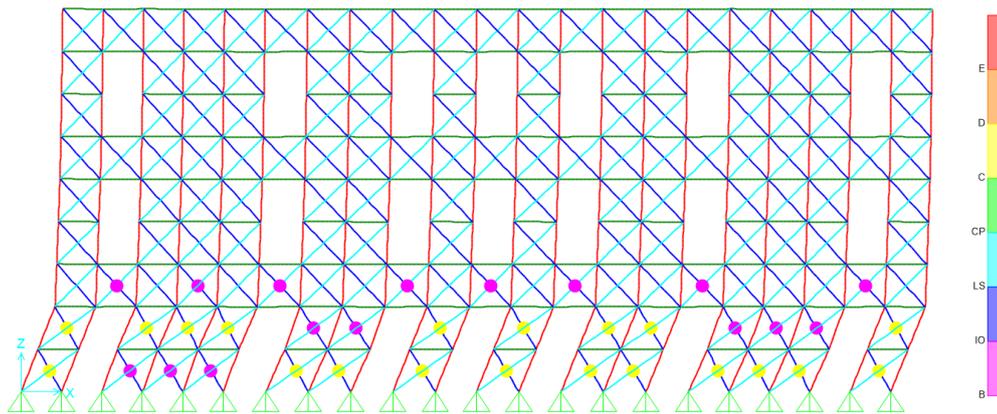


Figura 4.13: Mecanismo de colapso com distribuição uniforme das forças laterais

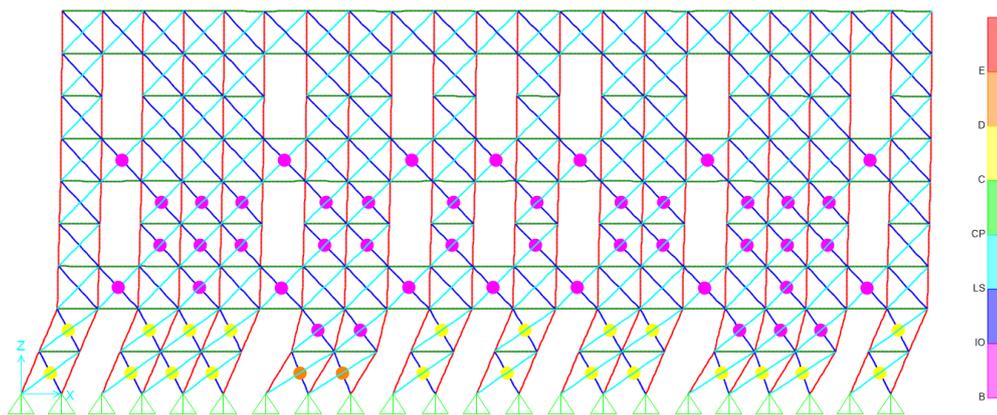


Figura 4.14: Mecanismo de colapso com distribuição modal das forças laterais

A figura 4.15 apresenta as curvas de capacidade para os dois tipos de distribuição das forças laterais para um ponto de controlo no topo da parede. Nos dois casos a reação base máxima é de aproximadamente 290 kN, mas a distribuição modal apresenta maior flexibilidade devido à distribuição das forças laterais, formando rótulas no primeiro piso e atingindo um deslocamento máximo de 12,7 cm antes da formação do mecanismo plástico.

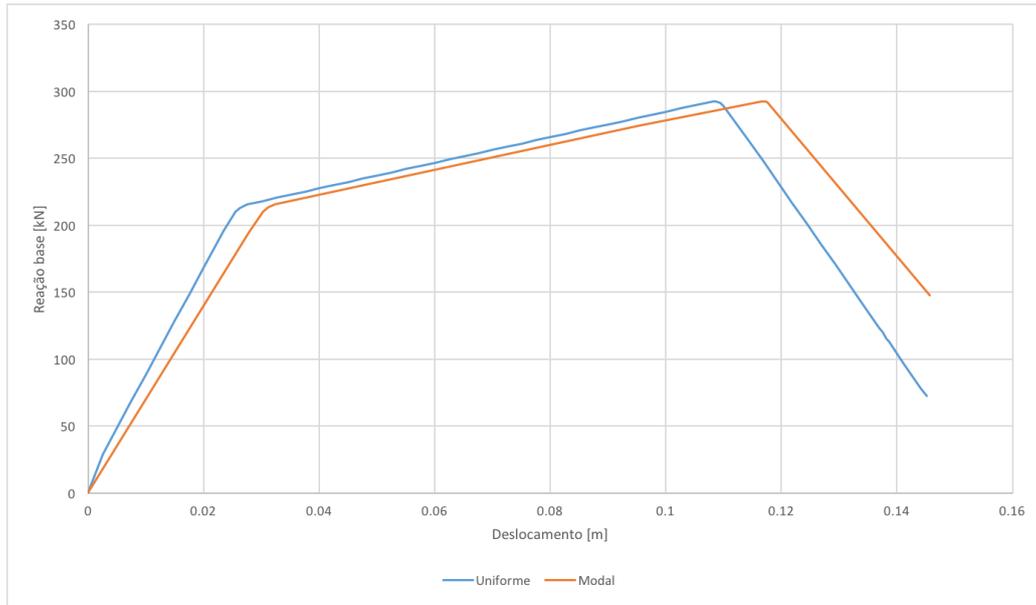


Figura 4.15: Curvas de capacidade da parede de frontal

O passo seguinte da análise consiste na definição da estrutura equivalente com um grau de liberdade, seguindo os princípios apresentados no Eurocódigo 8, descritos na secção 4.2. Após a definição da curva de capacidade é necessário calcular o fator de transformação  $\Gamma$  de forma a ser possível obter a estrutura de 1GDL equivalente, e a partir desta calcular o deslocamento-alvo. Na tabela 4.2 encontram-se os cálculos necessários para determinar o fator  $\Gamma$ .

Tabela 4.2: Determinação do fator de transformação  $\Gamma$

Piso	$U_x$ [m]	$\phi$	$F$ [kN]	$m = \frac{F}{9,81}$ [ton]	$F_i$	$m^* = \Sigma F_i$	$m_i \phi^2$	$\Sigma m_i \phi^2$	$\Gamma$
3	0,1703	1	105,73	10,79	10,79	45,31	10,79	34,75	1,304
2	0,1409	0,827	265,33	27,07	22,40		18,53		
1	0,073	0,448	265,33	27,07	12,13		5,43		

Uma vez obtido  $\Gamma$ , é possível calcular os valores da força e do deslocamento que correspondem à formação do mecanismo no sistema de 1GDL ( $F_y^*$  e  $d_m^*$ , apresentados na tabela 4.3), a partir da curva de capacidade resultante da análise *pushover* com distribuição modal das forças verticais (figura 4.15).

Tabela 4.3: Conversão das curva força-deslocamento do sistema nGDL para 1GDL

	nGDL		1GDL
$V_{max}$ [kN]	292,50	$F_y^*$ [kN]	224,33
$\delta_{max}$ [m]	0,117	$d_m^*$ [m]	0,090

O deslocamento de cedência do sistema idealizado com um só grau de liberdade  $d_y^*$  é obtido através da expressão 4.41:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) = 0,0472 \text{ m} \quad (4.41)$$

O período  $T^*$  do sistema com 1GDL é dado pela expressão 4.6:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 0,613 \text{ s} \quad (4.42)$$

Em função das características sísmicas do local onde se localiza a estrutura, observou-se que  $T^* > T_c$ , onde  $T_c = 0,6 \text{ s}$ , tratando-se de um período de vibração médio segundo o EC8. Deste modo, o deslocamento-alvo pode ser obtido com a expressão:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.43)$$

onde  $d_{et}^*$  é deslocamento-alvo da estrutura com um período  $T^*$  e um comportamento elástico ilimitado, calculado com a expressão 4.7. O valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período  $T^* > T_c$  é dado por:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 5,91 \text{ m/s}^2 \quad (4.44)$$

Podendo-se obter  $d_t^*$ :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 = 0,0563 \text{ m} \quad (4.45)$$

Após o cálculo de  $d_t^*$ , verificou-se que era bastante diferente do valor  $d_m^*$  utilizado para a determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica, sendo necessário utilizar o processo iterativo indicado no EC8 em que  $d_m^*$  é substituído pelo  $d_t^*$  determinado. As curvas de capacidade resistentes e idealizadas para as duas iterações apresentam-se na figura 4.16.

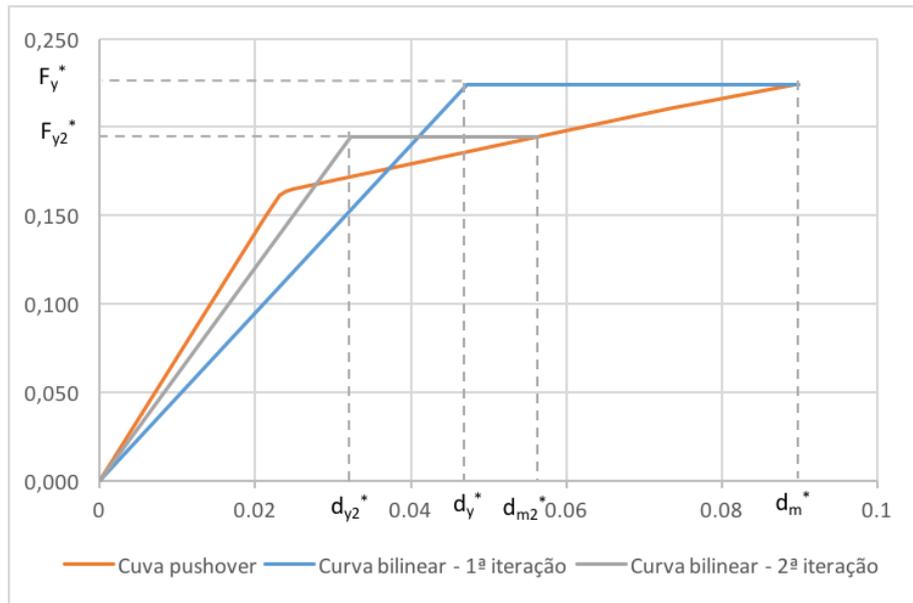


Figura 4.16: Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente

Na segunda iteração constatou-se que  $T^* < T_c = 0,6 \text{ s}$ , tratando-se de um período curto. Sendo

$$\frac{F_y}{m} = 4,30 > S_e(T^*) \quad (4.46)$$

conclui-se, segundo o EC8, que a resposta da estrutura está apenas no domínio elástico, sendo  $d_t^* = d_{et}^* = 0,045 \text{ m}$

Por último, determinou-se o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL,  $d_t$  com base na equação 4.9:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 0,059 \text{ m} \quad (4.47)$$

### Aplicação do deslocamento-alvo e análise de resultados

Uma vez calculado o deslocamento de topo  $d_t$ , a estrutura original de nGDL é então sujeita a este deslocamento através da aplicação de forças laterais monotónicas.

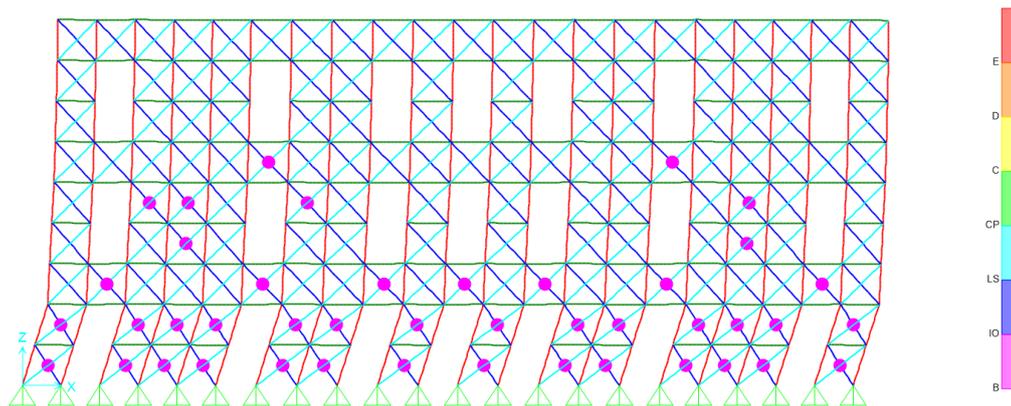


Figura 4.17: Deformada da estrutura com o deslocamento-alvo no último piso igual a  $d_t$

Como se pode observar da figura 4.17, a aplicação do deslocamento-alvo no topo do edifício leva à plastificação de todos os elementos do piso térreo, bem como de oito elementos do piso 1.

### 4.5.2 Parede de fachada

O passo inicial da análise da parede de alvenaria é a sua discretização em elementos lineares, como descrito na secção 4.4.1. A estrutura resultante com a identificação dos elementos encontra-se na figura 4.18.

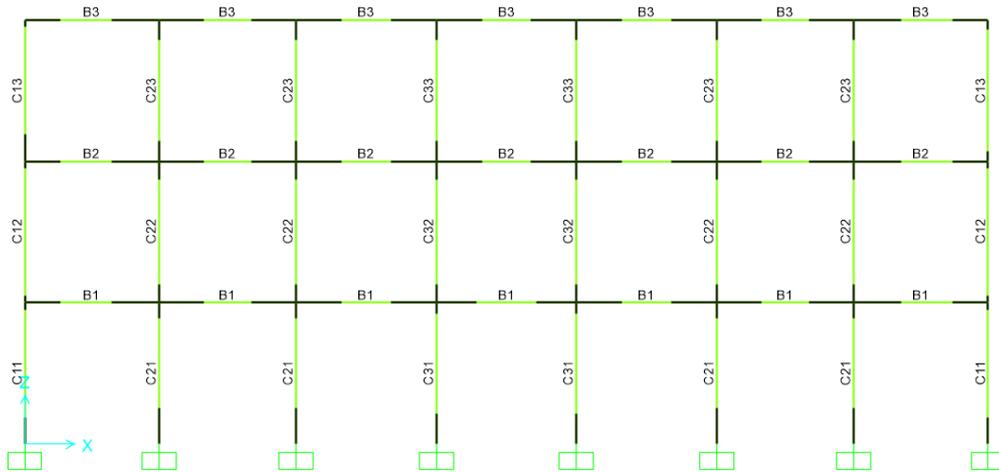


Figura 4.18: Parede de fachada (Y=0) modelada no SAP2000

De seguida foram modeladas nos elementos as rótulas plásticas de corte e flexão, de valores de resistência idênticos aos calculados por Giordano, apresentados nas tabelas 4.4 e 4.5 para os nembos e lintéis, respetivamente. As propriedades mecânicas da alvenaria utilizadas no cálculo destes parâmetros são as mesmas utilizadas no capítulo 3.

Tabela 4.4: Características das rótulas plásticas nos nembos

Piso	Elemento	D [m]	$h_{eff}$ [m]	$M_{u,inf}$ [kNm]	$M_{u,sup}$ [kNm]	$V_u$ [kN]
0	C11	1,55	2,70	137,1	217,8	91,7
	C12	2,05	2,25	266,9	402,4	126,9
	C13	2,03	2,50	263,1	394,8	126,0
1	C21	1,55	2,80	126,7	171,0	88,7
	C22	2,05	1,90	242,4	317,8	121,8
	C23	2,03	1,90	237,1	310,0	120,4
2	C31	1,55	2,80	60,3	116,2	69,0
	C32	2,05	1,90	120,7	217,0	94,8
	C33	2,03	1,90	118,2	212,1	93,7

Tabela 4.5: Características das rótulas plásticas nos lintéis

Piso	Elemento	D [m]	$l_{eff}$ [m]	$V_u$ [kN]
0	B1	1,30	1,10	39,4
1	B2	1,30	1,10	21,2
2	B3	0,70	1,10	39,4

Tanto o peso próprio como as sobrecargas na estrutura foram aplicados como forças nodais nos nós rígidos do pórtico, e foram considerados encastramentos nos apoios de forma a existirem momentos fletores na base dos nembos.

De seguida procedeu-se à análise *pushover* da estrutura, com ação de distribuição vertical modal e uniforme. Das curvas de capacidade obtidas, apresentadas na figura 4.19 é possível observar que, à semelhança da análise da parede de frontal, a distribuição modal conduz a uma maior ductilidade, e ambas atingem um valor de corte máximo semelhante (cerca de 2200 kN). Para a distribuição uniforme, o deslocamento que leva à formação do mecanismo de colapso é de 1,5 cm, apresentado na figura 4.20, a partir do qual a estrutura possui apenas alguma resistência residual.

Contrariamente aos resultados obtidos por Giordano, o mecanismo de colapso é a rotura do piso térreo. Tal diferença deve-se ao facto de no presente trabalho não ter sido considerado o peso das mansardas como se tratasse de um piso normal adicional, o que resultava num carregamento excessivo no último piso, que não reflete a realidade.

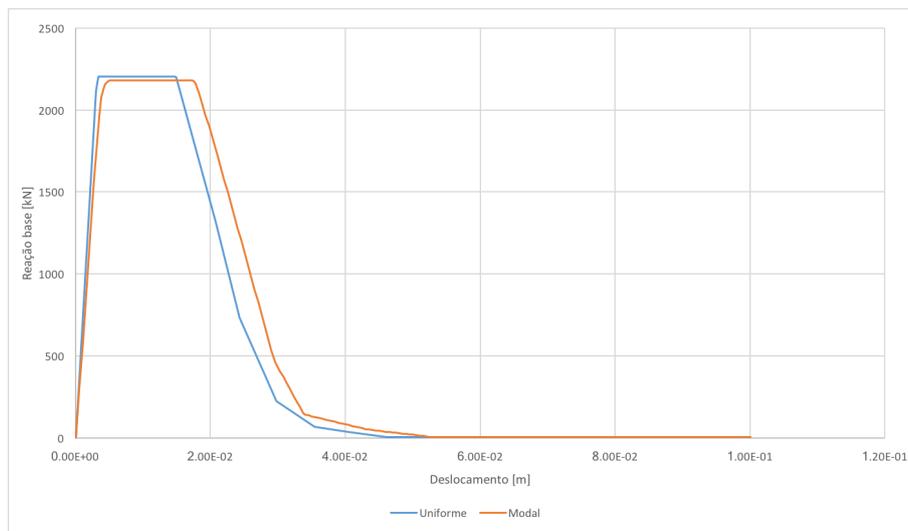


Figura 4.19: Curvas de capacidade da parede de fachada

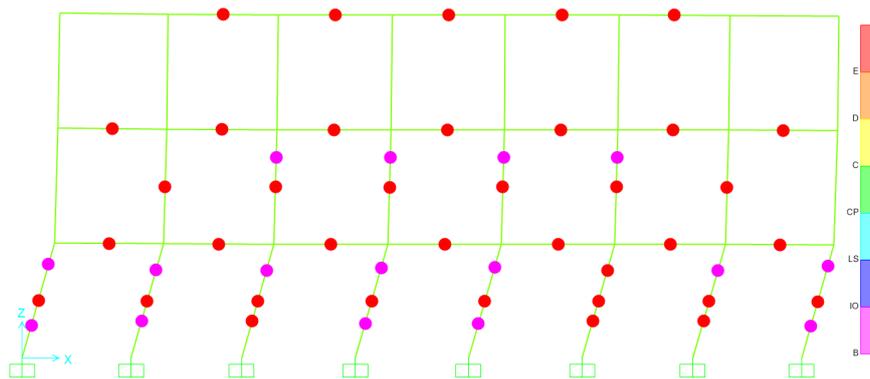


Figura 4.20: Mecanismo de colapso da fachada com distribuição uniforme das forças laterais

De seguida, aplicou-se o método N2 para obter o deslocamento-alvo (tabelas 5.6 e 5.7). A curva de capacidade analisada foi a respeitante à análise com distribuição uniforme, de forma a permitir que os resultados da análise sejam comparáveis com os obtidos no modelo tridimensional apresentado no capítulo seguinte.

Tabela 4.6: Determinação do fator de transformação  $\Gamma$ 

Piso	$U_x$ [m]	$\phi$	$F$ [kN]	$m = \frac{F}{9,81}$ [ton]	$F_i$	$m^* = \Sigma F_i$	$m_i \phi^2$	$\Sigma m_i \phi^2$	$\Gamma$
3	0,104	1,00	216,28	22,07	22,07	155,18	22,07	107,98	1,437
2	0,081	0,779	1169,53	119,34	92,95		72,39		
1	0,035	0,337	1169,53	119,34	40,16		13,52		

Tabela 4.7: Determinação do deslocamento alvo  $d_t$  para a parede de fachada

1ª iteração		2ª iteração	
$d_m^*$ [m]	0,011	$d_{m2}^* = d_{t1}^*$ [m]	0,0013
$F_y^*$ [kN]	1690,39	$F_y^*$ [kN]	900,81
$E^*$	17,06	$E^*$	0,564
$d_y^*$	0,0025	$d_y^*$	0,0014
$T^*$ [s]	0,095	$T^*$ [s]	0,097
$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,77	$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,86
$d_{et}^*$	0,0013	$d_{et}^*$	0,0014
$T^* < T_c$		$T^* < T_c$	
$F_y^*/m$	10,83	$F_y^*/m$	5,80
$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta elástica	$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta não linear
$d_t^* = d_{et}^*$ [m]	0,0013	$q_u$	1,001
		$d_t^*$ [m]	0,0015
		$d_t$ [m]	0,0021

O deslocamento-alvo obtido é de 0,21 cm. Como se pode observar da curva de *pushover* 4.19, para o deslocamento-alvo a resposta da parede ainda é elástica, garantindo-se assim a segurança face à ação sísmica actuando no plano da parede.

## 4.6 Conclusões

Após a aplicação das metodologias de análise não linear descritas no presente capítulo, foi possível concluir o seguinte:

- A metodologia de análise de paredes mistas de alvenaria e madeira proposta por Kouris e Kappos é simples de aplicar, bastando conhecer as características geométricas da parede, que podem ser conhecidas a partir de inspeções à parede, e a resistência à compressão dos elementos de madeira;
- Esta metodologia permite observar a rotura progressiva dos elementos da parede, sendo possível identificar os elementos mais condicionantes (com menor resistência ou esforços superiores) e propor soluções de reforço específicas;
- Como no caso de estudo não foi possível remover o revestimento das paredes nem realizar ensaios nos elementos estruturais, a geometria da parede foi estimada, e a resistência da madeira

foi obtida a partir bibliografia existente. Como consequência, ao estimar que todos os elementos possuíam as mesmas dimensões e resistência, todos os elementos do piso inferior entraram em cedência em simultâneo, situação pouco realista num caso concreto;

- Numa situação de aplicação é importante analisar o estado de conservação dos elementos de madeira, de forma a garantir que não existe deterioração e que não foram realizados cortes nem furos nos mesmos. É também recomendada a caracterização da madeira utilizada na estrutura de forma a avaliar o módulo de elasticidade e a sua resistência à compressão;
- Ambas as paredes analisadas apresentaram um bom comportamento sísmico, com capacidade de resistir à ação sísmica no seu plano.



## Capítulo 5

# Análise não linear tridimensional

O presente capítulo tem como objetivo a proposta de uma metodologia que permita estudar o comportamento conjunto das paredes de alvenaria e de frontal presentes nos edifícios de tipologia Pom-balina, caracterizadas por um comportamento bastante distinto entre si, tendo em conta a influência da rigidez do piso na resposta sísmica do conjunto.

Uma vez que neste capítulo são aplicados os conceitos introduzidos nos capítulos anteriores e se pretende analisar a interação entre as paredes, o método descrito foi diretamente aplicado no caso de estudo, que serviu de base para as conclusões apresentadas no final do capítulo. Com vista a simplificar a análise, foi apenas estudado o comportamento da parede de fachada e da parede de frontal vizinha, e desprezados os efeitos de torção.

### 5.1 Comparação entre as curvas *pushover* das paredes de fachada e de frontal

Antes de proceder à modelação tridimensional não linear do edifício, compararam-se as curvas resultantes da análise *pushover* das duas paredes estruturais analisadas, obtidas no capítulo anterior, que se representam na figura 5.1.

Devido às suas diferenças construtivas, as duas paredes apresentam comportamentos muito diferentes, sendo evidente a elevada rigidez e maior resistência da parede de alvenaria, bem como a maior ductilidade da parede de frontal. Esta diferença de comportamento vai originar deslocamentos relativos entre as duas paredes quando colocadas em paralelo. A compatibilidade dos deslocamentos entre as duas paredes tem de ser assegurada pelo piso, sendo necessário definir o tipo de modelo a utilizar e das suas características.

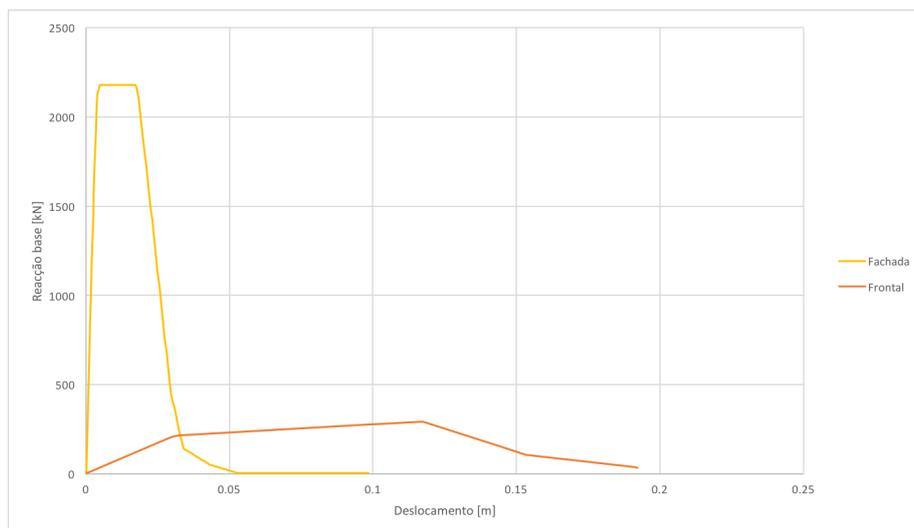


Figura 5.1: Comparação entre as curvas de capacidade da parede de fachada e de frontal

## 5.2 Modelação do piso com macro-elementos

Apesar da função base dos pavimentos ser a transferência das cargas verticais para as paredes, estes desempenham um papel essencial na transferência das forças horizontais entre paredes durante um sismo. Como demonstrado no capítulo 3, o comportamento global do edifício quando sujeito a ações sísmicas está fortemente condicionado pela rigidez dos pisos no seu plano, bem como as ligações entre o piso e as paredes estruturais.

Um piso que assegure um comportamento de diafragma rígido e que esteja corretamente ligado às paredes origina um comportamento tipo “caixa” (*box behaviour*), permitindo que a ação sísmica lateral seja distribuída pelas paredes na direção paralela à ação, resultando numa capacidade de resistência muito superior. Deste modo, de forma a analisar a resistência global do edifício torna-se necessária a avaliação das características do piso existente nos edifícios de tipologia Pombalina.

Com vista a simplificar o modelo de elementos finitos a utilizar na análise *pushover*, foi definido um elemento equivalente para modelar o piso. Uma vez que as ações verticais foram aplicadas como forças nodais nas paredes de acordo com a sua área de influência, este elemento necessita apenas de resistência às ações aplicadas no seu plano, podendo ser modelado como um elemento do tipo membrana no SAP2000 (sem rigidez de flexão) [29]. A rigidez do elemento foi obtida a partir dos resultados experimentais obtidos por Valluzzi *et al.* [32].

### Descrição do modelo experimental

O estudo realizado por Valluzzi *et al.* consistiu num ensaio monotónico de painéis de piso com aproximadamente 2,0x2,0 m<sup>2</sup>, de configuração semelhante aos utilizados para ensaiar paredes de madeira resistentes ao corte. Ao painel, encastrado na base, foi aplicada uma força no topo e no seu plano, como se pode observar na figura 5.2. As dimensões dos elementos estruturais e o tipo de materiais nos ensaios relativos ao piso simples com tábuas de solho pregadas sem encaixe (FMSB) são semelhantes aos usados na construção Pombalina. Foram também analisadas soluções de reforço, com uma camada adicional de tábuas de solho de madeira colocadas a 45 graus em relação à original

(FM+45SP(A)) e com tirantes metálicos aparafusados na diagonal (FMSD), apresentadas na figura 5.3.

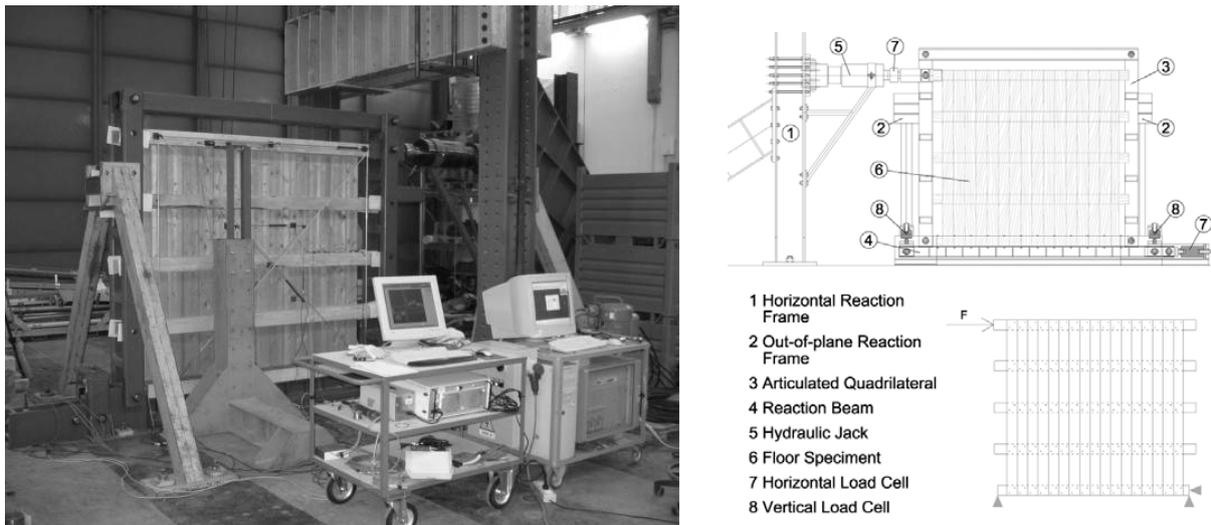


Figura 5.2: Modelo experimental realizado por Valluzzi *et al.* [32]

Nos resultados experimentais, apresentados na tabela 5.1, pode observar-se a reduzida rigidez do piso simples relativamente a ações horizontais. As soluções com reforço apresentam uma rigidez muito superior, cerca de 5 vezes para o reforço com tirantes metálicos e 14 vezes com a camada adicional de tábuas de solho.

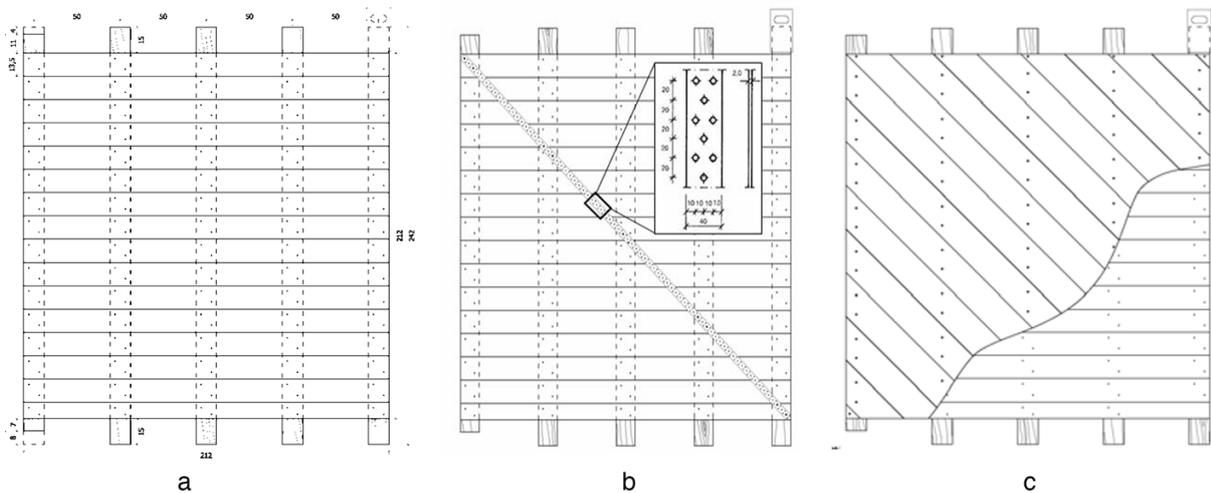


Figura 5.3: Configurações de piso consideradas: a) FMSB; b) FMSD; c) FM+45SP (adaptado de [32])

### Definição do macro-elemento equivalente

De forma a definir as características do elemento membrana a utilizar no modelo tridimensional, optou-se por manter o módulo de elasticidade da madeira utilizado no resto do modelo (12000 MPa) e reduzir a espessura do elemento, permitindo fazer a comparação da espessura do elemento equivalente com a do piso existente. A espessura do equivalente ( $t_{eq}$ ) foi calculada de forma a obter um deslocamento horizontal ( $\Delta_x$ ) próximo do obtido nos resultados experimentais para as diferentes configurações de piso, usando os valores relativos à rigidez secante para um deslocamento de 2 cm no

topo, assumindo que se aproxima do deslocamento relativo entre as paredes no modelo tridimensional.

A relação entre a rigidez dos ensaios experimentais num modelo e o piso real de dimensões diferentes dos ensaiados é feita igualado o módulo de corte equivalente, obtido por:

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{F/A}{\Delta/L} = \frac{F}{\Delta} \frac{L}{B \cdot t_{eq}} \quad (5.1)$$

Onde  $F/\Delta$  é a rigidez do piso ensaiado, e  $L$  e  $B$  o comprimento e a largura do piso, respetivamente. Segundo a teoria da elasticidade, o módulo de corte pode ser calculado a partir do conhecimento do módulo de elasticidade ( $E$ ), e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), a partir da expressão:

$$E = 2 \cdot G(1 + \nu) \Leftrightarrow G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{12000}{2(1 + 0,2)} = 5000 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

Obtido o módulo de corte, é possível calcular  $t_{eq}$  a partir da expressão 5.1:

$$t_{eq} = \frac{F_t}{\Delta} \frac{L}{B \cdot G} \quad (5.3)$$

A tabela 5.1 apresenta a espessura calculada para o piso simples, bem como para as configurações reforçadas. No caso do piso simples, a espessura do elemento equivalente para obter o deslocamento  $\Delta_x$  é de 0,027 mm, que comparado com a espessura normal de um pavimento com tábuas de solho de 2 cm de espessura confirma a rigidez praticamente nula deste tipo de piso. Sendo a espessura equivalente diretamente proporcional à rigidez de corte, as soluções reforçadas apresentam uma espessura equivalente muito superior.

Tabela 5.1: Espessura equivalente para as três configurações de piso

Configuração	Rigidez secante $K_{sec}$ [kN/mm]	Espessura equivalente $t_{eq}$ [mm]
FMSB	0,037	0,0075
FMSD	0,236	0,047
FM + 45SP	0,566	0,113

### 5.3 Modelo tridimensional

Após a definição do elemento membrana equivalente para o piso, procedeu-se à modelação tridimensional do edifício. Foi definido o referencial cartesiano ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ), e as paredes foram modeladas como elementos no plano  $XZ$ , podendo-se deste modo realizar a análise com elementos planos, em que cada nó das paredes tem 3 graus de liberdade (deslocamento em  $X$  e  $Z$ , e rotação em  $Y$ ). As paredes utilizadas no modelo tridimensional possuem as mesmas dimensões e características que as definidas no capítulo 4, bem como o mesmo comportamento não linear atribuído a rótulas plásticas colocadas nos elementos.

À semelhança da análise *pushover* 2D, este modelo despreza a contribuição das paredes ortogonais à direção da ação sísmica, não sendo avaliados os mecanismos de colapso de segundo modo.

De acordo com a recomendação do manual do *software* 3Muri [29], as cargas no piso foram distribuídas segundo a área de influência de cada parede e o elemento membrana definido em 5.2 assegurando a ligação entre as duas paredes paralelas.

## 5.4 Análise com consideração de piso rígido

Antes de proceder à análise com piso deformável, foi analisado o outro caso extremo, no qual os pisos possuem rigidez infinita relativamente às ações no seu plano. Este tipo de comportamento, apesar de ser admitido na modelação de estruturas de betão armado, não é aplicável no estudo de edifícios com pisos de madeira devido à sua baixa rigidez. No entanto, permite ter uma noção inicial do comportamento conjunto das paredes quando sujeitas a ações horizontais, e representa a solução limite de reforço do piso, podendo ser usada como comparação das soluções que conduzem ao aumento da rigidez do mesmo.

A modelação do piso rígido pode ser feita aumentando a rigidez do elemento membrana, ou utilizando função *Assign > Joint Constraints > Diaphragm* existente no SAP2000 para cada um dos pisos do edifício. A utilização desta hipótese de diafragma rígido impõe que todos os pontos de cada um dos pisos possuam os mesmos deslocamentos, facilitando a escolha do nó de controlo. No entanto, foi escolhido como nó de controlo o topo da parede de frontal, tanto na análise de piso rígido como de piso flexível, uma vez que permite comparar os resultados obtidos nos dois casos.

### 5.4.1 Análise *pushover* com piso rígido

A curva de capacidade obtida para o edifício com piso rígido encontra-se representada a azul na figura 5.4. É possível observar que a curva de *pushover* resultante consiste na soma da contribuição das duas paredes.

O comportamento do conjunto é comparável a um sistema de duas molas em paralelo, de rigidez  $k_1$  e  $k_2$  para as paredes de alvenaria e de frontal, respetivamente. Uma vez que a consideração de diafragma rígido implica que os deslocamentos horizontais sejam iguais nas duas paredes, a força horizontal é distribuída de acordo com a rigidez de cada parede, de acordo com as expressões:

$$\begin{cases} F = k \cdot d \\ d_1 = d_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} F_{tot} = F_1 + F_2 \\ F_1/k_1 = F_2/k_2 \end{cases} \quad (5.4)$$

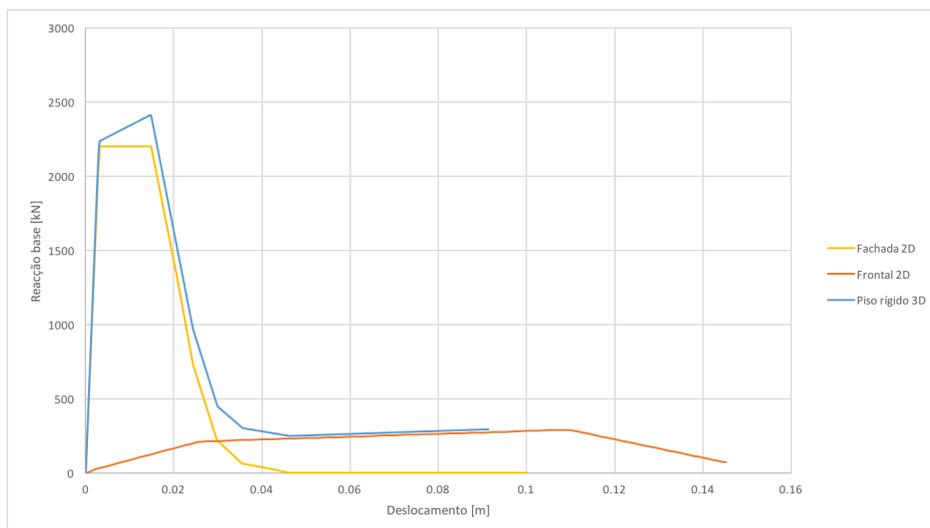


Figura 5.4: Curva de capacidade do edifício considerando pisos rígidos

Deste modo, ao considerar o piso como rígido, é explorada na totalidade a resistência das duas paredes. Quando a parede de alvenaria entra em cedência, a parede de frontal passa a absorver a maior parte do ação sísmica até ela própria entrar em cedência, altura em que se forma o mecanismo de colapso.

## 5.4.2 Aplicação do método N2

A curva de pushover obtida na análise tridimensional relaciona a reação base total com o deslocamento do último piso do edifício, uma vez que estes foram considerados rígidos. Deste modo, a análise das paredes em separado não é adequada, pois para cada parede existiria um deslocamento-alvo diferente, o que não acontece na realidade. As hipóteses simplificativas de pisos rígidos e de análise plana sem torção permitem considerar a estrutura como se fosse uma estrutura plana, em que a massa de cada piso é a soma das massas das duas paredes e o deslocamento entre pisos é o obtido do primeiro modo de vibração resultante da análise modal.

As tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os cálculos necessários para reduzir a estrutura tridimensional num sistema de 1GDL, tendo sido necessárias duas iterações para garantir que o deslocamento alvo  $d_t^*$  é próximo do deslocamento  $d_m^*$ , como indicado no EC8.

Tabela 5.2: Determinação do fator de transformação  $\Gamma$

Piso	$U_x$ [m]	$\phi$	$F$ [kN]	$m = \frac{F}{9,81}$ [ton]	$F_i$	$m^* = \Sigma F_i$	$m_i \phi^2$	$\Sigma m_i \phi^2$	$\Gamma$
3	0,088	1,00	322,03	32,86	32,86	202,33	32,86	144,84	1,397
2	0,070	0,797	1434,82	146,41	116,63		92,91		
1	0,032	0,361	1434,82	146,41	52,84		19,07		

Tabela 5.3: Determinação do deslocamento alvo  $d_t$

1ª iteração		2ª iteração	
$d_m^*$ [m]	0,011	$d_{m2}^* = d_{t1}^*$ [m]	0,0021
$F_y^*$ [kN]	1807,18	$F_y^*$ [kN]	1531,53
$E^*$	17,28	$E^*$	1,591
$d_y^*$	0,0031	$d_y^*$	0,0021
$T^*$ [s]	0,117	$T^*$ [s]	0,104
$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99	$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99
$d_{et}^*$ [m]	0,0021	$d_{et}^*$	0,0016
$T^* < T_c$		$T^* < T_c$	
$F_y^*/m$	8,93	$F_y^*/m$	7,57
$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta elástica	$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta elástica
$d_t^* = d_{et}^*$	0,0021	$d_t^* = d_{et}^*$	0,0016
		$d_t$ [m]	0,0023

A figura 5.5 apresenta a posição na curva de *pushover* correspondente à aplicação do deslocamento-alvo. Como se pode observar, a estrutura ainda se encontra em fase elástica, garantido a segurança face à ação sísmica. Quando comparado com os resultados obtidos para a análise isolada das paredes, existe uma grande melhoria na resposta da parede de frontal - dado que com pisos rígidos as ações horizontais se distribuem proporcionalmente à rigidez dos elementos, e que a parede de fachada possui uma rigidez muito superior, as ações aplicadas na parede de frontal são muito reduzidas, originando uma redução do deslocamento-alvo dessa parede de 5,90 cm para 0,23 cm

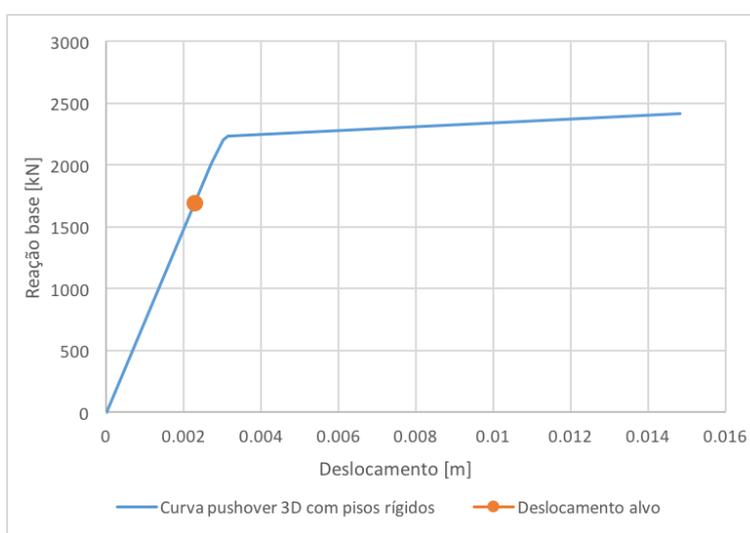


Figura 5.5: Curva de capacidade do edifício e aplicação do deslocamento-alvo

## 5.5 Análise com consideração de piso deformável - situação existente

Sabendo que o piso não reforçado possui uma rigidez muito baixa, é necessário avaliar se a modelação tridimensional do edifício é mais vantajosa que a análise das paredes isoladamente. Para tal, foram modelados os pisos no SAP2000 como elementos elemento membrana de rigidez correspondente ao piso FMSB (figura 5.6), tendo-se obtido a curva de *pushover* do edifício, com o nó de controlo na parede de frontal. Subtraindo a reação base da parede de alvenaria, é possível obter a curva a laranja apresentada na figura 5.7.

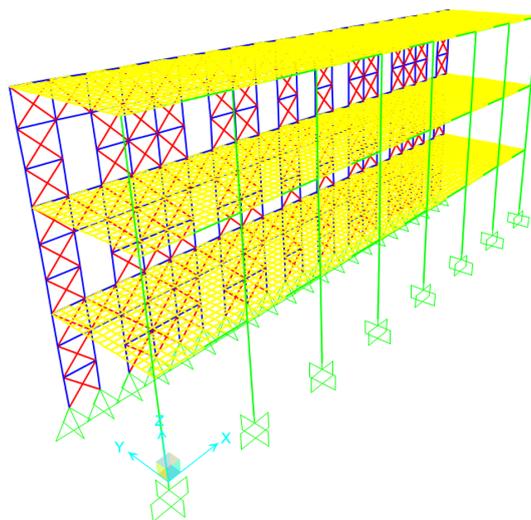


Figura 5.6: Modelo tridimensional utilizado para a análise não linear tridimensional

Observa-se que a curva obtida é idêntica à curva resultante da análise 2D da parede isolada, sendo possível concluir que os resultados obtidos através da análise com o piso flexível não apresentam diferenças quando comparados com a análise das duas paredes em separado, e que as dificuldades associadas à modelação tridimensional não apresentam nenhuma vantagem na avaliação da capacidade resistente das paredes face à ação sísmica.

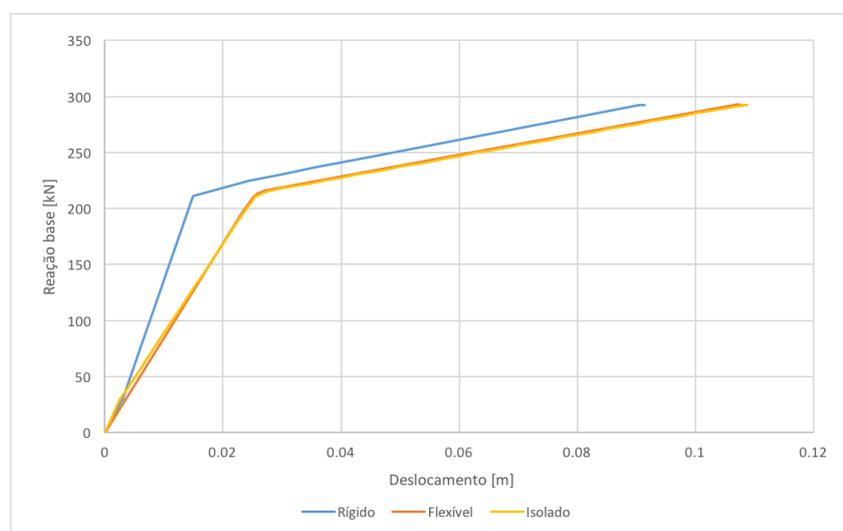


Figura 5.7: Curvas de capacidade da parede de frontal

## 5.6 Análise com consideração de piso deformável - situação reforçada

De forma a analisar a influência da rigidez do piso na curva de capacidade do edifício, realizaram-se análises pushover considerando pisos de rigidez crescente, de acordo com os valores calculados anteriormente, apresentados na tabela 5.1, e considerou-se um nó no topo da parede de frontal como nó de controlo. Na figura 5.8 é possível observar que o aumento da rigidez do piso origina uma maior rigidez na curva de capacidade global, aproximando-se da curva respeitante ao modelo com pisos rígidos.

Observa-se também que o piso reforçado com tirantes metálicos, FMSD, apesar de ser a solução de reforço que menos aumenta a rigidez do piso, alcança uma resistência máxima semelhante à do modelo de pisos rígidos, e cerca de 1000 kN superior que no caso do piso simples. Estes resultados estão de acordo com os obtidos por Giongo *et al.* [13], apresentados no capítulo 2, confirmando que, à excepção do piso simples, todas as configurações de piso atingem a mesma reação base máxima.

Deste modo, para o caso de pisos reforçados, a análise das paredes em separado não é a metodologia mais vantajosa, porque não explora a capacidade de redistribuição da ação pelos elementos resistentes. A consideração do piso no modelo de análise implica alguns cuidados, como a escolha do nó de controlo (uma vez que existem deslocamentos relativos entre as paredes), e a impossibilidade aplicar o método N2 (apenas indicado para a análise de estruturas planas). De seguida é proposta uma metodologia de análise alternativa, baseada na aplicação do método N2, mas considerando os deslocamentos relativos entre paredes e explorando a capacidade de distribuir as ações horizontais pelas paredes através dos pisos.

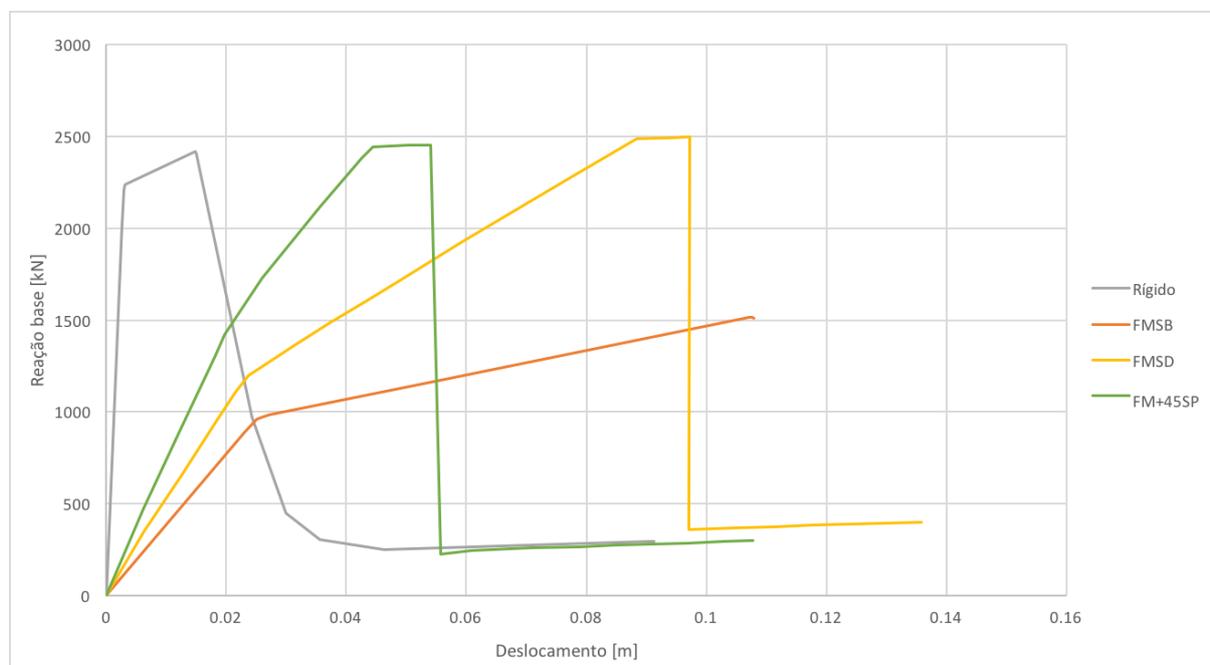


Figura 5.8: Comparação das curvas de capacidade do edifício para diferentes tipos de piso

## 5.6.1 Metodologia proposta

A metodologia de análise proposta, baseada num processo iterativo, consiste na avaliação do comportamento de cada parede recorrendo ao modelo tridimensional, seguida da avaliação dos deslocamentos correspondentes nas restantes paredes. Este processo deve ser repetido para todas as paredes, e a avaliação da segurança é feita para o deslocamento máximo de cada parede obtido na análise, conforme o seguinte procedimento:

- A partir do modelo tridimensional, obter a curva de capacidade de cada parede,  $F_i - \delta_i$ <sup>1</sup>;
- Para cada parede, aplicar o método N2 de forma a calcular o deslocamento-alvo,  $d_{ii}$ ;
- A partir de um novo *load case* no programa de elementos finitos, alcançar o valor de  $d_{ii}$  na parede  $i$ , e obter os deslocamentos correspondentes nas restantes paredes,  $d_{ij}$ ;
- Avaliar a segurança de cada parede para o valor máximo de  $d$  obtido.

É possível verificar que esta metodologia pode ser aplicada no estudo dos dois casos extremos de rigidez de piso: no caso de pisos muito flexíveis, as paredes comportam-se isoladamente, sendo a curva  $F_i - \delta_i$  idêntica à curva resultante da análise bidimensional das paredes; por outro lado, considerando pisos rígidos deixam de existir deslocamentos relativos entre as paredes e  $d_{ii} = d_{ij}$ , sendo apenas necessário obter o valor máximo do deslocamento alvo. Uma vez que é válida para as duas soluções extremas, é possível admitir-se como um método válido de análise de edifícios com pisos de rigidez intermédia.

## 5.6.2 Exemplo de aplicação

De seguida apresenta-se um exemplo de aplicação, considerando no modelo o piso reforçado de configuração FMSD, composto pelas tábuas de solho e tirantes metálicos a 45 graus ( $t_{eq} = 0,047 \text{ mm}$ ). Uma vez que no exemplo em questão foi considerada uma parede de fachada e uma parede de frontal, a aplicação da metodologia proposta deve ser feita em separado para cada uma das paredes.

De seguida analisou-se a parede de frontal, identificada como parede 1. Foi obtida a curva de capacidade apresentada na figura 5.9, considerando o nó de controlo no topo da mesma. Através da função *Show Tables* do SAP2000, obtiveram-se as reações base da parede de frontal para cada incremento da ação horizontal, permitindo obter a sua curva de capacidade, que relaciona o corte na base da parede com o deslocamento de um ponto no seu topo ( $F_1 - \delta_1$ ), apresentada na mesma figura.

---

<sup>1</sup>As curvas de capacidade obtidas a partir do modelo tridimensional são diferentes das obtidas pela análise das paredes isoladamente, devido à influência das restantes paredes.

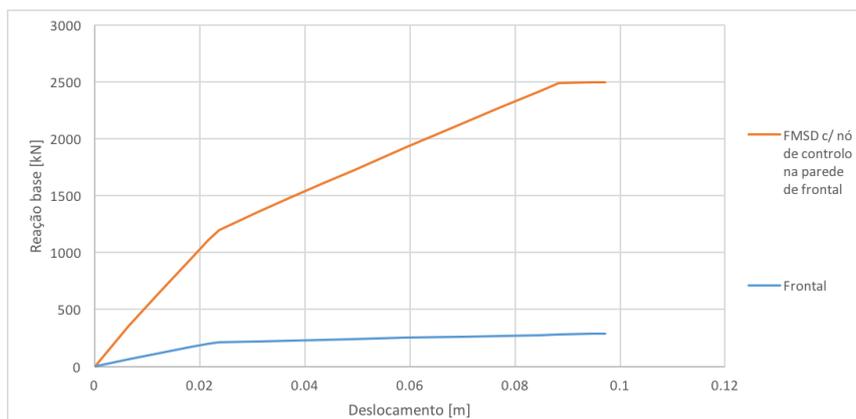


Figura 5.9: Curva de capacidade da parede de frontal com piso reforçado

Posteriormente, aplicou-se o método N2, considerando como massa de cada piso o peso próprio da parede de frontal e as cargas correspondentes à sua área de influência, e o primeiro modo de vibração da estrutura (que consiste na vibração da parede de frontal). O procedimento de conversão da estrutura num sistema de um grau de liberdade foi semelhante ao realizado nas secções anteriores (tabelas 5.4 e 5.5) tendo-se obtido um deslocamento-alvo,  $d_{t1}$ , de 4,9 cm para a parede de frontal.

Tabela 5.4: Determinação do fator de transformação  $\Gamma$

Piso	$U_x$ [m]	$\phi$	$F$ [kN]	$m = \frac{F}{9,81}$ [ton]	$F_i$	$m^* = \Sigma F_i$	$m_i \phi^2$	$\Sigma m_i \phi^2$	$\Gamma$
3	0,1674	1,00	105,73	10,79	10,79	46,23	10,79	35,96	1,286
2	0,1415	0,846	265,33	27,07	22,89		19,35		
1	0,0776	0,464	265,33	27,07	12,55		5,82		

Tabela 5.5: Determinação do deslocamento alvo  $d_t$  para a parede de frontal

1ª iteração		2ª iteração	
$d_m^*$ [m]	0,076	$d_{m2}^* = d_{t1}^*$ [m]	0,047
$F_y^*$ [kN]	224,17	$F_y^*$ [kN]	195,66
$E^*$	12,76	$E^*$	6,75
$d_y^*$	0,037	$d_y^*$	0,025
$T^*$ [s]	0,552	$T^*$ [s]	0,483
$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99	$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99
$d_{et}^*$ [m]	0,0463	$d_{et}^*$	0,0355
$T^* < T_c$		$T^* < T_c$	
$F_y^*/m$ [m/s <sup>2</sup> ]	4,84	$F_y^*/m$ [m/s <sup>2</sup> ]	4,23
$F_y^*/m < S_e(T^*)$	resposta não linear	$F_y^*/m < S_e(T^*)$	resposta não linear
$q_u$	1,237	$q_u$	1,417
$d_t^*$ [m]	0,047	$d_t^*$ [m]	0,038
		$d_t$ [m]	0,049

Devido à ligação entre as paredes, ao aplicar o deslocamento-alvo na parede de frontal existirá um deslocamento correspondente na parede de alvenaria, que pode ser obtido do modelo tridimensional

a partir de um novo *Load Case* não linear, consistindo num deslocamento imposto correspondente ao deslocamento-alvo na parede de frontal e a mesma distribuição das ações utilizada na análise *pushover*. O deslocamento obtido na parede de fachada,  $d_{12}$ , foi de 0,35 cm.

Posteriormente, foi realizada a mesma análise para a parede de alvenaria com o nó de controlo no topo da mesma, tendo-se obtido as curvas de capacidade do conjunto e da parede em separado ( $F_2 - \delta_2$ ), apresentadas na figura 5.10. Na aplicação do método N2 foi utilizada a deformada correspondente ao terceiro modo de vibração da estrutura, por ser o modo com maior massa participante desta parede.

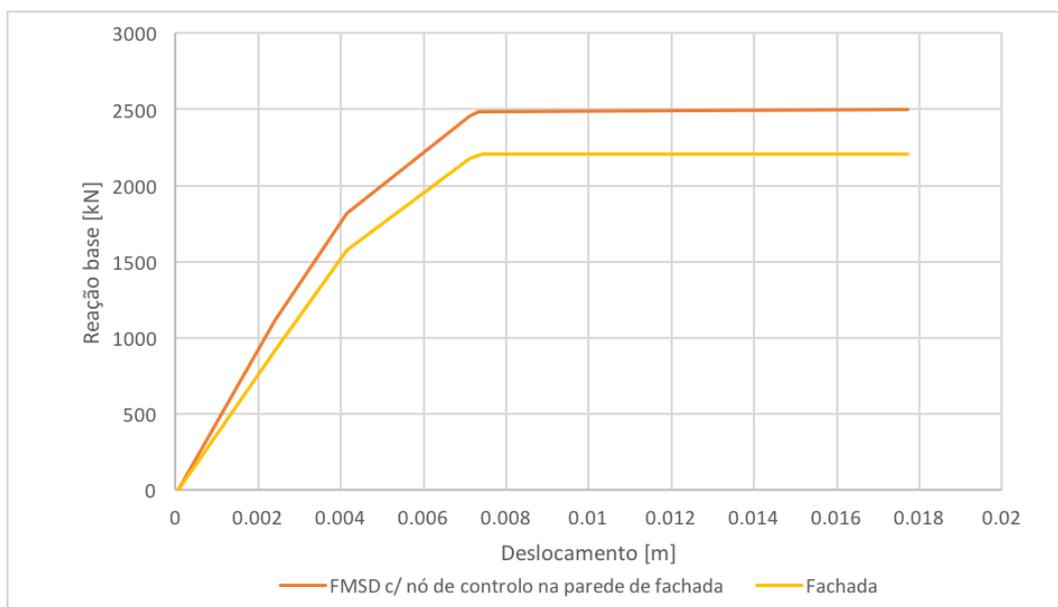


Figura 5.10: Curva de capacidade da parede de fachada com piso reforçado

O deslocamento-alvo obtido para a fachada,  $d_{22}$ , foi de 0,022 cm (calculado pelas tabelas 5.6 e 5.7), que corresponde a um deslocamento na parede de frontal ( $d_{21}$ ) de 2,0 cm.

Tabela 5.6: Determinação do fator de transformação  $\Gamma$

Piso	$U_x$ [m]	$\phi$	$F$ [kN]	$m = \frac{F}{9,81}$ [ton]	$F_i$	$m^* = \Sigma F_i$	$m_i \phi^2$	$\Sigma m_i \phi^2$	$\Gamma$
3	0,1155	1,00	216,28	22,07	22,07	135,77	22,07	87,31	1,555
2	0,0799	0,692	1169,53	119,34	82,56		57,11		
1	0,0301	0,261	1169,53	119,34	31,14		8,13		

Tabela 5.7: Determinação do deslocamento alvo  $d_t$  para a parede de fachada

1ª iteração		2ª iteração	
$d_m^*$ [m]	0,014	$d_{m2}^* = d_{t1}^*$ [m]	0,0023
$F_y^*$ [kN]	1716,58	$F_y^*$ [kN]	877,84
$E^*$	19,48	$E^*$	1,001
$d_y^*$	0,0049	$d_y^*$	0,0023
$T^*$ [s]	0,123	$T^*$ [s]	0,119
$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99	$S_e(T)$ [m/s <sup>2</sup> ]	5,99
$d_{et}^*$	0,0023	$d_{et}^*$	0,0022
$T^* < T_c$		$T^* < T_c$	
$F_y^*/m$ [m/s <sup>2</sup> ]	12,64	$F_y^*/m$ [m/s <sup>2</sup> ]	6,46
$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta elástica	$F_y^*/m > S_e(T^*)$	resposta elástica
$d_t^* = d_{et}^*$ [m]	0,0023	$d_t^*$ [m]	0,0022
		$d_t$ [m]	0,0034

Na tabela 5.8 apresentam-se os resultados obtidos após a análise das duas paredes, bem como o deslocamento obtido na análise das paredes isoladamente,  $d_{isolado}$ , e o deslocamento correspondente à formação do mecanismo de colapso da parede,  $d_m$ . Uma vez que só foram analisadas duas paredes, é possível apresentar as curvas de capacidade de cada parede e a correspondência dos deslocamentos  $d_{ii}$  com  $d_{ij}$  (figura 5.11). É possível observar que análise da parede de frontal origina os maiores deslocamentos-alvo, tanto para essa parede como para a de fachada, mas que ambas verificam a segurança.

Tabela 5.8: Deslocamentos-alvo obtidos pela metodologia proposta (em cm)

1 - Parede de frontal (Y=4,5)		2 - Parede de alvenaria (Y=0)	
$d_{11}$	4,89	$d_{21}$	0,35
$d_{12}$	3,99	$d_{22}$	0,34
$d_{max}$	4,89	$d_{max}$	0,35
$d_{isolado}$	5,89	$d_{isolado}$	0,21
$d_m$	9,72	$d_m$	1,77
$d_{max} < d_m$ - verifica a segurança		$d_{max} < d_m$ - verifica a segurança	

Os resultados obtidos confirmam a importância da consideração da rigidez dos pisos no comportamento global do edifício. De facto, os deslocamentos obtidos aproximam-se da solução com pisos rígidos - como a parede de alvenaria é mais rígida, recebe parte da ação sísmica que iria para a parede de frontal, sofrendo um deslocamento superior. Por outro lado, como a parede de frontal passa a ser menos solicitada, o deslocamento desta diminui comparativamente ao obtido através da análise da parede isolada.

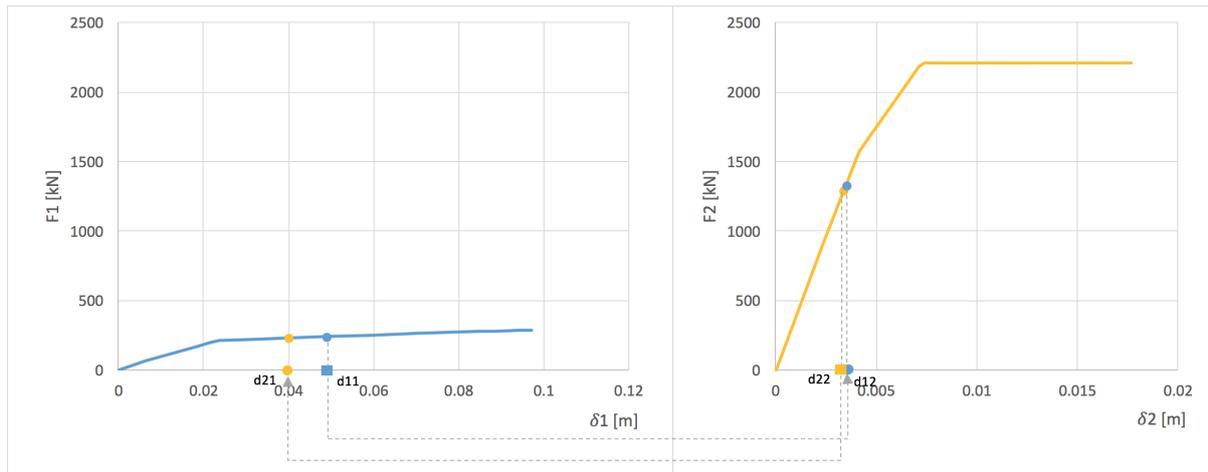


Figura 5.11: Correspondência entre deslocamentos-alvo nas curvas de capacidade: a) parede de frontal; b) parede de alvenaria

## 5.7 Conclusões

Da pesquisa relativamente ao comportamento conjunto das paredes estruturais dos edifícios Pombalinos, foi possível concluir o seguinte:

- Devido à forma como foram idealizadas, as paredes dos edifícios Pombalinos apresentam configurações e comportamento muito diferentes. As paredes de alvenaria exteriores possuem espessura e massa muito elevadas, associado a uma elevada capacidade de resistência às ações no plano e baixa ductilidade; as paredes de frontal interiores são mais finas, e a sua construção em madeira assegura a ductilidade e capacidade de dissipação de energia;
- Da análise da figura 5.8 observou-se que os tipos de reforço considerados conduzem ao mesmo valor de corte basal total, e que o aumento da rigidez de cada tipo de reforço aproxima a solução da obtida pelo modelo de pisos rígidos, pelo que o reforço dos pisos é essencial na melhoria do comportamento sísmico do edifício;
- Por outro lado, devido à elevada flexibilidade do piso existente, a consideração do piso não reforçado no modelo tridimensional não apresenta vantagens quando comparado com a análise em separado das paredes, uma vez que não permite a transferência de ações entre as paredes;
- A metodologia de análise proposta permite realizar a análise não linear de várias paredes em paralelo, considerando o papel dos pisos na distribuição das ações e permitindo observar o colapso gradual da estrutura, bem como o estado das rótulas plásticas nos elementos para cada incremento de carga;
- Os resultados obtidos para o caso de estudo demonstram a vantagem desta metodologia, ao permitir explorar a resistência da parede de alvenaria e diminuir o deslocamento-alvo da parede de frontal, quando comparado com os resultados da análise isolada da mesma;
- A rigidez do piso considerado no exemplo de aplicação corresponde ao piso reforçado de menor rigidez considerado nos ensaios realizados por Valluzzi *et al.*. Seria interessante realizar a mesma

análise utilizando as configurações de piso de rigidez superior, de forma a avaliar qual o impacto das medidas de reforço adicionais na melhoria do comportamento das paredes;

- Devido às simplificações adotadas no desenvolvimento do modelo de elementos finitos, a metodologia apresentada não considera a resistência ao corte da ligação entre paredes e pavimento (considerada como rígida), o que devido à separação entre o piso e as paredes em caso de um sismo pode limitar as vantagens do aumento da rigidez do pavimento. Seria relevante o estudo da resistência desta ligação e a alteração do modelo de forma a considerá-la;
- Outra das limitações desta análise é que se limita ao estudo da resistência das paredes relativamente às ações no seu plano, sem considerar os mecanismos de colapso locais que podem ocorrer nas paredes de alvenaria. Apesar da parede de fachada verificar a segurança na análise *pushover*, os resultados da análise dos mecanismos de colapso locais segundo a NTC 2008, realizados por Giordano, comprovam que na situação atual esta parede não verifica a segurança relativamente a movimentos para fora do seu plano.



## Capítulo 6

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 6.1 Conclusões

O objetivo principal deste trabalho consistiu na proposta de uma metodologia de análise tridimensional, que considerasse o comportamento não linear das paredes presentes nos edifícios Pombalinos e a influência do pavimento na resistência dos edifícios.

A análise elástica tridimensional aplicada a um caso de estudo, efetuada no capítulo 3, permitiu obter algumas informações relativamente ao funcionamento da estrutura face à ação sísmica, bem como a validação das características do modelo de elementos finitos, através da comparação com os resultados da campanha de identificação modal anteriormente realizada. No entanto, observou-se que este tipo de análise é de utilidade limitada nos edifícios de alvenaria e madeira, devido à anisotropia e comportamento marcadamente não linear deste tipo de estruturas.

No capítulo 4 foram apresentadas e aplicadas duas metodologias de análise não linear das paredes de frontal e das paredes de alvenaria exteriores. Dado que Giordano já tinha realizado a análise *pushover* da parede de alvenaria da fachada do edifício, na presente tese foi dado maior foco ao estudo das paredes de frontal, através da aplicação da metodologia de Kouris e Kappos (cujos parâmetros de resistência da parede são dados em função da sua geometria e da resistência dos elementos de madeira). A modelação e análise foi expedita e de fácil compreensão, permitindo observar a rotura progressiva dos elementos da parede sem necessitar de alterações no modelo. Observou-se também a diferença de comportamento dos dois tipos de parede do edifício - as paredes de alvenaria possuem uma grande resistência, associada a pequenas deformações; e as paredes de frontal possuem menor resistência, mas maior ductilidade.

Estas diferenças de comportamento justificaram o estudo da influência dos pisos no comportamento do edifício, realizado no capítulo 5. A partir dos resultados experimentais obtidos por Valluzzi *et al.*, foi possível definir a rigidez de corte dos macro-elementos equivalentes que foram incluídos no modelo tridimensional. Destacou-se a rigidez muito reduzida do piso correspondente à situação atual (não re-

forçado), e um aumento de rigidez considerável em todas as configurações de piso reforçado ensaiadas.

Antes de proceder à análise do edifício considerando a rigidez dos pisos reforçados, foram analisados os casos limite correspondentes a pisos de rigidez infinita e ao piso não reforçado (de rigidez muito baixa). Concluiu-se que a consideração de pisos rígidos origina uma melhoria da resistência do edifício, permitindo aproveitar a resistência das duas paredes na totalidade uma vez que as ações horizontais se distribuem pelas paredes de acordo com a sua rigidez. Por outro lado, a consideração do piso não reforçado no modelo tridimensional não apresentou vantagens, dado que a rigidez não é suficiente para distribuir o efeito da ação entre as paredes, originando uma solução idêntica à da análise das paredes em separado.

Com base nas conclusões obtidas ao longo da elaboração da dissertação, a parte final do capítulo 5 consistiu na proposta de uma metodologia de análise tridimensional não linear, considerando a influência da rigidez dos pisos na distribuição da ação sísmica. A metodologia foi aplicada no caso de estudo, tendo-se verificado que não requer grandes alterações no modelo face à análise *pushover* 2D habitualmente realizada, bastando utilizar os modelos realizados no capítulo anterior e considerar elementos membrana como elementos de ligação entre as paredes. Os resultados obtidos, considerando um piso de configuração reforçada, realçam a importância deste método, em que o comportamento do edifício se aproxima do modelo considerando pisos indeformáveis e conduz à redução do deslocamento-alvo na parede de frontal.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

Apesar da metodologia proposta permitir, de uma forma mais expedita, realizar a análise não linear tridimensional do edifício considerando o papel dos pisos na redistribuição das ações horizontais, apresenta também algumas limitações que poderão ser ultrapassadas em trabalhos futuros.

Uma vez que não foi considerada a resistência da ligação entre a estrutura do piso e das paredes, a resistência global pode ser inferior ao esperado, devido à separação precoce dos mesmos. Caso a resistência desta ligação seja condicionante, o investimento em medidas de reforço do piso adicionais poderá ser desnecessário. Dessa forma, seria importante avaliar experimentalmente a resistência das ligações através de ensaios de corte em modelos de configuração semelhante aos presentes nos edifícios deste tipo, e a modificação do modelo de elementos finitos de forma a ter em conta a resistência ao corte entre as paredes e o pavimento.

Outra limitação prende-se com a impossibilidade de considerar os mecanismos de colapso locais que podem ocorrer nas paredes de alvenaria, sendo necessária a realização de análises complementares. Um dos desenvolvimentos possíveis seria a adaptação da metodologia proposta de forma a considerar os mecanismos de colapso locais.

No caso de estudo, a rigidez do elemento utilizado para modelar o pavimento foi obtida a partir dos ensaios experimentais realizados por Valluzzi *et al.*, em pisos de madeira construídos na universidade de Pádua para o efeito. Visto que a configuração e o tipo de madeira utilizado nos pisos dos edifícios Pombalinos pode apresentar diferenças na resistência e rigidez do pavimento, recomenda-se a realização de ensaios em pavimentos pertencentes a edifícios Pombalinos ou em modelos com características

idênticas, de forma a estabelecer uma base de dados que poderá ser usada de forma sistemática na aplicação da metodologia proposta.

Uma vez que o modelo realizado é facilmente adaptável de forma a considerar outras configurações de piso, sugere-se a avaliação do impacto das medidas de reforço adicionais na melhoria do comportamento das paredes de forma a identificar qual o tipo de reforço mais indicado para cada situação;

Por último, de forma a aplicar ao máximo as potencialidades da metodologia proposta, sugere-se a sua aplicação num edifício de maior complexidade, com mais alinhamentos de paredes e menor regularidade de forma a evidenciar a importância da consideração do comportamento em conjunto das paredes estruturais.



# Bibliografia

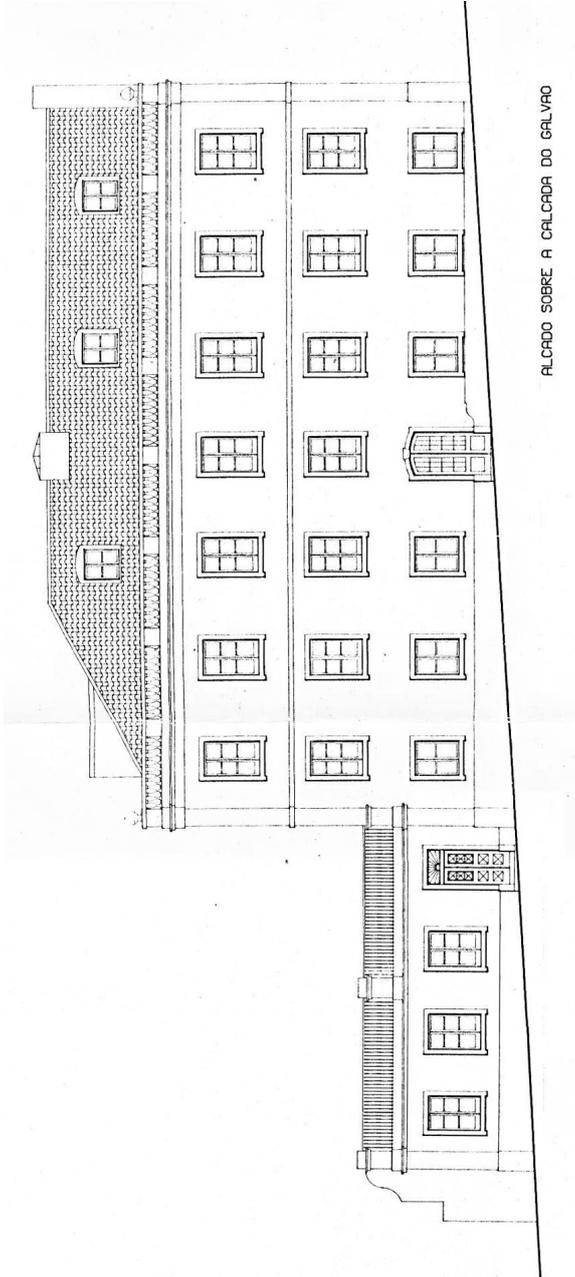
- [1] *Eurocódigo 1: Acções em Estruturas*, 2009.
- [2] *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos*, 2009.
- [3] *CSI Analysis Reference Manual*, vol. SAP2000 v16. CSI, 2015.
- [4] Bento, R., S. Falcão e F. Rodrigues: *Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios Com Base em Análises Estáticas Não Lineares*. Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2004.
- [5] Candeias, P.: *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2008.
- [6] Cardoso, R., M. Lopes e R. Bento: *Earthquake Resistant Structures of Portuguese Old 'Pombalino' Buildings*. 13th World Conference on Earthquake Engineering - Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [7] Cardoso, R., M. Lopes e R. Bento: *Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Method description and application to a case-study*. Engineering Structures 27 (2005):2024–2035, 2005.
- [8] Cismasiu, C., F. Amarante dos Santos e J. Silva Ferreira: *Ensaios experimentais de identificação dinâmica em edifício habitacional*. Não publicado, 2016.
- [9] Ferreira, J. G., M. J. Teixeira, A. Duðu, F. A. Branco e A. M. Gonçalves: *Experimental Evaluation and Numerical Modelling of Timber-Framed Walls*. Experimental Techniques, Society for Experimental Mechanics, 2012.
- [10] Ferreira, V. e B. Farinha: *Tabelas Técnicas*. TECNICA - Associação dos estudantes do I.S.T., 1992.
- [11] França, J. A.: *A reconstrução de Lisboa e a arquitectura pombalina*. Biblioteca Breve, 1981.
- [12] Galasco, A., S. Lagomarsino e A. Penna: *On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2006.
- [13] Giongo, I., M. Piazza e R. Tomasi: *Pushover analysis of traditional masonry buildings : influence of refurbished timber-floors stiffness*. SHATIS'11 International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures, 2011.
- [14] Giordano, P.F.: *Seismic assessment of a Pombalino building*. Tese de Mestrado, University of Bologna, 2015.
- [15] Gonçalves, A. M. N.: *Reabilitação estrutural de paredes de frontal em edifícios Pombalinos*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Novembro 2014.

- [16] Kouris, L. e A. Kappos: *A practice-oriented model for pushover analysis of a class of timber-framed masonry buildings*. Engineering Structures, 2014.
- [17] Lourenço, P. B.: *Computations on historic masonry structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, 2012.
- [18] Magenes, G. e A. della Fontana: *Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings*. International Masonry Conference - London, U.K., 1998.
- [19] Magenes, G. e A. Penna: *Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment*. Eurocode 8 - Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 2009.
- [20] Meireles, H. A.: *Seismic Vulnerability of Pombalino Buildings*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [21] Minhalma, A.: *Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2015.
- [22] Ministero delle Infrastrutture: *Circolare 2 febbraio 2009. n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*, 2009.
- [23] Miranda, F. A. S. de: *Caracterização dos edifícios Pombalinos na Baixa de Lisboa*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [24] Neves, S. M. C.: *Análise Sísmica de um Edifício da Baixa Pombalina*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [25] Pena, A. F.: *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [26] Pomba, F. J. C.: *Comportamento sísmico de edifícios de pequeno porte*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [27] Qualidade, I. P. da: *NP 4305:1995 - Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação Visual*.
- [28] Santos, P.: *Ensaios de Paredes Pombalinas*. Rel. Téc., LNEC, 1997.
- [29] S.T.A. Data: *3Muri Program - User Manual*.
- [30] Tobriner, S.: *A gaiola pombalina - O sistema de construção anti-sísmico mais avançado do século XVIII*. Revista Semestral de Edifícios e Monumentos, 21, 2004.
- [31] Valluzzi, M. R., V. Cóias e M. Munari: *Avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios Pombalinos utilizando a abordagem dos macro-elementos*. 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
- [32] Valluzzi, M. R., E. Garbin, M. D. Benetta e C. Modena: *In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings*. World Conference on Timber Engineering, 2010.

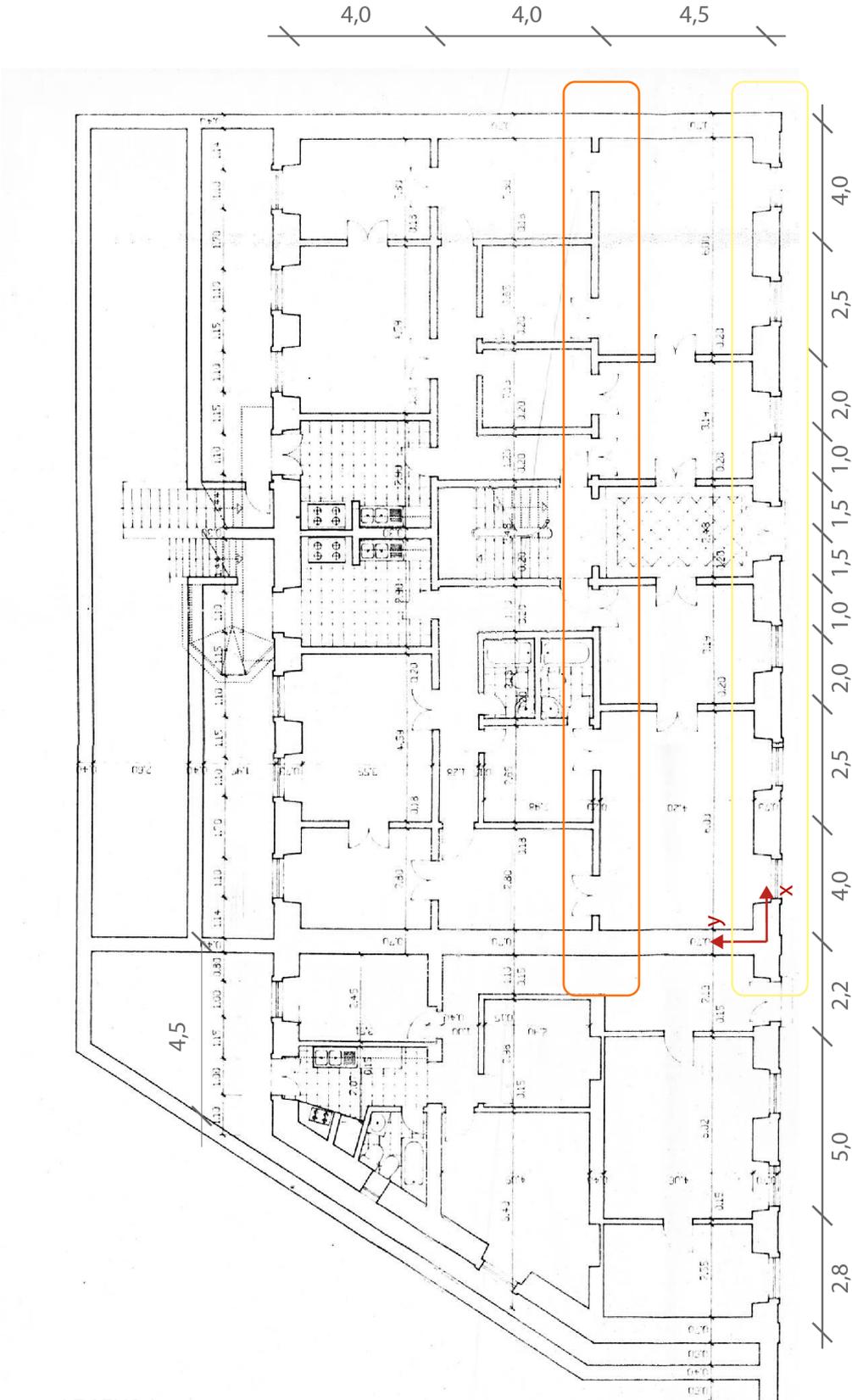


# Anexo 1 - Desenhos do edifício

## Alçado da fachada do edifício



# Planta do piso 0 do edifício (dimensões em metros)



LEGENDA:

  Parede de fachada (Y=0,0 m)

  Parede de frontal (Y=4,5 m)