



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Francisco José da Costa Moreira

**AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM
EDIFÍCIO EM ALVENARIA NA REGIÃO CENTRO**

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Setembro de 2023

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Francisco José da Costa Moreira

Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifício em Alvenaria na Região Centro

Seismic Vulnerability Assessment of a Masonry Building in Região Centro, Portugal

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2023



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Este trabalho surge no final de um dos mais importantes percursos da minha vida e como tal deixo uma palavra de apreço às pessoas mencionadas.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos meus orientadores, professor Paulo Providência e professor Anísio Alberto pela ajuda fulcral na discussão e elaboração desta dissertação.

Gostaria também de agradecer à engenheira Ana Simões da equipa 3Muri Portugal pela disponibilização do software no qual sem ele não seria possível este trabalho.

Aos meus pais e irmã por todo o esforço e ajuda que sempre demonstraram ao longo deste tempo e por me proporcionarem todo este percurso.

Aos meus avós, pela educação e por serem um pilar fundamental para a pessoa que sou hoje.

Aos meus amigos por todos os momentos bons e por toda a compreensão e alento que me deram até ao último momento.

À Ana Miguel pelo carinho, amor e incentivo nos momentos mais difíceis.

A ti Coimbra, por tudo.

Muito obrigado a todos!

RESUMO

O Decreto-Lei 95 de 2019 tornou obrigatória, em general, a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios que sejam sujeitos a uma intervenção de reabilitação, com o intuito de averiguar se o seu desempenho sísmico satisfaz a NP EN 1998-3. (De facto, a Portaria 302 de 2019, que decorre daquele decreto-lei, indica, para efeito da avaliação apenas, a redução em 10% da ação sísmica definida naquela norma.) Trata-se de uma medida que visa, antes de mais, durante um tremor de terra de elevada intensidade, a segurança dos ocupantes dos edifícios (e de transeuntes que circulem na sua vizinhança) e a mitigação dos prejuízos, mas também, em alguns casos, de assegurar a operacionalidade de infraestruturas vitais para o país. Esta avaliação é mais crítica em estruturas com alguma idade e construídas com um material de reduzida ductilidade e capacidade de dissipação de energia, como os edifícios em alvenaria construídos até à primeira metade do século passado. Na atualidade, a avaliação sísmica deste tipo de edifícios adquire ainda maior importância porque, embora seja enorme o número de construções deste tipo existentes no país, são diminutos o conhecimento prático e a experiência nesta área da engenharia de estruturas. Assim, o interesse deste estudo não se cinge a um edifício em particular, uma vez que a sua repetição para uma amostra de vários edifícios de características similares, em termos de região, tipologia, material e época de construção, permitirá tirar ilações relativamente à vulnerabilidade sísmica válidas para um conjunto significativo de edifícios. A importância do tema também emana de o edifício investigado estar situado numa região onde a ação sísmica é considerada por muitos como não crítica: as suas conclusões contribuirão para rebater, ou não, este lugar-comum. A tese compreendeu a seleção do edifício a investigar, a recolha e análise de documentos e a realização de uma avaliação da vulnerabilidade sísmica com base no estipulado na Portaria 302 de 2019 (que remete para a Parte 3 da NP EN 1998), aplicando o 3Muri, um programa informático de análise estrutural especializado. Este programa emprega uma modelação em pórtico equivalente, baseada em macro-elementos que simulam elementos estruturais em alvenaria (paredes, nembos, lintéis, ...) e noutros materiais (pavimentos, ...). Dos vários métodos permitidos pela Parte 3 da NP EN 1998, o mais apropriado, por conjugar, em medidas apropriadas, rigor, simplicidade de modelação e avaliação de resultados e custo computacional, é a análise estática não linear, para a qual a Parte 1 da NP EN 1998 sugere o método N2 de Fajfar. A tese incluirá uma análise das principais questões colocadas na fase de modelação da estrutura e dos resultados.

Palavras-chave: Edifício, Alvenaria, Ação Sísmica, Macro-elementos, 3Muri

ABSTRACT

The Portuguese Decree-Law 95 of 2019 made it compulsory, in general, to assess the seismic vulnerability of buildings undergoing rehabilitation, to ascertain whether their seismic performance complies with NP EN 1998-3. (In fact, Ordinance 302 of 201, which derives from that decree-law, only indicates, for the purposes of the assessment, a 10% reduction in the seismic action defined in that standard). During a high-intensity earthquake, this measure is primarily aimed at ensuring the safety of building occupants (and passers-by in the vicinity) and mitigating damage, but also, in some cases, at ensuring that vital infrastructures are operational. This assessment is more critical in structures of a certain age and built with a material of reduced ductility and energy dissipation capacity, such as masonry buildings built up until the first half of the last century. Nowadays, the seismic evaluation of this type of building is even more important because, although the number of buildings of this type in the country is enormous, there is little practical knowledge and experience in this area of structural engineering. Thus, the interest of this study is not limited to one building, since its repetition for a sample of several buildings with similar characteristics, in terms of region, typology, material and construction period, will allow us to draw valid conclusions regarding seismic vulnerability for a significant group of buildings. The importance of the subject also stems from the fact that the building under investigation is in a region where seismic action is considered by many to be non-critical: its conclusions will help to refute this commonplace or not. The thesis involved selecting the building to be investigated, collecting, and analyzing documents and carrying out a seismic vulnerability assessment based on the provisions of Ordinance 302 of 2019 (which refers to Part 3 of NP EN 1998), using 3Muri, a specialized structural analysis software program. This program uses equivalent frame modeling, based on macro-elements that simulate structural elements in masonry (walls, nembos, lintels, ...) and other materials (floors, ...). Of the various methods allowed by Part 3 of NP EN 1998, the most appropriate, as it combines, in appropriate measures, rigor, simplicity of modeling and evaluation of results and computational cost, is non-linear static analysis, for which Part 1 of NP EN 1998 suggests Fajfar's N2 method. The thesis will include an analysis of the main issues raised in the modeling phase of the structure and the results.

Key-Words: Building, Masonry, Seismic Action, Macro-Elements, 3Muri

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos do Trabalho	2
1.3 Organização da dissertação.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Introdução.....	4
2.2 Descrição Estrutural Genérica de Edifícios de Alvenaria	4
2.3 Paredes de Alvenaria	5
2.3.1 Propriedades Mecânicas	7
2.3.2 Comportamento sísmico de paredes de alvenaria	9
2.3.3 Mecanismos de colapso no plano	10
2.4 Paredes divisórias em tabique.....	15
2.4.1 Técnicas construtivas e características gerais das paredes de tabique.....	15
2.4.2 Análise do comportamento estrutural.....	16
2.5 Pavimentos flexíveis de madeira	19
2.6 Vulnerabilidade sísmica de edifícios segundo EN1998-3	20
2.6.1 Análise estática não linear	20
2.7 Modelação das paredes de alvenaria	26
2.7.1 Modelação com macro-elementos	27
2.7.2 Método TREMURI.....	29
3. CASO DE ESTUDO	35
3.1 Caracterização do edifício	35
Caracterização Estrutural do Edifício.....	36
4. ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO CASO DE ESTUDO	40
4.1 Modelação no Programa 3Muri	40

4.1.1 Modelação dos elementos estruturais	40
4.1.2 Atribuição da massa aos elementos estruturais	43
4.2 Análise Estática não Linear	43
4.2.1 Caracterização da ação sísmica	44
4.2.2 Caracterização da alvenaria	45
4.2.3 Pórticos equivalentes	45
4.2.4 Definição do espectro sísmico	49
4.2.5 Análise de resultados	50
4.3 Discussão de Resultados.....	54
5. CONCLUSÃO.....	56
5.1 Principais conclusões.....	56
5.2 Desenvolvimentos Futuros	57
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Parede de alvenaria de pedra (Simão, 2017)	6
Figura 2.2 Ensaio de compressão axial do murete M43: a) antes do início; b) formação de fenda diagonal; c) colapso (Pinho, 2007)	8
Figura 2.3 Mecanismos de colapso para fora do plano a); dentro do plano b) (Decanini, et al., 2004)	9
Figura 2.4 Evidência da ocorrência de mecanismos de colapso: a) para fora do plano (L'Aquila, Itália, 2009); b) no plano (Turquia, 2023)	10
Figura 2.5 Nembo e Lintéis num edifício (Simão, 2017)	11
Figura 2.6 Mecanismos de colapso do nembo no plano: a) oscilação por flexão; b) corte diagonal; c) deslizamento ao corte (Tomazevic, 1999) Adaptado	13
Figura 2.7 Situações reais de rotura de nembo: a) flexão composta; b) corte diagonal; c) deslizamento ao corte (Celano et al., 2021)	13
Figura 2.8 Mecanismos de rotura dos lintéis: a) fendilhação diagonal; b) oscilação por flexão (Beyer & Alessandro, 2012)	14
Figura 2.9 Janela de Inspeção em parede interior de tabique (Santa Comba Dão)	15
Figura 2.10 Configuração dos elementos de madeira nos modelos S e SP (Pires et al., 2016)	17
Figura 2.11 Primeiro modo de curvatura global dos modelos S a); SP b) e D c)	18
Figura 2.12 Deformação para ação horizontal dos modelos S a); SP b) e D c)	18
Figura 2.13 Exemplo de curva de capacidade e sua idealização bilinear (Aguiar, 2003)	21
Figura 2.14 Bilinearização da curva de capacidade do sistema com 1GDL (EC8-Anexo B)	23
Figura 2.15 Determinação do deslocamento alvo no sistema com 1GDL para a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos (EC8-Anexo B)	24
Figura 2.16 Opções de modelação: a) micro modelação detalhada; b) micro modelação; c) macro modelação (Lourenço, 1996)	26
Figura 2.17 Definição do pórtico equivalente: a) fachada de alvenaria; b) programa Tremuri; c) método POR; d) sem a contribuição dos lintéis. (Lagomarsino et al., 2013)	28
Figura 2.18 Identificação do pórtico equivalente: a) Identificação dos lintéis; b) Identificação dos nembo; c) Identificação dos nós rígidos; d) Identificação do pórtico equivalente final (Lagomarsino et al., 2013)	29
Figura 2.19 Macro elemento de alvenaria (Pena et al., 2004)	30

Figura 2.20 Flexão composta com corte em nembro: diagrama de corpo livre (esq.) distribuição das tensões normais e sua aproximação em secção de extremidade (dir) (Magenes e Calvi, 1997)	31
Figura 2.21 Esquema de forças no mecanismo de deslizamento por corte (Magenes e Calvi, 1997)	33
em que a coesão c e o coeficiente de atrito μ são novamente coeficientes globais (Magenes e Fontana, 1998).	33
Figura 2.22 Classificação dos graus de liberdade das paredes: globais (3D) nas arestas e locais (2D) em nós interiores das paredes (Lagomarsino et al., 2013)	34
Figura 3.1 Vista aérea de localização do edifício em estudo (Google Maps)	35
Figura 3.2 Vista do edifício	36
Figura 3.3 Plantas do edifício: a) Planta do piso 0 (Rés-do-chão); b) Planta do piso 1 (sótão); c) Planta da cobertura	38
Figura 3.4 Identificação das paredes de alvenaria	38
Figura 3.5 Vista interior a); vista exterior a partir do logradouro b)	39
Figura 4.1 Barrotes e soalho do pavimento do piso superior (note-se o apoio na parede)	41
Figura 4.2 Parede de tabique e escadas para o piso superior	42
Figura 4.3 Geometria do modelo geral 3D do edifício	43
Figura 4.4 Vista geral da geometria do modelo numérico	46
Figura 4.5 Modelo numérico: a) vista do corpo principal; b) vista do corpo secundário	47
Figura 4.6 Modelo numérico: vista alçado B-B (corpo principal e secundário)	47
d).....	48
Figura 4.7 Modelo numérico: a) vista alçado 1-1; b) vista alçado 2-2; c) vista alçado 3-3; d) vista alçado 4-4	48
Figura 4.8 Nós de controlo e sistema de eixos (3Muri).	50
Figura 4.9 Esquema de cores de caracterização dos danos no 3Muri	51
Figura 4.10 Curva de capacidade para análise mais desfavorável.	52
Figura 4.11 Danos ao nível das paredes de alvenaria: a) corte 1-1; b) corte B-B; c) corte 2-2; d) corte A'-A'	53
Figura 4.12 Comparação entre as curvas de capacidade do sismo de tipo 1 de tipo 2	54

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Tipos de Parede (Roque, 2002)	6
Quadro 2.2 Propriedades mecânicas da alvenaria (NP EN 1998-3)	7
Quadro 4.1 Modulo de Elasticidade, modulo de distorção e resistência à compressão das paredes de tabique (Simões, 2018)	42
Quadro 4.2 Localização, zonamento sísmico e tipo de solo de fundação	44
Quadro 4.3 Definição da ação sísmica para edifícios novos.	45
Quadro 4.4 Propriedades de alvenaria de pedra ordinária fendilhada	45
Quadro 4.5 Aceleração de referência à superfície de um terreno de tipo A, de acordo com a NP EN 1998-1, NP EN 1998-3 e Portaria 302 de 2019, respetivamente.	49

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A preservação do património edificado é uma prioridade global, não apenas por motivos culturais e de identidade dos povos, mas, sobretudo, por razões ambientais e de sustentabilidade. E o primeiro passo para a preservação do património edificado é o seu conhecimento e caracterização. O segundo será a melhoria do seu desempenho, de acordo com as necessidades. Todavia, os edifícios construídos até à primeira metade do século passado apresentam essencialmente estruturas de madeira e/ou alvenaria – o que tem de ser confrontado com o reduzido conhecimento, na altura, tanto sobre o risco sísmico, associado ao comportamento dessas estruturas, nomeadamente as de alvenaria, quando sujeitas a sismos de grande intensidade, como sobre as técnicas para reduzir a vulnerabilidade sísmica dessas estruturas.

Existindo, no nosso país, muitos edifícios em alvenaria habitados ou habitáveis, é importante estudar o risco sísmico que apresentam, ou, mais exatamente, a sua vulnerabilidade sísmica, sobretudo por razões de segurança pública. De acordo com os Censos 2001, existiam nessa altura em Portugal Continental e Ilhas mais de 1,8 milhões de edifícios em alvenaria, representando cerca de 58% do edificado total (Sousa, et al., 2003) na sua maioria, em mau estado de conservação e com necessidade de intervenção (Santos, 2003). Dada a sua natureza, estes edifícios apresentam baixa resistência sísmica, devido à sua reduzida ductilidade e capacidade de dissipação de energia, o que os torna muito vulneráveis.

A avaliação da segurança da estrutura de um edifício existente é complexa devido à dificuldade em estabelecer um modelo numérico que seja simultaneamente suficientemente rigoroso e aplicável pelos projetistas. Além de características inerentes ao próprio material, elementos estruturais e ligação entre os mesmos, há uma grande variabilidade geográfica das construções existentes, em função dos materiais disponíveis, mas também do conhecimento e experiência dos que as conceberam, construíram e conservaram. Refira-se ainda que muitos destes edifícios são construídos sem grande regularidade em planta e/ou em altura, muitas em resultado de uma série de alterações ou ampliações perpetradas por diferentes gerações.

O Decreto-Lei 95 de 2019 obriga a que qualquer intervenção de reabilitação de um edifício inclua a avaliação da sua vulnerabilidade sísmica, ou, mais precisamente, indica as situações em que é obrigatória a referida avaliação e o eventual projeto de reabilitação. Este decreto-lei introduz ainda uma importante alteração na prática da engenharia de estruturas no país, com a adoção regulamentar dos Eurocódigos, que são fundamentais para a avaliação da vulnerabilidade sísmica.

O método mais adequado, por conjugar rigor com exequibilidade, para a avaliação da vulnerabilidade sísmica é a análise estática não linear, proposta pelo Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010 e NP EN 1998-3:2017). Dado o ainda insuficiente conhecimento sobre este método e a sua aplicação a estruturas de alvenaria no nosso país, escolheu-se para objetivo, e tema, desta dissertação, a sua aplicação a um caso prático, localizado na Região Centro. Escolheu-se uma moradia de um piso mais sótão localizada em Quiaios, Figueira da Foz, com data de construção original desconhecida, mas que deverá ser proximamente reabilitada. Apesar de não estar localizada numa das zonas do país com maior perigosidade sísmica, pretende-se perceber de que forma tenderá a comportar-se este tipo de estrutura, e, mais precisamente, avaliar a sua vulnerabilidade sísmica. De facto, é importante refutar (ou validar) de forma objetiva, ou seja, com números, a ideia de muitos de que no continente só há risco sísmico na zona da capital e sul.

1.2 Objetivos do Trabalho

O principal objetivo deste trabalho é perceber como se comporta um edifício existente de alvenaria, de natureza relativamente modesta, da Região Centro, quando sujeito a uma ação sísmica, nomeadamente avaliando a sua vulnerabilidade sísmica.

Para atingir este objetivo, será recolhida informação documental sobre o mesmo, de modo a permitir caracterizar a sua estrutura, os seus elementos, e ainda os elementos não estruturais relevantes.

Seguidamente, será elaborado um modelo da estrutura apto para uma análise estática não linear de acordo com a EC8-3.

Para efeito de avaliação sísmica, de acordo com a Portaria 302 de 2019, efetuar-se-á a análise estática não linear do edifício, no âmbito da NP EN 1998-3, utilizando uma abordagem por macro-elementos com estabelecimento de um modelo 3D de pórtico equivalente, utilizando o programa informático 3Muri (Lagomarsino et al., 2013). Os macro-elementos permitem

simular o comportamento não linear dos elementos estruturais de alvenaria (paredes, nembos, lintéis, ...) e outros materiais, e a sua agregação em nós rígidos define o referido pórtico equivalente. A análise estática não linear (que inclui o carregamento horizontal da estrutura, proporcionalmente a um parâmetro de carga, até esta se abeirar de um hipotético colapso, conhecido por pushover) determina a curva de capacidade da estrutura e permite proceder à avaliação do seu desempenho sísmico, confrontando-a com os espectros elásticos, afetados pelo efeito da ductilidade, correspondentes aos estados limite relevantes.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos.

Este capítulo apresenta e justifica o tema e objetivos da dissertação, a metodologia empregue para atingir esses objetivos e descreve a sua organização e o conteúdo de cada um dos seus capítulos.

O segundo capítulo apresenta os conceitos teóricos relativos aos edifícios existentes. Trata também de descrever de forma sucinta a análise sísmica de edifícios existentes segundo a Parte 3 do Eurocódigo 8, e a sua modelação num programa de análise estrutural.

O terceiro capítulo apresenta o caso de estudo e procede à sua caracterização estrutural.

No quarto capítulo procede-se ao desenvolvimento do modelo da estrutura e da ação sísmica no programa 3Muri e realiza-se a análise não linear e verificação da segurança. Além disso, apresenta-se uma descrição dos principais danos nas paredes e discutem-se os resultados obtidos.

Por fim, no quinto capítulo reúnem-se as principais conclusões deste trabalho e apresentam-se propostas para desenvolvimentos futuros no tema abordado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados alguns aspetos referentes aos edifícios correntes construídos em Portugal até meados do século passado, referindo-se o tipo de materiais utilizados e as suas características mecânicas, bem como características mais gerais das suas estruturas, e o seu comportamento potencial face à ação sísmica.

2.2 Descrição Estrutural Genérica de Edifícios de Alvenaria

Os edifícios em geral, em particular os de alvenaria, podem ser agrupados em tipologias construtivas com características base como a época de construção, a localização geográfica, o tipo e material da estrutura, o número de pisos, etc. Deve também distinguir-se a construção em zonas urbanas, mais densas, da construção em zonas rurais, podendo a última ser vernacular ou não.

(Sousa, 2006) identificou os seguintes tipos de edifícios de alvenaria em Portugal:

- Edifícios de alvenaria antigos, onde se incluem os anteriores a 1755 e os conhecidos por pombalinos ou gaioleiros;
- Edifícios de alvenaria mais recentes, nos quais se continuam a usar as técnicas e materiais utilizados anteriormente, mas com algumas alterações;
- Edifícios em que a alvenaria continua a ter função estrutural, mas que incluem elementos de betão armado, nomeadamente as lajes (edifícios de “placa”), solução utilizada na primeira metade do século XX.

Os edifícios em alvenaria são geralmente compostos por paredes resistentes de alvenaria (que no passado era não armada, mas que atualmente pode ser armada, não armada ou confinada), pavimentos (que no passado eram em madeira ou, nos pisos térreos, alvenaria, e que atualmente são geralmente em betão) e cobertura (em madeira ou, atualmente, betão). As fundações podem ser de alvenaria de tipo semelhante ao das paredes resistentes ou então, mais recentemente, de

betão, no caso de alvenaria confinada. A sua estrutura é composta por paredes dispostas, em geral ortogonalmente (mas não no caso de estudo deste trabalho), tendo as paredes exteriores, quando mais altas, espessura variável. Quanto às paredes interiores geralmente são de reduzida espessura e com espaçamento relativamente reduzido.

Quanto ao tipo de alvenaria utilizada, pode ser de pedra regular ou irregular, de tijolo maciço ou furado, de adobe ou de taipa, ou, mais recentemente, de blocos de betão. Os panos de alvenaria podem ser simples, duplos ou, mesmo, triplos, incluindo, por vezes, elementos de madeira, nomeadamente a gaiola pombalina ou tabiques, que são versões simplificadas dela (Candeias, et al., 2020).

2.3 Paredes de Alvenaria

Devido ao grande número de edifícios em alvenaria existentes no país, que variam com a época de construção, região e tipo, foi criada uma classificação tipológica, que inclui também a das suas paredes, com o objetivo de identificar as suas principais características (Roque, 2002).

O tipo de alvenaria utilizada pode ser pedra regular ou irregular, tijolo maciço ou furado, blocos de betão, adobe ou taipa. No caso da presente dissertação só será considerada a alvenaria de pedra, por ser a utilizada no caso de estudo.

A alvenaria de pedra apresenta geralmente grande heterogeneidade devido aos diferentes materiais e técnicas construtivas utilizadas ao longo do tempo (Pinho, 2007). Segundo (Roque, 2002), as paredes de alvenaria de pedra podem ser classificadas de acordo com quatro parâmetros:

- Pedra: forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não), natureza ou origem, dimensões, cor e estado de conservação;
- Assentamento: relativo à textura e regularidade da superfície de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.) e a sua disposição com destaque para a presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões chamados de seixos de assentamento);
- Argamassa: utilizada como elemento de ligação entre as pedras, caracterizada principalmente pela sua consistência e secundariamente pelo seu desempenho, espessura das juntas, cor, diâmetro e a forma e cor dos agregados;
- Secção: refere-se à tipologia construtiva: número de paramentos e respetiva espessura, grau de sobreposição entre paramentos, presença de pedras transversais de ligação entre

os paramentos ou de cunhas e calços de assentamento, a dimensão e distribuição de vazios e a percentagem da combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios).

Todos estes parâmetros estão ligados entre si, podendo fornecer, direta ou indiretamente, informação sobre a resistência da alvenaria e, em geral, sobre o comportamento mecânico das paredes feitas com este material (Roque, 2002).

Assim, com base nos quatro parâmetros referidos, as paredes de alvenaria de pedra podem ser divididas em três grupos conforme apresentado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 Tipos de Parede (Roque, 2002)

Designação	Natureza
Parede de alvenaria ordinária (corrente)	Paredes toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem e ligadas por argamassa ordinária
Parede de alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes com argamassa ordinária
Parede de cantaria (ou silharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas.

No caso de edifícios situados na zona de Lisboa, as paredes de alvenaria de pedra irregular (ordinária) têm uma utilização muito significativa (Baião et al., 2015). Na Figura 2.1 podemos ver um exemplo de uma parede de alvenaria de pedra.



Figura 2.1 Parede de alvenaria de pedra (Simão, 2017)

2.3.1 Propriedades Mecânicas

Uma avaliação rigorosa da vulnerabilidade sísmica de um edifício com paredes de alvenaria deve incluir uma caracterização apropriada das propriedades mecânicas (Pinho, 2007).

No entanto, o valor das propriedades mecânicas deste tipo de alvenaria é difícil de definir, devido à sua grande variabilidade e heterogeneidade, que decorrem sobretudo do processo de produção. Alguns valores são estimados com base na norma italiana (NTC 2018) (Candeias, et al., 2020). Apresentam-se no Quadro 2.2 alguns exemplos de valores médios, ou intervalos de valores, das propriedades de alguns tipos de alvenaria. Estes valores, adaptados da norma NP EN 1998-3, são meramente indicativos e não necessariamente representativos das alvenarias existentes em Portugal (Candeias, et al., 2020).

Quadro 2.2 Propriedades mecânicas da alvenaria (NP EN 1998-3)

Tipo de alvenaria	f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_{v0} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	w (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular, distribuída de forma errática	1,1-1,9	0,03-0,05	-	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2,0-3,0	0,05-0,08	-	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2,6-3,8	0,08-0,11	-	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4-2,2	0,05-0,06	-	1100	400	13-16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2,0-3,2	-	0,10-0,19	1400	500	13-16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6,0-8,0	-	0,19-0,25	2800	900	22

Para complementar este trabalho, apresentam-se de seguida resultados de um estudo realizado na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL) com ensaios experimentais de paredes de alvenaria de pedra ordinária característica da zona de Lisboa. Para este estudo, realizado no âmbito da tese de doutoramento de Pinho (Pinho, 2007), foram construídos 62 muretes de alvenaria de pedra irregular, sendo 6 deles de referência sem reforço nos quais se realizou ensaios de compressão e de corte e os restantes com soluções de reforço.

A Figura 2.2 apresenta fotos de um ensaio de compressão axial do murete M43: antes do início do carregamento a), aquando da formação da fenda diagonal b), e no colapso c).

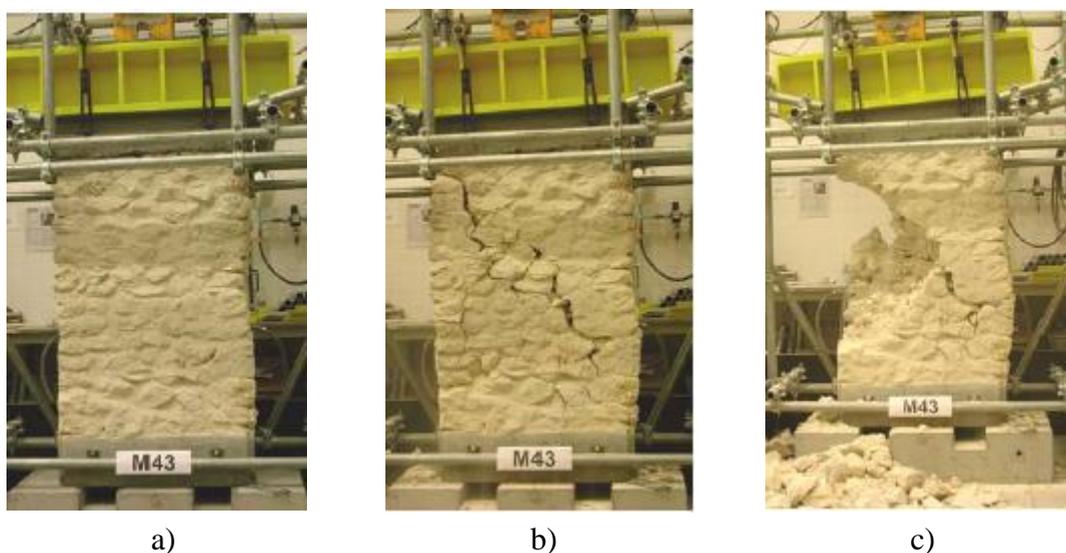


Figura 2.2 Ensaio de compressão axial do murete M43: a) antes do início; b) formação de fenda diagonal; c) colapso (Pinho, 2007)

A principal característica mecânica investigada neste trabalho foi o módulo de elasticidade (E). O seu valor é determinado pela equação 2.1.

$$E = \frac{F_v}{3\varepsilon A} \quad (2.1)$$

Onde F_v é a força máxima de compressão axial, ε a extensão vertical do murete para 30% de F_v e A a área da secção transversal do murete de referência.

Pinho obteve um módulo de elasticidade médio de 0,305 GPa. Importa referir que este valor foi obtido para muretes com uma profundidade de carbonatação reduzida, devido ao baixo tempo de cura (Pinho, 2007). No caso de paredes de alvenaria de pedra ordinária em edifícios reais,

onde a carbonatação ocorreu em toda a espessura, o módulo de elasticidade deverá ser superior (Pinho, 2007).

Listam-se seguidamente as principais conclusões de outros estudos de referência para caracterização do comportamento mecânico da alvenaria:

- Num estudo realizado na Universidade de Florença sobre 4 espécimes de alvenaria de pedra ordinária utilizando macacos planos obteve-se para o módulo de elasticidade valores entre 0,409 GPa e 0,700 GPa (S. Chiostri et al., 1992)
- Na Universidade do Minho, Paulo B. Lourenço e João C. Almendra Roque analisaram in situ o estado mecânico-estrutural de alvenarias antigas de pedra ordinária utilizando macacos planos, obtendo valores médios do módulo de elasticidade (E) de 1GPa e valores da tensão de rutura à compressão (f_c) de 0,7GPa.

2.3.2 Comportamento sísmico de paredes de alvenaria

Perante uma ação sísmica, é necessário considerar a resposta das paredes de alvenaria tanto no seu plano como perpendicularmente a este (para fora), como se representa na Figura 2.3 e Figura 2.4. Pode-se assim dividir os mecanismos de colapso em dois grupos: mecanismos de colapso no plano e mecanismos de colapso fora do plano (Bento, 2015).

O comportamento sísmico é potencialmente satisfatório quando os mecanismos de colapso para fora do plano são impedidos: desta forma, toda a resistência e capacidade de deformação da parede podem ser mobilizados no seu plano (Magenes, 2006). É a resistência das paredes no plano às ações horizontais que pode conferir ou proporcionar a resistência do edifício às mesmas ações, particularmente se for possível assegurar um comportamento conjunto.

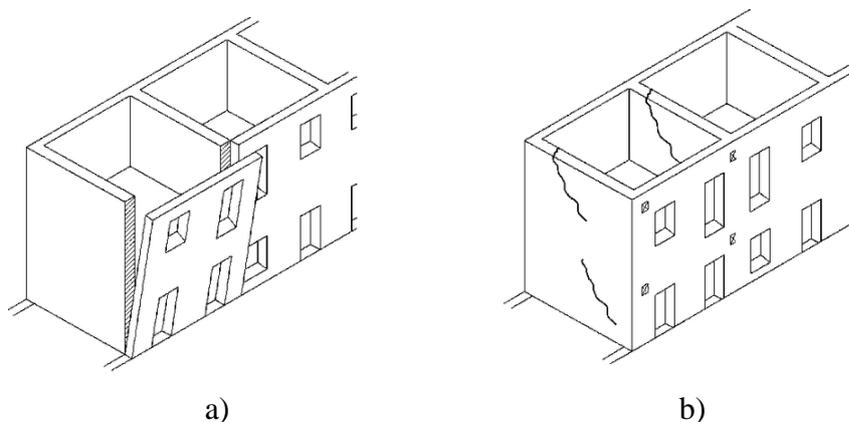


Figura 2.3 Mecanismos de colapso para fora do plano a); dentro do plano b) (Decanini, et al., 2004)



Figura 2.4 Evidência da ocorrência de mecanismos de colapso: a) para fora do plano (L’Aquila, Itália, 2009); b) no plano (Turquia, 2023)

As soluções para evitar os mecanismos para fora do plano passam por melhorar a ligação entre as paredes de alvenaria ortogonais, introduzir paredes interiores dispostas transversalmente para melhor contraventar o edifício e introduzir pavimentos rígidos (no plano) convenientemente ligados às paredes (Candeias P. , 2008).

Quando se consegue garantir a ligação entre paredes ortogonais e entre estas e os pavimentos obtém-se um comportamento sísmico designado de “efeito de caixa” (Lagomarsino et al., 2013), designação que advém de ser muito maior a resistência de uma caixa quando estas ligações são adequadas.

O EC8-3, nomeadamente o anexo C relativo a edifícios de alvenaria, embora refira a necessidade de evitar os mecanismos de colapso para fora do plano, não apresenta métodos para avaliar a segurança relativamente à sua possível ocorrência. São vários os métodos, baseados em forças e/ou deslocamentos, que podem ser usados para este fim, de entre os quais se referem os seguintes: Paulay e Priestley (1992), por deslocamentos; Griffith (2000), por forças e o da norma suíça SIA D 0237, também por forças (Volken, 2019).

2.3.3 Mecanismos de colapso no plano

A resistência de uma parede de alvenaria no seu plano é bastante condicionada pelas aberturas, como as portas e as janelas. Estas aberturas, que reduzem a continuidade da parede, são delimitadas pelos nembros, lintéis e nós (Candeias P. , 2008). A Figura 2.5 mostra como se organizam estes elementos num edifício.

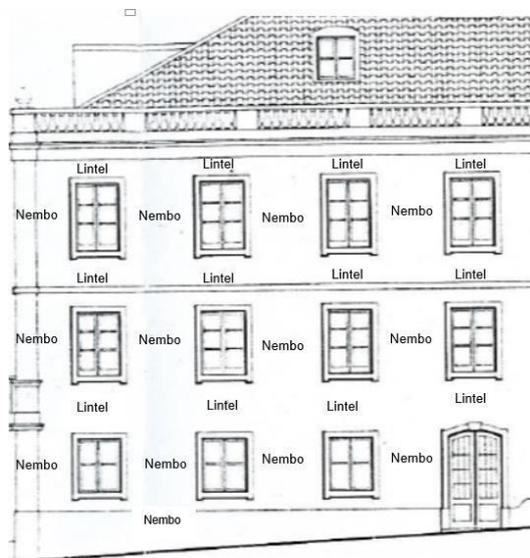


Figura 2.5 Nembos e Lintéis num edifício (Simão, 2017)

Esta identificação dos nembos e lintéis como as regiões das paredes de alvenaria onde se concentram as grandes deformações por efeito da ação sísmica, partiu da observação dos padrões de fendilhação e dano observados nos edifícios que sofreram efeitos de sismos severos, como se mostra na Figura 2.4. Os nembos são os elementos principais tanto para resistir às ações verticais como à ação sísmica horizontal. Já os lintéis, que são elementos secundários no que respeita às ações verticais, permitem redistribuir esforços entre os nembos. Além disso, os lintéis afetam significativamente as condições de fronteira dos nembos, no que respeita a rotação no plano, podendo estes ser considerados fixos (ou seja, encastrados) ou rotulados nas extremidades, dependendo do grau de encastramento oferecido pelos lintéis (Cattari & Lagomarsino, 2008) (Lagomarsino et al., 2013).

Em função do grau de encastramento proporcionado pelos lintéis aos nembos, obtêm-se dois modelos simplificados: “lintéis fortes-nembos fracos” e “lintéis fracos-nembos fortes” (Lagomarsino et al., 2013). No primeiro admite-se que os nembos fendilham primeiro que os lintéis, o que corresponde a assumir que as extremidades dos nembos não rodam, o que é conhecido como o “mecanismo de piso” (Lagomarsino et al., 2013). Esta hipótese poderá ser justificada, por exemplo, no caso de lintéis de alvenaria reforçados com vigas de betão armado, aumentando a sua rigidez e resistência, e assim assegurando a manutenção da ligação entre os lintéis e os nembos durante os sismos (Simão, 2017).

No modelo simplificado “lintéis fracos-nembos fortes” é assumida a hipótese de resistência e rigidez dos lintéis nulas, encontrando-se os nembos desacoplados dos lintéis (corresponde a uma idealização em consola) (Lagomarsino et al., 2013). Contudo, em muitos casos é correto assumir que os deslocamentos horizontais dos elementos estruturais verticais são compatibilizados ao nível dos pavimentos através dos seus diafragmas horizontais (Lagomarsino et al., 2013).

O modelo de macro-elementos do 3Muri abdica destas duas simplificações, considerando de forma mais apropriada o comportamento dos lintéis e, conseqüentemente, também a interação entre nembos e lintéis.

Nas páginas que se seguem aborda-se separadamente o comportamento dos nembos e dos lintéis face às ações sísmicas.

Nembos

Os mecanismos de colapso dos nembos no seu plano são de três tipos: por flexão composta, por corte diagonal e por deslizamento ao corte (Magenes e Calvi, 1997)

No mecanismo por flexão composta (oscilação por flexão ou rocking), Figura 2.6-a, à medida que aumenta o deslocamento horizontal por flexão da parede de alvenaria no seu plano, as juntas horizontais do lado à tração rompem enquanto a compressão do lado oposto aumenta e garante a resistência ao corte. O colapso acontece por derrubamento por flexão da parede em simultâneo com o esmagamento da extremidade comprimida (Magenes e Calvi, 1997). Este mecanismo de rotura permite grandes deslocamentos no topo do nembro sem perda significativa de resistência, sobretudo quando a compressão vertical média é baixa quando comparada com a resistência à compressão (Magenes e Calvi, 1997). Se não ocorresse outro mecanismo, a grandeza dos deslocamentos só poderia ser limitada pela instabilização devida aos efeitos de 2ª ordem. Na teoria, ou seja, se não ocorresse qualquer outro mecanismo, o deslocamento horizontal poderia atingir até 10% da altura do nembro. No entanto, este limite do deslocamento não tem interesse prático, porque ou o valor exigido pela ação sísmica é menor ou o máximo é condicionado por outro mecanismo de rotura (Magenes e Calvi, 1997).

No mecanismo por fendilhação por corte diagonal (shear cracking), Figura 2.6-b, a rotura é definida pela formação de uma fenda diagonal que tanto pode seguir o caminho das juntas como atravessar as unidades de alvenaria, dependendo da resistência relativa das juntas de argamassa e das unidades de alvenaria (Magenes e Calvi, 1997).

Antes de se formar a primeira fenda, há dissipação moderada de energia sem perda significativa de resistência. Após a sua formação, o que geralmente ocorre para cerca de 90% da resistência última, dá-se uma forte dissipação de energia, com perda rápida da resistência e rigidez do elemento (Magenes e Calvi, 1997).

O terceiro mecanismo também está associado ao corte, sendo designado de mecanismo por deslizamento ao corte (sliding) Figura 2.6-c. As fendas de tração nas juntas horizontais associadas ao mecanismo de oscilação por flexão, conjugado com o comportamento cíclico associado à ação sísmica, podem originar planos de deslizamento ao longo de uma (escorregamento horizontal) ou mais (escorregamento diagonal em degraus) junta(s) fendilhada(s). Este mecanismo de colapso ocorre geralmente para níveis baixos da carga vertical ou baixo coeficiente de atrito (Magenes e Calvi, 1997).

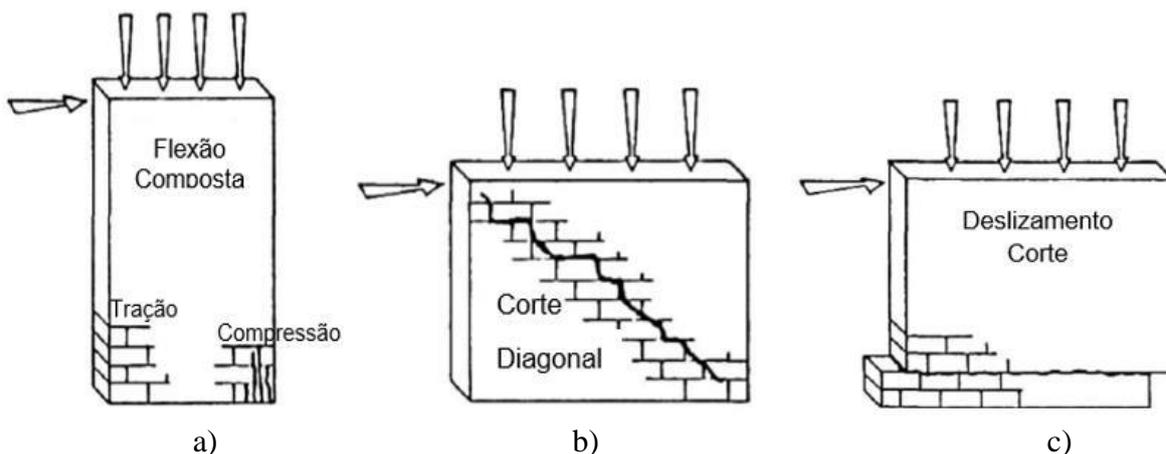


Figura 2.6 Mecanismos de colapso do nembro no plano: a) oscilação por flexão; b) corte diagonal; c) deslizamento ao corte (Tomazevic, 1999) Adaptado

A Figura 2.7 mostra exemplos reais de mecanismos de rotura no plano da parede de oscilação por flexão a), de corte diagonal b) e de deslizamento ao corte c).

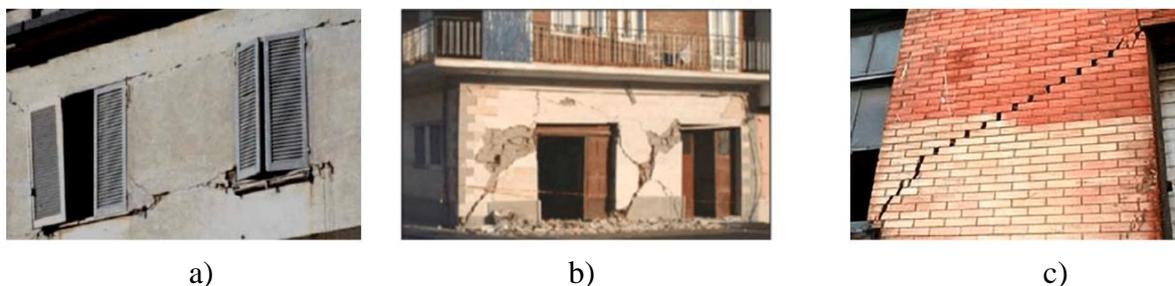


Figura 2.7 Situações reais de rotura de nembros: a) flexão composta; b) corte diagonal; c) corte diagonal (Celano et al., 2021)

Foram realizados ensaios experimentais para modelar estes tipos de comportamento dos nembos de alvenaria face à ação sísmica, entre os quais se pode referir como exemplo, (Vasconcelos, 2005) e (Milosevic et al., 2015).

Lintéis

Na modelação dos lintéis admite-se, geralmente, um comportamento semelhante ao dos nembos, exceto que o eixo é horizontal, e, portanto, o esforço axial tenderá a ser bastante menor. Os mecanismos de rotura coincidem com os dos nembos, exceto o mecanismo de corte por deslizamento, visto que as juntas de alvenaria são perpendiculares ao esforço por corte (Beyer, 2012).

O mecanismo de oscilação por flexão ocorre para valores baixos de carregamento axial (Cattari & Lagomarsino, 2008), sendo caracterizado pela formação de fendas verticais nas extremidades dos lintéis (Beyer, 2012). O mecanismo por fendilhação diagonal pode ser causado pelo esforço de corte nas extremidades dos lintéis e está associado à formação de fendas em “X”, se o esforço axial for elevado ou os lintéis tiverem altura considerável (Beyer, 2012).

A Figura 2.8-a mostra uma situação de mecanismo por fendilhação diagonal num lintel de altura considerável e a figura 2.8-b um mecanismo de oscilação por flexão.



Figura 2.8 Mecanismos de rotura dos lintéis: a) fendilhação diagonal; b) oscilação por flexão (Beyer & Alessandro, 2012)

Um exemplo de um ensaio experimental realizado para representar e investigar este tipo de comportamento é apresentado em (Graziotti et al., 2012)

2.4 Paredes divisórias em tabique

As paredes divisórias em tabique são constituídas por elementos de madeira envolvidos por uma argamassa e/ou outros materiais (Cardoso, 2021), como se pode ver na Figura 2.9. Embora muito frequentemente não sejam consideradas portantes, na realidade são-no para as ações verticais (paredes superiores e soalho) e o seu contributo para a resistência e rigidez às ações horizontais é também ele muito importante, quanto mais não seja como elemento de travamento. (Pires et al., 2016) refere que esta função estrutural secundária clara pode resultar de um ato planeado ou da ocorrência de deformações de fluência na estrutura nos pisos superiores que passam a apoiar-se na parede de tabique inferior. É por isso sabido que os elementos verticais em madeira a toda a altura do piso, que existem quase sempre, são os principais responsáveis por esta resistência.



Figura 2.9 Janela de Inspeção em parede interior de tabique (Santa Comba Dão)

2.4.1 Técnicas construtivas e características gerais das paredes de tabique

A técnica do tabique consiste essencialmente na justaposição de tábuas de madeira ao alto com folgas variáveis entre elas, preenchidas por um material que pode ser terra, argamassa (Figura 2.9) ou outro (Cardoso, 2021). Esta técnica surge de forma mais marcada em regiões do interior do país por apresentarem menor humidade relativa e precipitação, condições essenciais à preservação deste tipo de elementos construtivos. Além disso, a fácil acessibilidade aos materiais necessários, e, portanto, o baixo custo, bem como a simplicidade do método construtivo tornam estes elementos muito vantajosos (Pires et al, 2016)

O terramoto de 1755 fomentou em Lisboa, mais do que no resto do país, a utilização de um sistema de construção que terá sido então introduzido, e daí a designação “gaiola pombalina”. De facto, este tipo de solução mista, ou compósita, madeira-alvenaria, já existia no nosso país, na península ibérica, na Europa e em muitos outros pontos do globo, e terá sido o melhor desempenho proporcionado pelos edifícios que apresentavam elementos deste tipo que terá levado os engenheiros da altura da reconstrução a reconhecer a importância do travamento proporcionado pelos elementos de contraventamento em madeira e, eventualmente, a reforçar e institucionalizar esta solução (Langenbach, 2007).

Embora a madeira do pinheiro-bravo, ou pinheiro marítimo (*Pinus pinaster Ait.*), seja a mais comumente usada em Portugal, por vezes também se encontra a do castanheiro europeu (*Castanea sativa Mill.*) e a do carvalho (*Quercus faginea Lam.*). Claro que, sendo a madeira um material que abundava em todo o país, a sua utilização como material construtivo era natural. Para além disso, a madeira apresenta uma boa relação entre a resistência e o peso, o que a torna mais leve e fácil de transportar e trabalhar (Pires et al., 2016).

Relativamente à ligação entre paredes transversais de tabique ou entre paredes de tabique e paredes de alvenaria, normalmente não existe, ou seja, estes elementos encontram-se desligados entre si. Quando existem ligadores, são normalmente peças metálicas em L pregadas no tabique, mas nem sempre chumbadas na alvenaria (Pires et al., 2016)

2.4.2 Análise do comportamento estrutural

(Pires et al., 2016) realizaram um estudo numérico do comportamento estrutural de uma parede de tabique simples, em que consideraram primeiro a introdução das cargas verticais e, posteriormente, as cargas horizontais. Criaram três modelos: o modelo S representa uma parede de tabique simples sem aberturas e foi usado como protótipo de referência, o modelo SP semelhante ao modelo S, mas apresentando a abertura de uma porta e o modelo D que corresponde a uma tipologia de tabique duplo com as tábuas dispostas diagonalmente.

Os modelos são compostos por 23 tábuas verticais de 3 m de altura e secção transversal de 15x4 cm². As tábuas são dispostas com uma folga de 2 cm entre elas, conferindo à parede uma extensão de 3,89 m e uma altura de 3 m, à qual se adiciona a altura dos frechais superior e inferior com secção de 8x8 cm². A secção transversal trapezoidal das ripas tem 2,5 cm no lado maior, 2,0 cm no menor e 1,5 cm de espessura. A Figura 2.10 representa um esquema do modelo (Pires et al., 2016). Nestes modelos só foram contemplados os elementos de madeira, porque são eles que proporcionam a quase totalidade da resistência e rigidez.

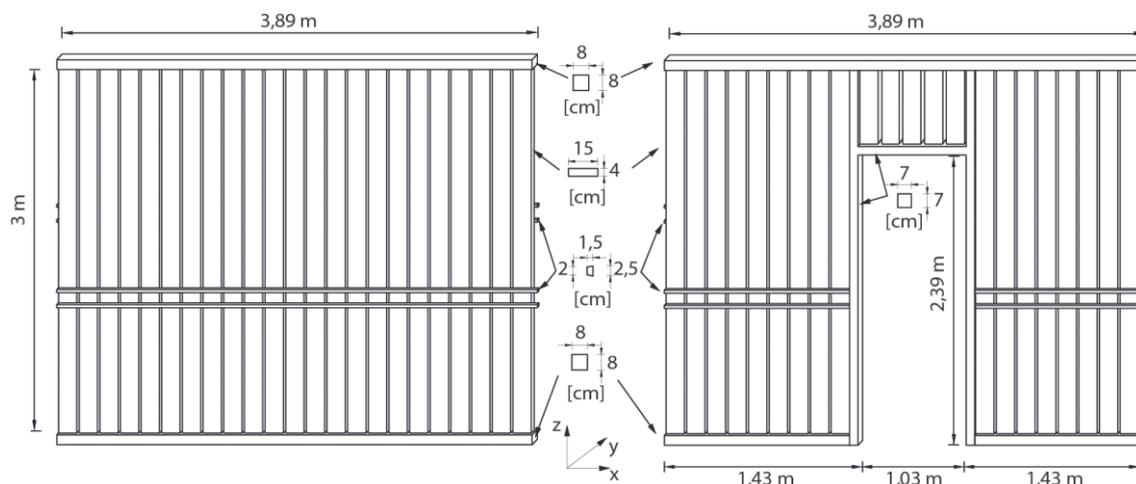


Figura 2.10 Configuração dos elementos de madeira nos modelos S e SP (Pires et al., 2016)

Análise à encurvadura

O modelo S instabiliza por enfunamento (encurvadura perpendicular ao plano) em virtude da reduzida inércia da secção transversal, não só das tábuas, como do conjunto da parede. Como as tábuas têm a mesma geometria e condições de fronteira encurvam em simultâneo e da mesma forma (Figura 2.11, a).

O primeiro modo de encurvadura do modelo SP ocorre por encurvadura em torno do eixo de menor inércia das tábuas verticais localizadas à direita da abertura (Figura 2.11, b). Há uma diminuição de 16% no valor da carga crítica relativamente ao modelo S, porque a carga sobre a parede se desvia para os nembos que por isso instabilizam mais cedo.

No primeiro modo de encurvadura do modelo D todas as tábuas verticais encurvam em torno do seu eixo de menor inércia no mesmo sentido e ao mesmo tempo, arrastando as tábuas diagonais (Figura 2.11, c). A carga crítica é 34,4% superior à do modelo S, mas como o modelo D utiliza o dobro do material do modelo S, esta melhoria torna-se pouco interessante.

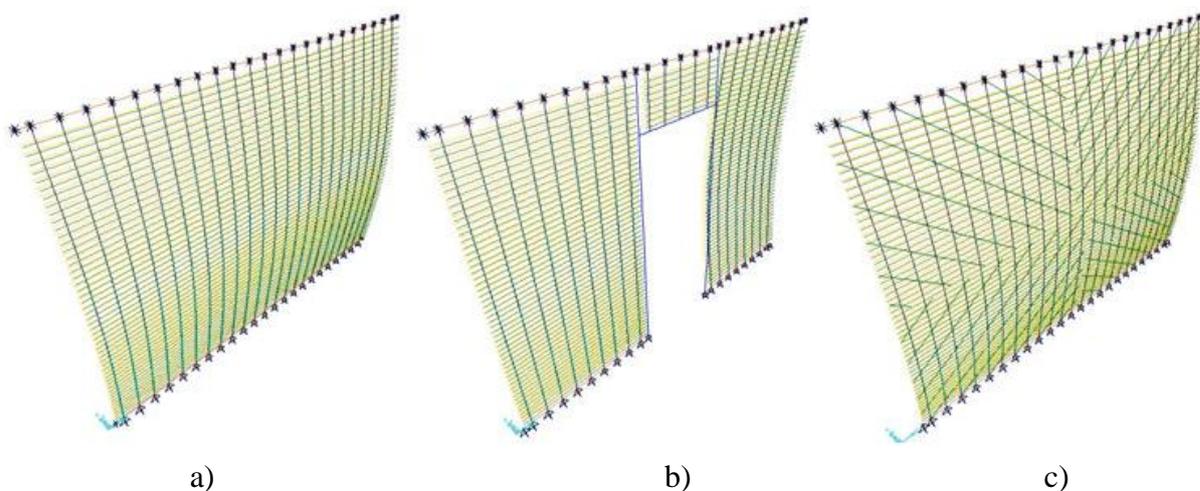


Figura 2.11 Primeiro modo de curvatura global dos modelos S a); SP b) e D c)

Comportamento a ações horizontais

Em seguida foi avaliada a rigidez das paredes de tabique submetidas a ações horizontais no seu plano de modo a estimar a capacidade de funcionamento como elementos de contraventamento horizontal. A rigidez horizontal é dada pelo quociente entre a força total horizontal aplicada e a média dos deslocamentos dos dois nós extremos superiores (Pires et al., 2016).

A análise qualitativa das deformadas revelou que os modelos S e SP são idênticos, apresentando um perfil lateral de dupla curvatura no plano com uma participação importante dos frechais na ligação e restrição da rotação das tábuas nas extremidades (Figura 2.12, a e b). Já a deformada do modelo D apresenta uma curvatura única, ou seja, um funcionamento global mais monolítico da parede (Figura 2.12, c) (Pires et al., 2016).

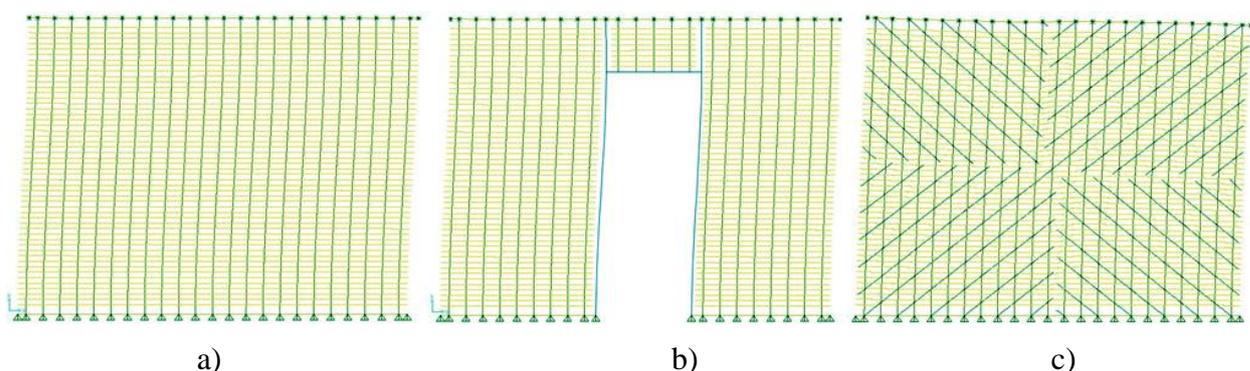


Figura 2.12 Deformação para ação horizontal dos modelos S a); SP b) e D c)

Relativamente à rigidez horizontal, a do modelo SP é 24% menor que a do modelo S. Esta redução é superior à encontrada para a encurvadura (16%), concluindo-se que a abertura é mais

nociva para a rigidez no plano (Pires et al., 2016). Por outro lado, a rigidez horizontal do modelo D, com tábuas dispostas diagonalmente em ambas as direções, é 23 vezes a do modelo S (Pires et al., 2016), o que se justifica pelo comportamento de treliça.

O estudo destes autores permitiu concluir que as paredes de tabique duplo, embora apresentem uma menor capacidade resistente face às ações verticais que as de tabique simples com a mesma espessura, apresentam uma muito maior rigidez horizontal no plano que deverá proporcionar um melhor contraventamento horizontal da estrutura (Pires et al., 2016).

2.5 Pavimentos flexíveis de madeira

Em comparação com outros materiais de construção como o betão ou o aço, a madeira é mais leve e tem menor rigidez, o que lhe confere certas vantagens no que toca ao desempenho sísmico de um edifício. Contudo, na avaliação do desempenho sísmico, há vários aspetos que devem ser considerados no que respeita às características dos pavimentos em madeira (Appleton, 2011) (Simões, 2015).

- **Flexibilidade:** A capacidade de deformação, particularmente por flexão, da madeira contribui para absorver parte da energia fornecida à construção pelo sismo. Essa flexibilidade permite que os pavimentos se deformem, reduzindo as tensões nas ligações e paredes;
- **Ligação à alvenaria:** Por vezes, o pavimento de madeira é ligado às paredes de alvenaria através de parafusos, pregos ou outros conectores metálicos. É essencial que essas ligações sejam projetadas, dimensionadas e executadas corretamente para que possam resistir às forças que se desenvolvem durante o sismo e garantir a estabilidade do sistema.
- **Rigidez de membrana:** Apesar da flexibilidade da madeira, a rigidez lateral do sistema pavimento-alvenaria deve ser tomada em conta visto que o sismo pode causar deformações excessivas ou danos num ou em ambos os materiais, caso o pavimento seja muito mais flexível que a alvenaria. Assim, é necessário que haja um equilíbrio adequado entre a rigidez da alvenaria e a do pavimento de madeira.
- **Projeto Estrutural:** Para garantir que o piso de madeira tem um comportamento aceitável na ocorrência de um sismo, o sistema estrutural deve ser projetado corretamente, ou seja, deve existir uma escolha adequada dos materiais, o dimensionamento correto dos elementos estruturais e ligações e a consideração de outros aspetos como as características do solo e as cargas.

Importa referir que a resposta sísmica de um edifício de alvenaria com piso em madeira pode variar dependendo de vários fatores não mencionados anteriormente entre os quais a altura do edifício, a localização geográfica, a intensidade do sismo, etc.

2.6 Vulnerabilidade sísmica de edifícios segundo EN1998-3

Neste subcapítulo será abordado o método descrito no Eurocódigo 8 (EC8-3) para avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício existente.

A vulnerabilidade sísmica de um edifício pode ser descrita como a sua suscetibilidade ao dano na ocorrência de um sismo. A avaliação tem como objetivo determinar a probabilidade de um dado nível de dano (estado limite) ocorrer em função de dada intensidade sísmica (Simão, 2017).

O procedimento utilizado no EC8 tem por base um método analítico (N2) onde se avalia o dano sísmico numa estrutura, utilizando uma abordagem puramente teórica, baseando-se numa estimativa da distribuição de danos obtida através de análises numéricas (análise estática não linear). A ação sísmica é introduzida no modelo de análise para se avaliar a resposta mecânica da estrutura (Lang, 2012).

O método aplica-se em áreas onde as técnicas construtivas e o comportamento mecânico das estruturas em análise deveria ser bem conhecido, permitindo prever a vulnerabilidade de um edifício, podendo assim produzir cenários futuros que ajudam a definir estratégias de redução da sua vulnerabilidade sísmica (Simão, 2017).

2.6.1 Análise estática não linear

A resposta da estrutura é determinada através de uma análise estática não linear de acordo com as indicações do EC8. Também é possível a análise dinâmica não linear, mas esta não é geralmente empregue ao nível do gabinete de projeto, em virtude não só da sua complexidade, mas sobretudo da dificuldade numa caracterização adequada da estrutura. Recorde-se ainda que a classificação “não linear” se refere unicamente ao comportamento material, porque a não linearidade geométrica deve ser sempre considerada, uma vez que o colapso total ou parcial das estruturas ou de elementos não estruturais durante um sismo é quase sempre resultado de grandes deslocamentos.

A análise estática não linear tem por base a modelação não linear dos materiais. Na sua aplicação à avaliação sísmica nos moldes propostos pelo EC8 e regulamentação internacional, determina-se o comportamento da estrutura para carregamento gravítico constante e carregamento lateral incremental, de acordo com um padrão, ou mais, de forças pré-definido, devendo prosseguir-se o ‘incremento’ – e eventual redução se a curva de capacidade (ver Figura 2.13) apresentar pontos limites – para além dos critérios que definem o colapso da estrutura (Simão, 2017).

O resultado é obtido através de uma curva força-deslocamento designada por curva de capacidade, cujas abcissas representam o deslocamento do ponto de controlo da estrutura e cujas ordenadas representam a força de corte basal da estrutura. O ponto de controlo da estrutura situa-se geralmente no pavimento superior do edifício e alinhado com o centro de massa (Simão, 2017) e a força de corte basal é dada pela resultante das forças laterais. A Figura 2.13 representa um exemplo de uma curva de capacidade, bem como a sua idealização bilinear – note-se que a idealização bilinear sugerida em anexo na versão atual do EC8-1 tem o segundo ramo horizontal (plástico perfeito).

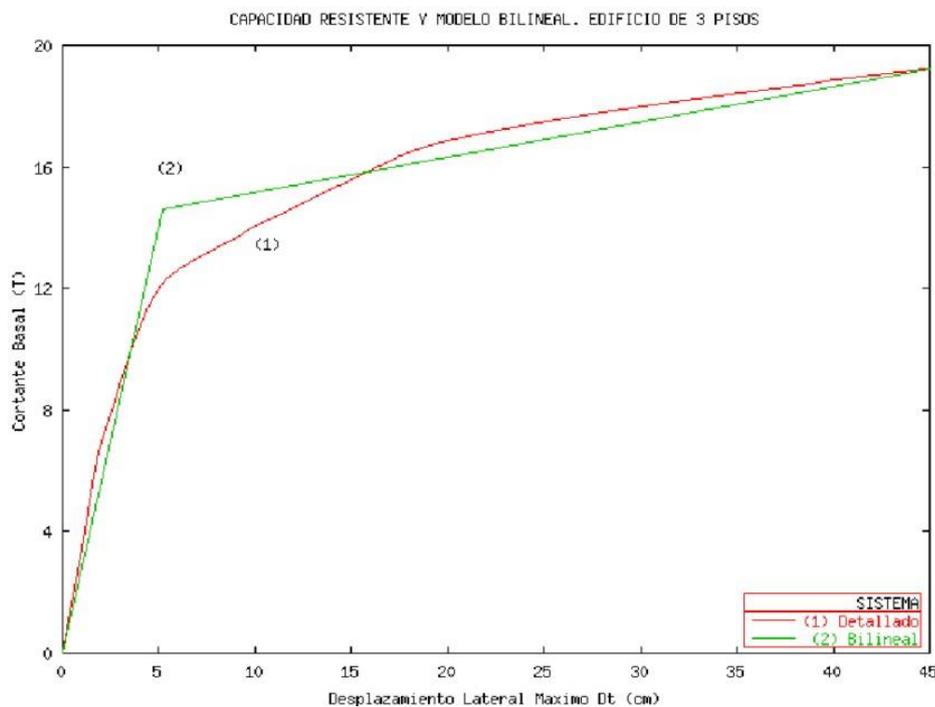


Figura 2.13 Exemplo de curva de capacidade e sua idealização bilinear (Aguiar, 2003)

A curva de capacidade do modelo original, com múltiplos graus de liberdade (NGDL), tem uma fase elástica até atingir o deslocamento de cedência e, a partir desse ponto, o comportamento

da estrutura entra em regime não linear caracterizado por uma degradação progressiva da rigidez da estrutura. Esta curva deve ser prolongada até um valor máximo do deslocamento do ponto de controlo que, se houver um ponto limite com um valor máximo da força de corte basal, corresponde ao ponto no qual a esta força tem uma redução de cerca de 20%. Os deslocamentos alvo são definidos nesta curva para cada um dos estados limite considerados (em geral, no caso de edifícios de classe de importância II, apenas os danos severos, SD), devendo os correspondentes critérios de desempenho ser verificados para cada um deles. Como se referiu, são utilizados dois tipos de padrões de carregamento: distribuição uniforme e distribuição modal, correspondendo a cada um deles uma família de oito curvas de capacidade. Estas famílias consideram as duas direções da ação sísmica, os dois sentidos e os dois sinais da excentricidade accidental.

Análise do desempenho sísmico – Método N2

O método N2 tem como objetivo a determinação do deslocamento alvo, que corresponde ao deslocamento esperado do ponto de controlo para o estado limite considerado (ou seja, período de retorno do sismo). A sua determinação é feita conjugando a curva de capacidade reduzida a um oscilador de um grau de liberdade (1GDL) com o espectro de resposta elástica, atendendo ao nível de ductilidade da resposta, como se descreve a seguir.

Transformação do modelo de NGDL no modelo de 1GDL

É realizada através da aplicação do coeficiente de transformação Γ , determinado, para cada uma das duas direções horizontais, pela equação:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.2)$$

Onde,

$m^* = \sum m_i \phi_i$ – massa do sistema de 1GDL (os asteriscos em sobrescrito referem-se a quantidades relativas ao oscilador de um grau de liberdade).

m_i – massa do pavimento i do sistema com NGDL.

ϕ_i – componente do pavimento i do modo de vibração condicionante segundo a direção considerada, normalizado de forma que o deslocamento do nó de controlo é unitário.

As expressões abaixo reduzem os pontos determinados para a curva do modelo com NGDL ao modelo de 1GDL, onde F^* representa a força de corte basal do sistema de 1GDL e d^* representa

o deslocamento correspondente. F_b e d_n representam a força de corte basal e o deslocamento do nó de controlo com NGDL, respetivamente.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \qquad (2.3)$$

Bilinearização da curva de capacidade

Para simplificar a determinação do deslocamento alvo, a curva de capacidade do modelo de 1GDL, é primeiro substituída por uma ‘bilinear’ equivalente, traduzindo um comportamento elástico perfeitamente plástico. Esta curva bilinear é caracterizada pela força de cedência F_y^* que no modelo proposto no EC8 corresponde ao F_b máximo (assinalado na figura 2-12 pela letra A) pelo respetivo deslocamento de cedência d_y^* , e ainda pelo deslocamento ‘último’ d_m^* , que será o valor do deslocamento correspondente a F_b máximo (e em que o subscrito m indica a formação de um mecanismo global). De modo a conservar a energia dissipada em ambos os modelos até ao ponto correspondente a F_b máximo, o deslocamento de cedência d_y^* é definido por forma a que as áreas sob as curvas de capacidade original e equivalente sejam iguais (ou seja, na Figura 2.14 a área com a tonalidade mais escura deve ser igual à área com a tonalidade mais clara).

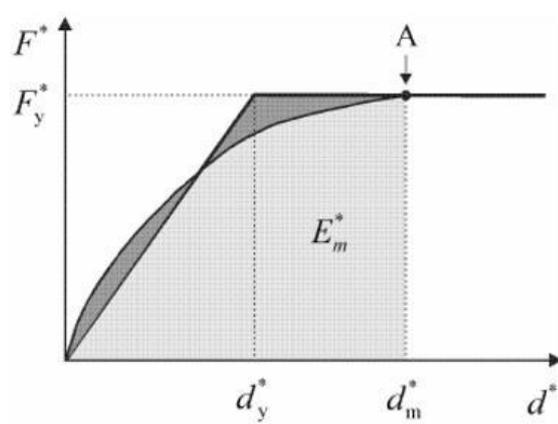


Figura 2.14 Bilinearização da curva de capacidade do sistema com 1GDL (EC8-Anexo B)

O valor do deslocamento de cedência d_y^* é obtido pela equação 2.4.

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) \qquad (2.4)$$

onde E_m^* é a energia de deformação da curva de capacidade original para a formação do mecanismo plástico. A rigidez do ramo inicial (elástico) é naturalmente dada por F_y^*/d_y^* . O período da fase elástica do sistema de 1GDL é então determinado pela equação 2.5.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.5)$$

Determinação do deslocamento alvo (EC8-1, Anexo B)

Para determinar o deslocamento alvo, para um dado estado limite, determina-se a ‘interseção’ do espectro de resposta da ação sísmica no formato aceleração-deslocamento com a curva de capacidade equivalente reduzida a acelerações (dividindo as ordenadas pela massa, $a^* = F^*/m_*$), como se mostra na Figura 2.15.

O espectro de resposta referido tanto pode ser o elástico como o não elástico, com o último determinado a partir do primeiro em função da ductilidade. De forma resumida, se $a_y^* > S_{ae,max}$ ou se $T^* > T_c$ usa-se o espectro elástico, e nos restantes casos o não elástico. O primeiro destes casos não está representado na figura. O segundo corresponde à aplicação do princípio da igualdade dos deslocamentos, representada à direita na figura. O terceiro destes casos é consequência de, para $T^* < T_c$, a ductilidade ser inferior à componente do coeficiente de comportamento relativa à ductilidade q_u , e está representado à esquerda na mesma figura.

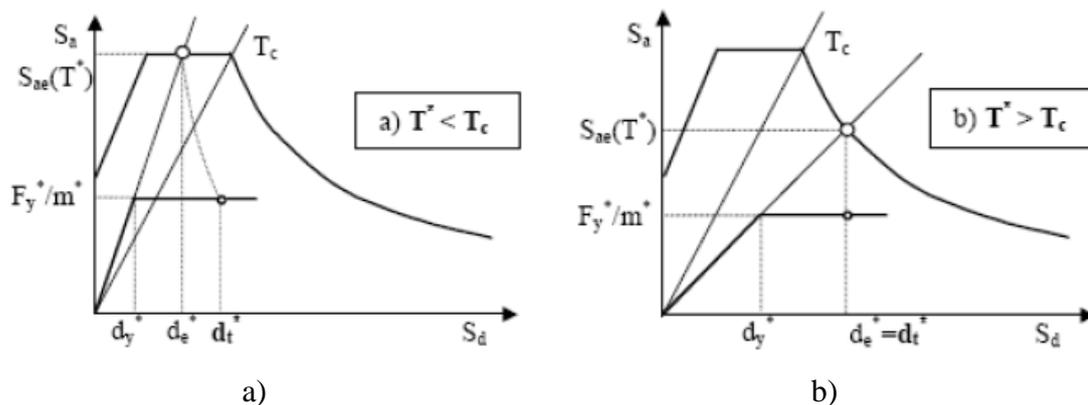


Figura 2.15 Determinação do deslocamento alvo no sistema com 1GDL para a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos (EC8-Anexo B)

Para um comportamento elástico ilimitado o deslocamento alvo é dado pela equação 2.6, onde $S_e(T^*)$ representa o valor espectral elástico da aceleração correspondente ao período T^*

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.6)$$

Para a determinação do deslocamento alvo, d_t^* , para as estruturas de baixo período e para estruturas com períodos médios ou longos, deverão utilizar-se diferentes expressões como se indica a seguir. O período de transição entre os domínios dos períodos curtos e médios é T_C , limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

Assim para $T^* < T_C$ (períodos curtos):

- Se $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, o primeiro dos casos anteriormente referido, a estrutura apresenta um comportamento elástico:

$$d_t^* = d_{et}^*$$

- Se $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, o terceiro dos casos anteriormente referido, a estrutura apresenta comportamento inelástico:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.7)$$

onde q_u é dado pela seguinte equação:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.8)$$

Para $T^* \geq T_C$ (períodos médios e longos), o segundo dos casos anteriormente referido, aplica-se o princípio da igualdade dos deslocamentos, de modo que também neste caso:

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Desempenho Sísmico

Depois de determinado o deslocamento alvo para cada estado limite, é agora possível avaliar o desempenho sísmico da estrutura, que corresponde ao deslocamento do nó de controlo durante a ocorrência do sismo definido pelo estado limite considerado. Para cada um dos deslocamentos alvo nas curvas de capacidade determinadas pela análise estática determinam-se as exigências locais ou globais, dependendo do tipo de material estrutural, e verifica-se se são satisfeitas todas as outras exigências sísmicas preconizadas no EC8 (Simão, 2017).

2.7 Modelação das paredes de alvenaria

A análise de paredes de alvenaria pode ser feita pelo método dos elementos finitos (Silva et al., 2010), pelo método dos elementos discretos entre outros. Genericamente, a modelação pode ser realizada de três formas:

- i) micro modelação detalhada: as unidades de alvenaria e as juntas são modeladas através de elementos contínuos, e o contacto entre os dois materiais é simulado por elementos de interface, Figura 2.16 a);
- ii) micro modelação: as unidades de alvenaria são modeladas como “unidades expandidas”, que incluem o comportamento da junta de argamassa e da interface entre a junta e a unidade de alvenaria, e constituem elementos descontínuos, Figura 2.16 b);
- iii) macro modelação: as unidades de alvenaria, juntas de argamassa e a interface entre a argamassa e a unidade de alvenaria são simuladas num único material homogéneo, Figura 2.16 c).

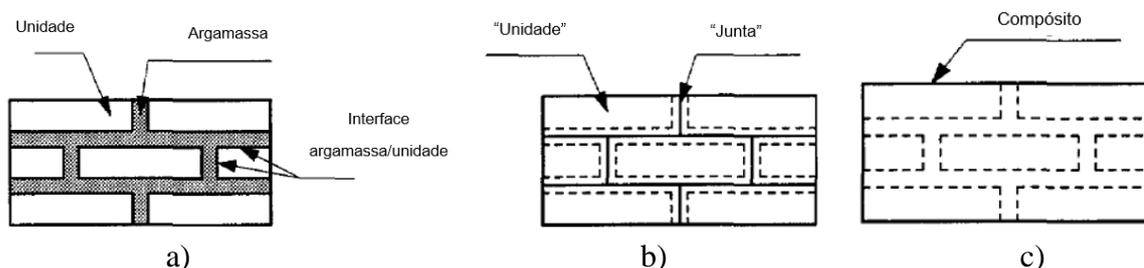


Figura 2.16 Opções de modelação: a) micro modelação detalhada; b) micro modelação; c) macro modelação (Lourenço, 1996)

Como exemplos de micro modelação detalhada pode se referir o trabalho realizado por Costa (Costa, 2009). No caso de micro modelação existe o trabalho realizado por Vasconcelos onde é feita a modelação numérica de um murete de alvenaria de pedra irregular (Vasconcelos, 2005).

Na macro modelação é definido um modelo contínuo fictício equivalente com características que permitem a descrição do comportamento geral da alvenaria e onde as leis constitutivas são estabelecidas em termos de tensões e extensões médias (Simão, 2017). Os macro modelos representam partes inteiras de uma estrutura podendo ser utilizados vários tipos de elementos tais como os elementos barra (*frame*), de superfície (*casca*) ou sólidos (Costa, 2009).

Na presente dissertação irá apenas ser utilizado o método dos elementos finitos, utilizando a macro modelação com elementos barra.

2.7.1 Modelação com macro-elementos

A modelação de paredes de alvenaria utilizando macro-elementos de barra é um método de análise simples, que considera o comportamento não linear da estrutura com um reduzido esforço computacional quando comparado com outros modelos mais detalhados (Bento, 2015), permitindo atingir um rigor aceitável.

Estes métodos, para além de apropriados para a avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, encontram-se devidamente validados, como demonstra Marques et al., (2010).

Os métodos que utilizam a macro modelação têm como base o método POR desenvolvido por Tomazevic em 1978 (Marques et al., 2010) o qual é descrito de seguida:

Hipóteses fundamentais:

- considera-se que os nembos estão ligados por lintéis rígidos e infinitamente resistentes, ou seja, os nembos apenas têm colapso por corte diagonal;
- a repartição das forças horizontais nos nembos, aplicadas a cada nível do pavimento é proporcional à rigidez elástica dos nembos;
- os esforços normais aplicados sobre cada nembo são independentes das ações horizontais;
- a verificação da segurança é realizada piso por piso;
- a lei constitutiva dos nembos é do tipo elástica perfeitamente plástica.

O método POR é baseado nos danos observados nos edifícios após a ocorrência de um sismo, admitindo apenas o colapso dos nembos por corte diagonal, o que na realidade não se verifica, visto existirem outros mecanismos de colapso como se referiu na secção 2.3.3. Esta é na realidade uma limitação do método POR, que resultou de os edifícios considerados no estudo em que se baseou terem fachadas com nembos pouco esbeltos (relação altura/comprimento baixa), com esforço normal moderado a elevado e lintéis com rigidez significativa, proporcionando, geralmente, a formação de mecanismos por corte diagonal (Marques et al., 2010)

Os métodos mais recentes de macro elementos baseados no método POR tiveram grande desenvolvimento principalmente em Itália, como é o caso do método em que se baseia o programa Tremuri, originalmente proposto por Gambarotta e Lagomarsino (Gambarotta &

Lagomarsino, 1996). Este método define um pórtico equivalente sendo definidas zonas rígidas - que constituem nós - que ligam os lintéis aos nembos.

A Figura 2.17 representa as várias formas possíveis de modelar estas zonas rígidas. Na Figura 2.17 a) apresenta-se um exemplo típico da fachada de uma parede de alvenaria; na Figura 2.17 b) a idealização utilizada no programa Tremuri; na Figura 2.17 c) a idealização do método POR; na Figura 2.17 d) idealização sem a contribuição dos lintéis.

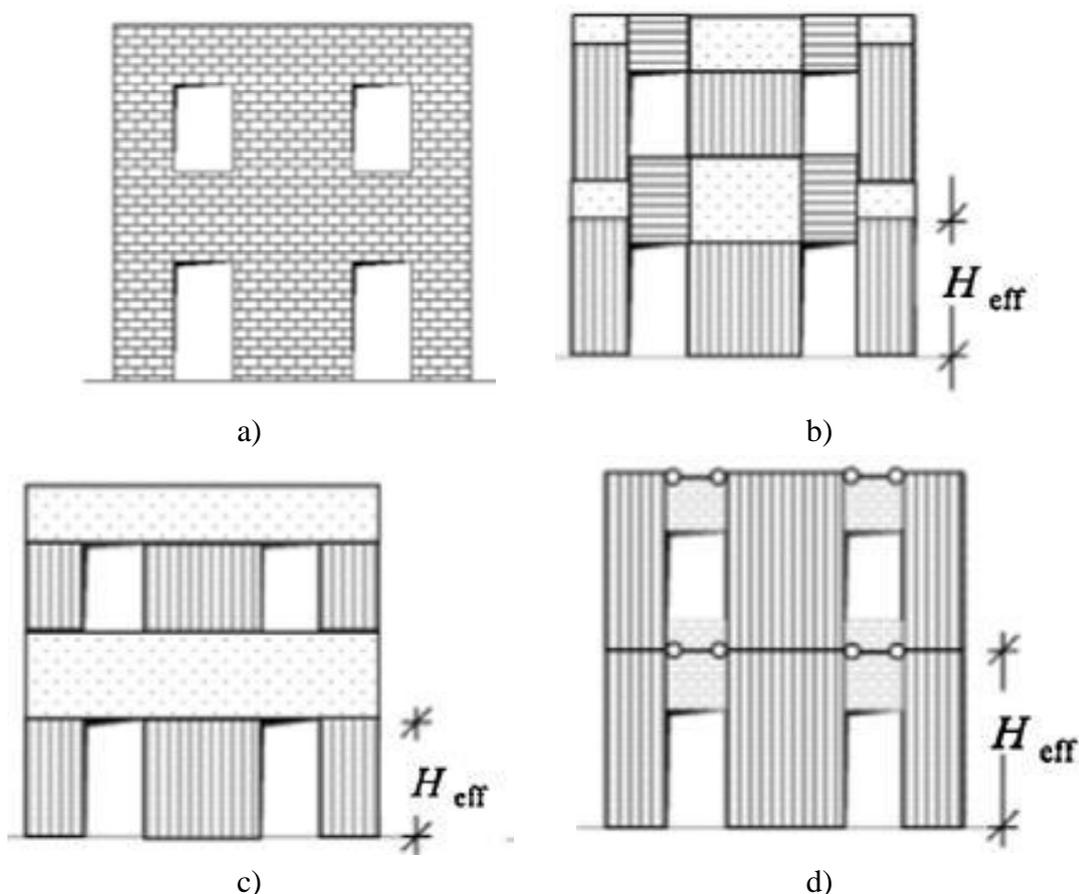


Figura 2.17 Definição do pórtico equivalente: a) fachada de alvenaria; b) programa Tremuri; c) método POR; d) sem a contribuição dos lintéis. (Lagomarsino et al., 2013)

A modelação da contribuição dos lintéis deve estar situada algures entre a situação da Figura 2.17 b) e Figura 2.17 c). De seguida irá ser feita uma descrição mais detalhada do método em que se baseia o programa Tremuri.

2.7.2 Método TREMURI

No método de macro modelação, implementado no programa Tremuri, as paredes de alvenaria são modeladas como de pórticos equivalentes constituídos por elementos deformáveis – que são os nembos e lintéis – ligados entre si por nós rígidos (Simão, 2017).

O processo que leva à idealização do pórtico equivalente tem quatro passos: identificação dos lintéis, situados entre as aberturas que se alinham numa vertical e acima da última destas, ver Figura 2.18a); identificação dos nembos, situados entre as aberturas que se alinham numa horizontal e nas extremidades desta, ver Figura 2.18b); identificação dos nós rígidos, que são as zonas onde se cruzam os eixos dos lintéis e nembos, ver Figura 2.18c) e, finalmente, reunindo todos estes elementos, tem-se o pórtico equivalente, Figura 2.18d) (Lagomarsino et al., 2013).

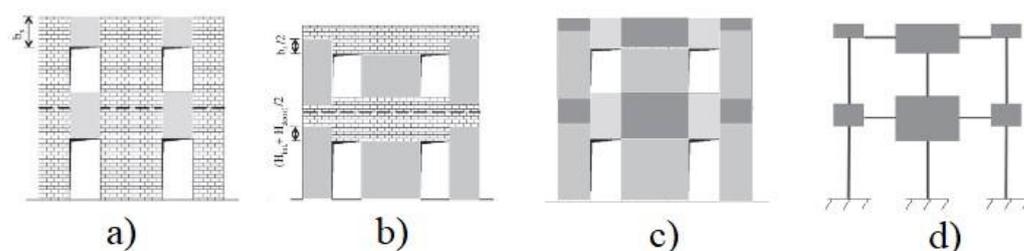


Figura 2.18 Identificação do pórtico equivalente: a) Identificação dos lintéis; b) Identificação dos nembos; c) Identificação dos nós rígidos; d) Identificação do pórtico equivalente final (Lagomarsino et al., 2013)

Assim, na definição de pórtico equivalente assume-se que os lintéis são definidos pelo alinhamento vertical das aberturas sendo a sua altura definida pelas mesmas. Já os nembos têm a sua altura (deformável) limitada pelas alturas definidas pelos lintéis. Ou seja, quanto menor a altura do lintel, maior a altura (deformável) do nembro. (A restante altura do nembro, ao longo da altura do lintel, praticamente não se deforma, definindo os nós. Na modelação no âmbito do TREMURI designar-se-á por nembro apenas a parte deformável do mesmo.) No caso de nembos situados nos extremos do pórtico considera-se a média entre a altura total do nembro (H_{int}) e a altura da abertura (H_{door}). Os nós rígidos são definidos pela parte remanescente da parede, ou seja, não incluída nos lintéis e nembos (Lagomarsino et al., 2013).

O macro elemento utilizado para modelar os membros de alvenaria é representado de forma esquemática na Figura 2.19, para o caso particular dos nembos. Este macro elemento é dividido em 3 camadas: inferior (1), superior (3) e central (2). As camadas 1 e 3 têm comprimento infinitesimal Δ e 3 graus de liberdade cada: deslocamento axial w , deslocamento transversal u e rotação ϕ . A camada central 2 possui apenas 2 graus de liberdade, deslocamento axial δ e rotação Φ . Ao todo o elemento tem, assim, 8 graus de liberdade. No elemento finito, o comportamento axial e de flexão concentra-se nas camadas 1 e 3 e o comportamento por corte na camada 2 (Pena et al., 2004).

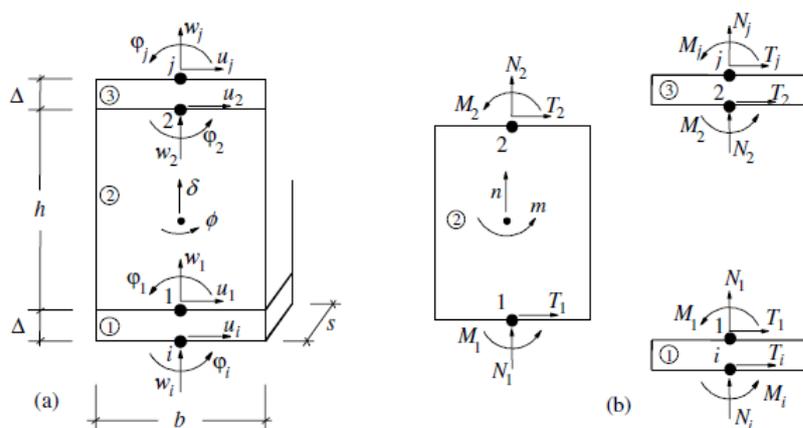


Figura 2.19 Macro elemento de alvenaria (Pena et al., 2004)

Os mecanismos de colapso considerados no método de macro modelação implementado no programa Tremuri são os apresentados na secção 2.3.3. A influência do carregamento axial é considerada neste programa de cálculo através da atualização automática dos esforços e das relações constitutivas. Na flexão composta com corte, a determinação das tensões normais nas secções de extremidade é feita com uma simples análise da secção fendilhada, porque a argamassa não resiste a tração, ver Figura 2.20. O esforço transversal resistente é determinado por equilíbrio, pela equação 2.12 (Magenes e Calvi, 1997).

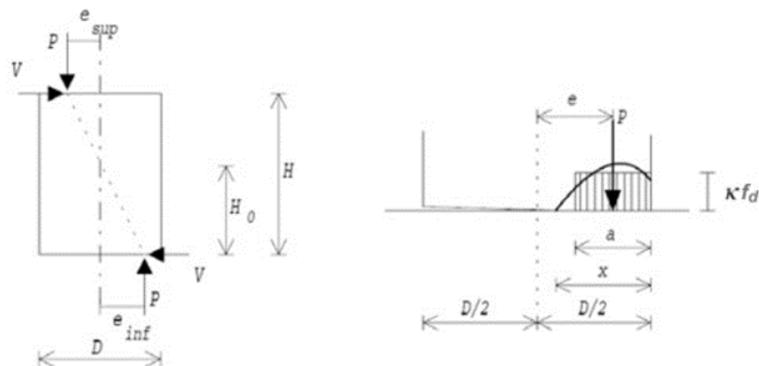


Figura 2.20 Flexão composta com corte em nembro: diagrama de corpo livre (esq.) distribuição das tensões normais e sua aproximação em secção de extremidade (dir) (Magenes e Calvi, 1997)

Por equilíbrio de forças na direção axial, considerando a distribuição retangular de tensões normais, obtém-se a resultante das tensões normais na face inferior

$$P_{inf} = a \cdot k \cdot f_d \cdot t \quad (2.9)$$

onde, t é a espessura da parede, f_d o valor de cálculo da resistência compressão, e a e $k = 0,85$ os coeficientes de assimilação da distribuição de tensão normal a um retângulo. Esta resultante também pode ser escrita em função da tensão normal média de compressão σ_0

$$P_{inf} = \sigma_0 \cdot D \cdot t \quad (2.10)$$

onde D é a largura do nembro. A excentricidade na base é então dada por

$$e_{inf} = \frac{D}{2} - \frac{a}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left(D - \frac{P_{inf}}{k \cdot f_d \cdot t} \right) = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.11)$$

Finalmente, o esforço transversal resistente determina-se por equilíbrio global de momentos,

$$V = \frac{P_{inf} \cdot e_{inf}}{H_0} = \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2 \cdot H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.12)$$

onde $H_0 = \psi' H$, a altura efetiva do nembro, é a distância à base da secção de momento fletor nulo, determinada pelas suas condições de fronteira. Esta quantidade relaciona-se com a razão de corte (α_v)

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi' H}{D} \quad (2.13)$$

O parâmetro ψ' vale 1 quando o nembro é fixo numa extremidade e livre na outra e 0,5 quando fixo nas duas extremidades (Simão, 2017).

A relação entre o momento fletor e o esforço transversal é dada por

$$M = P \cdot e = V \cdot H_0 \quad (2.14)$$

concluindo-se que o momento resistente é dado por

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.15)$$

Já para a resistência ao corte por fendilhação diagonal é mais difícil estabelecer uma expressão. Um modelo simplificado, que considera uma alvenaria equivalente continua homogénea isotrópica com $\psi' = 0,5$, usa a seguinte expressão para a resistência por fendilhação diagonal

$$V_d = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (2.16)$$

que depende de f_{tu} , a resistência à tração da alvenaria (que não é a resistência à tração das juntas) e do parâmetro b função da razão H/D do nembro: $b = 1$ para $\frac{H}{D} \leq 1$; $b = H/D$ para $1 < \frac{H}{D} < 1,5$; $b = 1,5$ para $\frac{H}{D} \geq 1,5$ (Magenes e Calvi, 1997).

Um outro modelo simplificado para a resistência ao corte por fendilhação diagonal, particularmente para quando esta fendilhação resulta do deslizamento das juntas, baseia-se no critério de Mohr-Coulomb. Este critério fundamenta-se na tensão de corte última

$$\tau_u = c + \mu \sigma_v \quad (2.17)$$

sendo várias as interpretações possíveis dos parâmetros envolvidos nesta relação. Se se admitir que τ_u é a tensão média última de corte na secção horizontal do nembro e σ_v a tensão média normal do nembro obtém-se a seguinte expressão para a resistência por fendilhação diagonal (Magenes e Calvi, 1997)

$$V_d = Dt\tau_u = Dt(c + \mu\sigma_v) = Dt\left(c + \mu\frac{P}{Dt}\right) \quad (2.18)$$

em que a coesão e o ângulo de atrito devem ser considerados coeficientes globais da parede. Alternativamente, se se considerar a fendilhação do nembro por flexão, pode-se referir a tensão média última τ_u ao comprimento efetivo da zona não fendilhada do nembro (D'), como se mostra na Figura 2.21.

$$D' = \beta D = 3\left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P}\alpha_v\right)D = 3\left(\frac{1}{2} - \frac{VH_0}{P D}\right)D \quad (2.19)$$

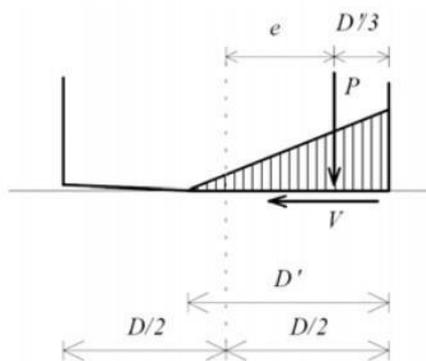


Figura 2.21 Esquema de forças no mecanismo de deslizamento por corte (Magenes e Calvi, 1997)

Neste caso, a resistência ao corte por deslizamento passa a ser dada por

$$V_d = \beta Dt \cdot \left(c + \mu\frac{P}{\beta Dt}\right) = Dt \cdot (\beta c + \mu\sigma_v) = Dt \cdot \frac{1,5c + \mu\sigma_v}{1 + 3\frac{c\alpha_v}{\sigma_v}} \quad (2.20)$$

em que a coesão c e o coeficiente de atrito μ são novamente coeficientes globais (Magenes e Fontana, 1998).

Os lintéis terão um comportamento análogo ao dos nembos, desde que se tenha em consideração que o eixo do lintel é horizontal e não vertical. Esta consideração só é relevante na alvenaria de pedra regular pois na alvenaria de pedra ordinária, que tende a apresentar um comportamento isotrópico, a rotação do eixo é irrelevante (Magenes et al., 2000) (Marques, 2012). Além disso, os lintéis têm um esforço axial muito inferior ao dos nembos, neste caso independentemente de a pedra ser regular ou não (Magenes et al., 2000) (Marques, 2012).

O método de macro elementos utilizado no TREMURI permite a modelação tridimensional do edifício. Para isso utiliza um sistema de coordenadas global (X, Y, Z), sendo os planos verticais das paredes identificados pelas coordenadas de um dos seus pontos e pelo ângulo α formado com o eixo X, Figura 2.22. Desta forma, as paredes podem ser modeladas como elementos barra, sendo os respetivos nós elementos bidimensionais com 3 graus de liberdade (comportamento no plano apenas) definidos num sistema de coordenadas locais. A massa de cada elemento (m) é repartida pelos dois nós que o delimitam. Nas arestas do edifício onde se encontram nembos com diferentes orientações em planta, os nós são elementos tridimensionais com 5 graus de liberdade definidos no sistema global de coordenadas, Figura 2.22 (Simão, 2017).

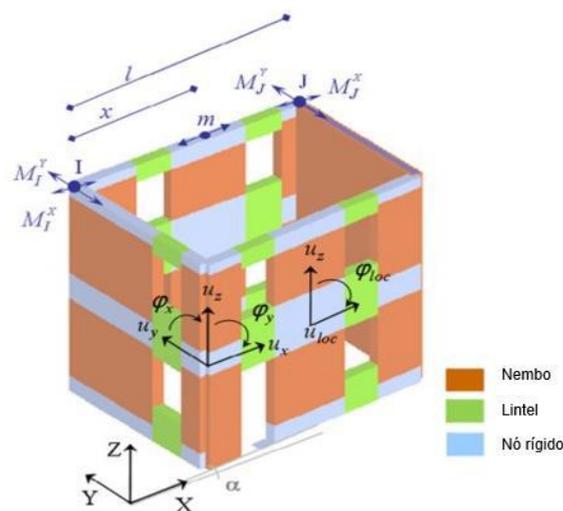


Figura 2.22 Classificação dos graus de liberdade das paredes: globais (3D) nas arestas e locais (2D) em nós interiores das paredes (Lagomarsino et al., 2013)

3. CASO DE ESTUDO

Neste capítulo é apresentado o edifício em estudo, procedendo-se primeiro à sua caracterização com base na documentação fornecida pelo seu proprietário, nomeadamente, peças desenhadas e fotografias e de seguida descreve-se a sua modelação no programa de análise estrutural utilizado. A Figura 3.1 apresenta a localização deste edifício (Quiaios, Figueira da Foz).



Figura 3.1 Vista aérea de localização do edifício em estudo (Google Maps)

3.1 Caracterização do edifício

O edifício em estudo está localizado na zona de Quiaios, na Figueira da Foz, não tendo sido possível determinar o ano da sua construção.

Tem uma área de implantação de 96 m² e é composto por dois corpos (principal e secundário). O corpo principal apresenta duas fachadas voltadas para a Rua das Fontainhas e 1 fachada voltada para um logradouro interior. É composto por 2 pisos, cobertura em telha, paredes exteriores de alvenaria de pedra e paredes interiores de tabique, este destinado a habitação. Os dois pisos estão ligados por um vão de escadas em madeira.

O corpo secundário, menor que o inicial tem apenas um piso e é destinado a armazém. Este tem uma fachada virada para o arruamento exterior e outra virada para um logradouro interior. De salientar que este corpo secundário se encontra encostado a um edifício de alvenaria habitado.

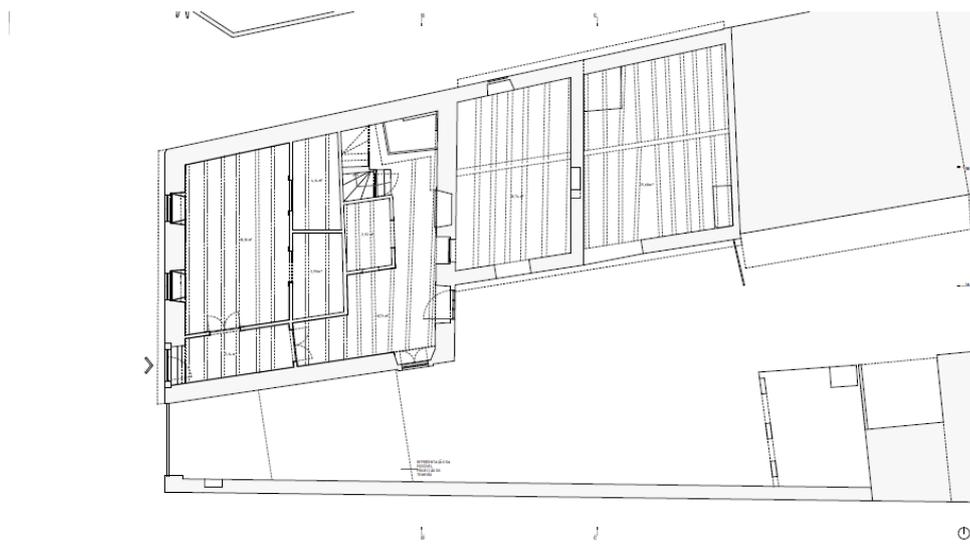
A foto da Figura 3.2 apresenta uma vista do edifício.



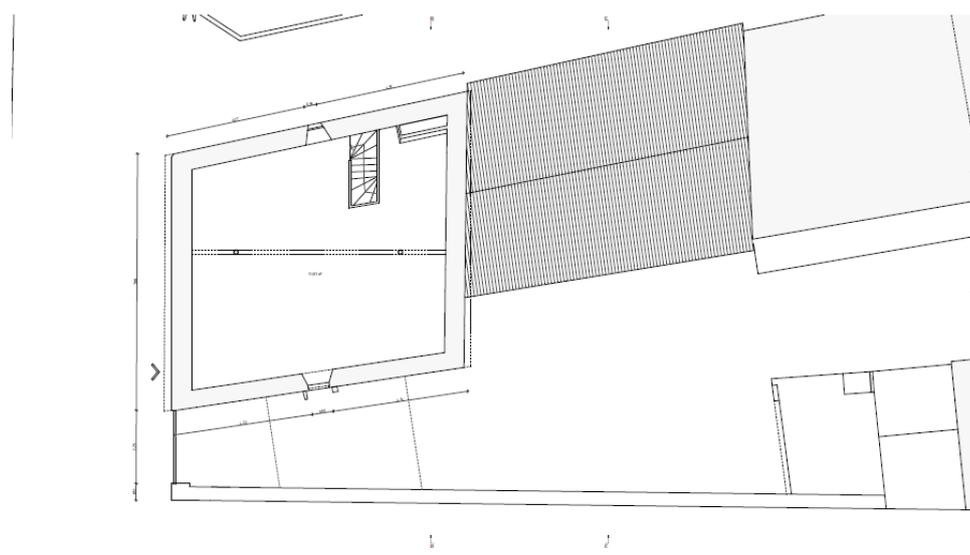
Figura 3.2 Vista do edifício

Caracterização Estrutural do Edifício

A partir dos desenhos de levantamento do existente fornecidos pelo proprietário foi possível obter algumas informações acerca da constituição estrutural do edifício. Na Figura 3.3 são apresentadas as plantas do edifício em análise.



a)



b)

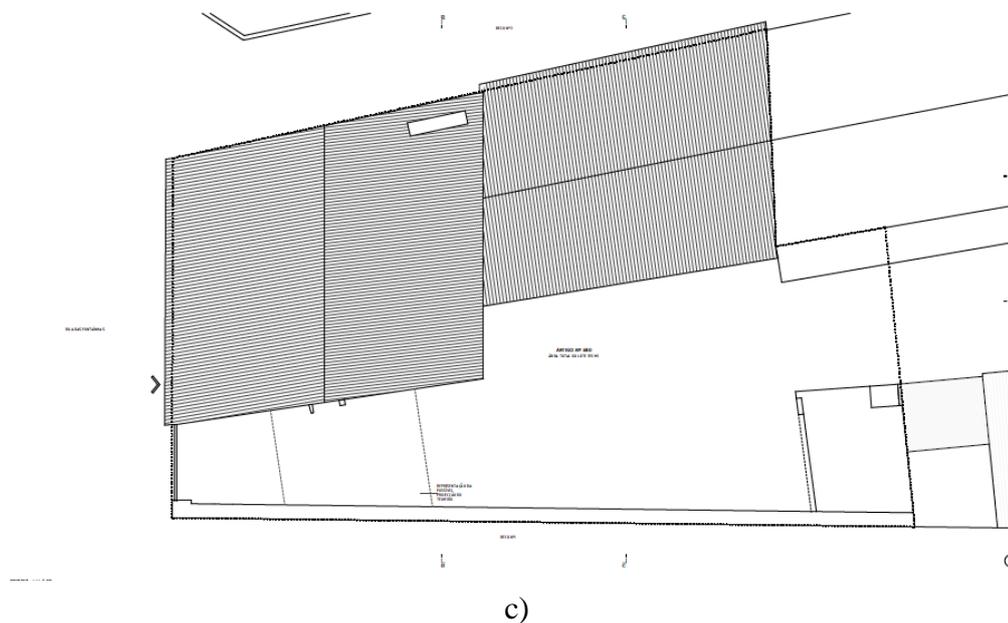


Figura 3.3 Plantas do edifício: a) Planta do piso 0 (Rés-do-chão); b) Planta do piso 1 (sótão); c) Planta da cobertura

Na Figura 3.4 apresenta-se um esquema de cortes para identificação das paredes.

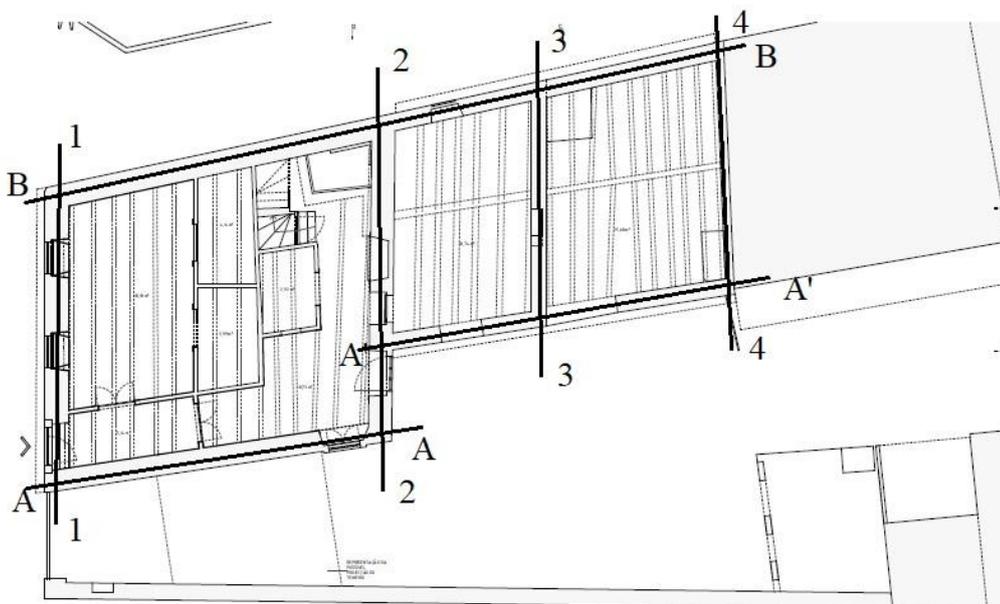


Figura 3.4 Identificação das paredes de alvenaria

O edifício possui paredes exteriores em alvenaria de pedra de qualidade razoável a má, (Figura 3.5 b) mas também visíveis na Figura 3.5 a)), com pavimentos em madeira e paredes interiores em tabique, que também lhe conferem algum travamento, Figura 3.5 a). Há também duas paredes divisórias em alvenaria de pedra irregular, consideradas resistentes no modelo. Trata-se das paredes 3-3 e 2-2 da planta da Figura 3.3, que permitem delinear a evolução da construção do edifício, primeiro com o corpo principal, seguidamente com a metade do corpo secundário encostada ao principal, e finalmente com o resto do corpo secundário. Trata-se, pois, de ‘falsas’ paredes divisórias, ou seja, paredes que inicialmente não o eram.



a)



b)

Figura 3.5 Vista interior a); vista exterior a partir do logradouro b)

A alvenaria das paredes exteriores é de pedra irregular com argamassa de solidarização. O tabique das paredes interiores tem espessura de cerca de 10 cm, não tendo sido possível determinar a sua estrutura. Os barrotos dos pavimentos assentam diretamente nas paredes, não tendo sido possível determinar o comprimento da entrega, e estão dispostos segundo o menor vão, como se mostra na figura 3.5 a) e na planta na Figura 3.4.

Quanto às fundações, e à falta de mais informação, admitiu-se que são diretas e formadas por caboucos cheios de alvenaria de pedra rija, embora seja necessário um poço de inspeção para confirmar esta hipótese, determinar as suas dimensões, avaliar a sua solidez e estado, e ainda ter uma ideia do terreno sobre o qual assentam.

4. ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO CASO DE ESTUDO

4.1 Modelação no Programa 3Muri

Apresenta-se nesta secção o modelo 3D do edifício, realizado no programa de cálculo 3Muri. Importa referir que as opções tomadas na modelação dos elementos estruturais assumiram as dimensões presentes nos documentos escritos entregues pelo proprietário. Aquando da falta de dados, utilizou-se informação presente na literatura, assinalando-se essa substituição no texto. Assim, podemos definir como nível de conhecimento do trabalho o nível KL1, conhecimento limitado. Este tem um valor de Coeficiente de Confiança aplicado às propriedades dos materiais de 1,35 (EC8-3).

4.1.1 Modelação dos elementos estruturais

A geometria das paredes de alvenaria foi definida de acordo com a informação relativa ao edifício. Para as propriedades mecânicas da alvenaria já não é assim, visto que estes valores são muito variáveis e por isso torna-se difícil quantificar as propriedades de forma genérica sendo recomendável a realização de ensaios in situ. À falta destes ensaios utilizaram-se valores definidos por (Candeias, et al., 2020) e que resultam desses mesmos ensaios, nomeadamente, o módulo de elasticidade E , módulo de distorção G , peso volúmico w , resistência à compressão f_c , etc. Estes valores encontram-se no Quadro 4.3. As espessuras consideradas foram de 60 cm para as paredes do corpo principal e de 45 cm para as paredes do corpo secundário. Mais uma vez fica explícito o processo de construção do edifício visto que as espessuras dos dois corpos variam.

Os pavimentos de madeira foram modelados tendo em consideração que as vigas de madeira estão dispostas segundo a direcção de menor vão. São constituídos por um soalho em madeira que apoia diretamente em vigas de madeira (barrotes), os quais descarregam nas paredes de alvenaria. A Figura 4.1 mostra bem que os barrotes se apoiam apenas na face superior da parede, tendo sido deixado livre o espaço entre esta face, o soalho e as faces de barrotes vizinhos (note-

se que além desta solução, pouco comum, embora talvez não nesta zona, este soalho da cobertura também não apresenta tarugos). A secção das vigas é de cerca de 10x18 cm e o seu espaçamento é de cerca de 60 cm. O pavimento térreo também é soalho em madeira e encontra-se sobre todo o rés do chão do edifício. Através dos desenhos do edifício verificou-se que a espessura do soalho do piso 1 é de 2 cm. Considerou-se, também por falta de informação precisa, que a madeira, tanto das vigas como do soalho, é da classe C14, visto ser a classe de resistência mais baixa.



Figura 4.1 Barrotes e soalho do pavimento do piso superior (note-se o apoio na parede)

As escadas, por serem em madeira e estruturalmente representarem apenas uma abertura no piso superior, foram ignoradas no modelo estrutural. Quanto à cobertura, cada corpo possui a sua, tendo ambas duas águas. Para além disso, estas coberturas encontram-se simplesmente apoiadas em todo o contorno (e na viga de cumeeira, ou espigão, que apoia, em cada corpo, nas paredes de alvenaria).

As paredes interiores em tabique são normalmente desprezadas quando toca à análise sísmica. Contudo, o comportamento destas paredes para a resistência sísmica pode ser decisivo pois espera-se que estes elementos confirmem à estrutura alguma capacidade resistente às ações horizontais, sobretudo as paredes que se encontram dispostas em toda a largura do edifício. Assim estas foram modeladas de forma semelhante às paredes de alvenaria, através de macro elementos de alvenaria com características mecânicas e propriedades resistentes bastante reduzidas tendo em conta que não se espera que estas sejam capazes de resistir sozinhas ao sismo. Estas propriedades foram obtidas através de ensaios experimentais que se encontram em

(Rebelo et al., 2015) e estão presentes no Quadro 4.1. Na Figura 4.2 encontra-se uma fotografia onde é evidente a existência desta tipologia de parede.

Quadro 4.1 Modulo de Elasticidade, modulo de distorção e resistência à compressão das paredes de tabique (Simões, 2018)

Propriedade	Valor
E(GPa)	0,060
G(GPa)	0,001
f_c (MPa)	0,40



Figura 4.2 Parede de tabique e escadas para o piso superior

A Figura 4.3 mostra a geometria do modelo geral 3D, definido no programa de análise 3Muri.

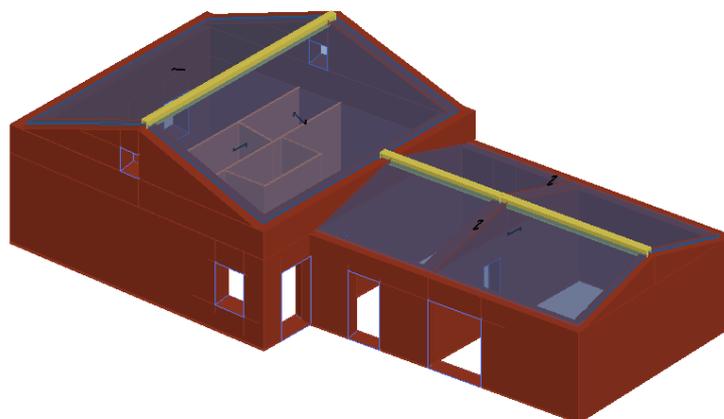


Figura 4.3 Geometria do modelo geral 3D do edifício

4.1.2 Atribuição da massa aos elementos estruturais

O valor das cargas foi definido automaticamente pelo programa, a partir da geometria e propriedades dos materiais (ou seja, neste caso, a densidade) definidas aquando da definição dos modelos estruturais. Assim, para o pavimento em madeira foi automaticamente determinado o valor de $0,12 \text{ kN/m}^2$ da carga permanente estrutural (barrotes) e $0,08 \text{ kN/m}^2$ da carga permanente não estrutural (tabuado). Definiu-se também o valor de 2 kN/m^2 para sobrecarga deste edifício de habitação.

Para as coberturas, considerando chapas onduladas com 55 mm de altura e $0,8 \text{ mm}$ de espessura obteve-se uma carga distribuída de $0,1 \text{ kN/m}^2$. Para o caso da cobertura em telha, ficou estipulado o valor de $0,2 \text{ kN/m}^2$. Definiu-se também o valor de sobrecarga de $0,3 \text{ kN/m}^2$, de acordo com o Eurocódigo 1.

4.2 Análise Estática não Linear

Neste capítulo é realizada a análise estática não linear utilizando o programa de cálculo 3Muri. Embora o EC8-3 diga que para um nível de conhecimento KL1, deve ser utilizado um método de análise linear, foi utilizado um método não linear para a análise. Este programa permite efetuar uma análise estrutural 3D do edifício, para avaliação da vulnerabilidade sísmica, constituindo uma ferramenta importante e capaz para este tipo de análises e edifícios.

4.2.1 Caracterização da ação sísmica

A verificação sísmica é feita para uma combinação de ações específica, designada por combinação sísmica. Nesta, é feita a combinação da ação sísmica com as demais ações de acordo com NP EN 1990, como se mostra na equação 4.1.

$$\gamma_I \cdot E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.1)$$

Os efeitos da ação sísmica são avaliados em conjunto com as cargas gravíticas representadas na equação 4.2.

$$G_k + \sum_i \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (4.2)$$

Em que:

γ_I – fator de importância (NP EN 1998-1)

E – ação sísmica para o Estado Limite a verificar (NP EN 1990)

G_k – valor característico das cargas permanentes

Q_{ki} – valor característico da ação variável i

ψ_{2i} – coeficiente de combinação que fornece o valor quase-permanente da ação variável i

ψ_{Ei} – coeficiente de combinação da ação variável i refletindo a probabilidade da presença de todas as cargas em toda a estrutura em caso de sismo

No Quadro 4.2 apresentam-se os dados do edifício relativos à localização, zonamento sísmico e o tipo de solo.

Quadro 4.2 Localização, zonamento sísmico e tipo de solo de fundação

Localização	Zona Sísmica Tipo 1	Zona Sísmica Tipo 2	Tipo de solo
Figueira da Foz	1,5	2,4	B

No Quadro 4.3 encontra-se definida a ação sísmica a ter em conta nas análises e verificações, sendo a_{gR} valor de referência da aceleração máxima em rocha para edifícios novos (NP EN1998-1).

Quadro 4.3 Definição da ação sísmica para edifícios novos.

Localização	Ação sísmica			
	Tipo 1		Tipo 2	
	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gR}(m/s^2)$
Figueira da Foz	1,5	0,6	2,4	1,1

4.2.2 Caracterização da alvenaria

As propriedades mecânicas da alvenaria de pedra, apresentadas anteriormente, encontram-se expressas no Quadro 4.4. De acordo com o EC8-3, a rigidez das paredes deve ser avaliada tendo em conta simultaneamente a sua deformabilidade de flexão e de esforço transversal com base na rigidez fendilhada. Na ausência de avaliações mais precisas pode ser considerado metade do valor não fendilhado.

Quadro 4.4 Propriedades de alvenaria de pedra ordinária fendilhada

E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	f_v (MPa)	f_t (MPa)	f_c (MPa)
450	150	19	0,02	0,03	1,1

4.2.3 Pórticos equivalentes

Apresenta-se de seguida o modelo numérico definido no programa 3Muri. A Figura 4.4 apresenta uma vista geral da geometria do modelo, com a definição dos pórticos equivalentes, em que a verde estão representados os lintéis, a laranja os nembos e a azul as zonas rígidas. Note-se que neste modelo os “nós” rígidos entre pisos só são interrompidos por um lintel quando há aberturas alinhadas nos dois.

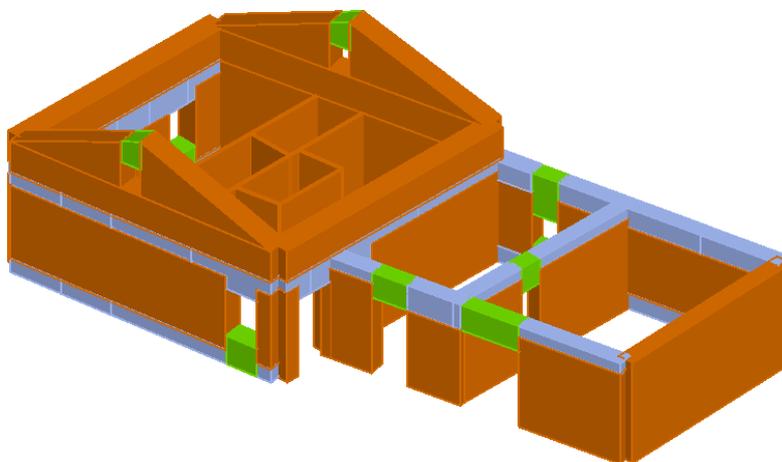
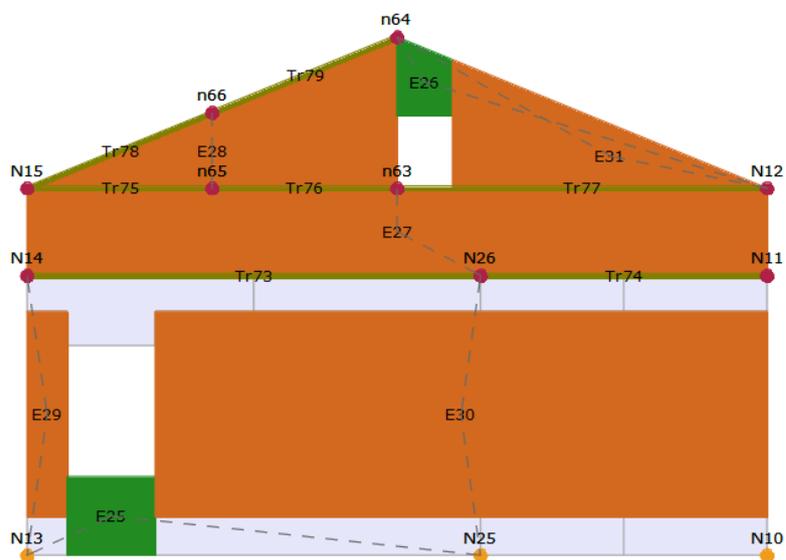
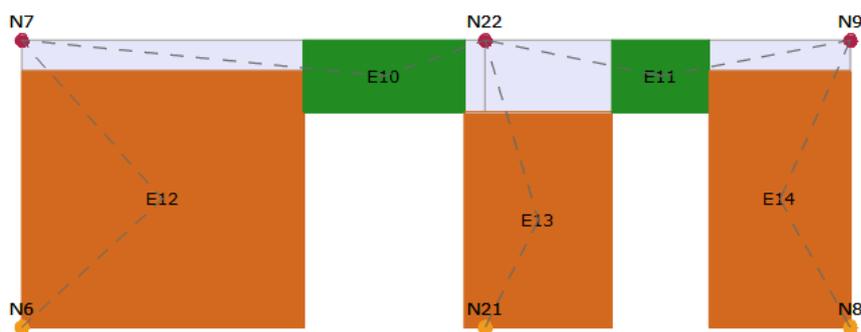


Figura 4.4 Vista geral da geometria do modelo numérico

Na Figura 4.5 apresenta-se o modelo numérico correspondente ao alçado A-A (corpo principal) e A'-A' (corpo secundário, ver planta na Figura 3.4). Nota: As figuras encontram-se vistas de dentro do edifício para fora.



a)



b)

Figura 4.5 Modelo numérico: a) vista do corpo principal; b) vista do corpo secundário

A Figura 4.6 mostra o modelo numérico, correspondente ao alçado B-B. A Figura 4.7 mostra o modelo numérico correspondente aos alçados 1-1, 2-2, 3-3 e 4-4.

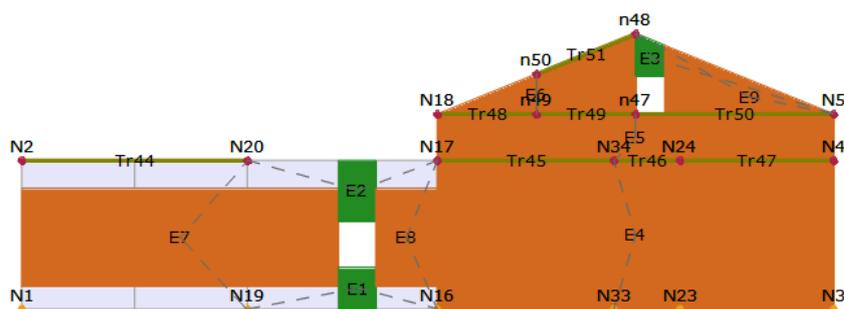
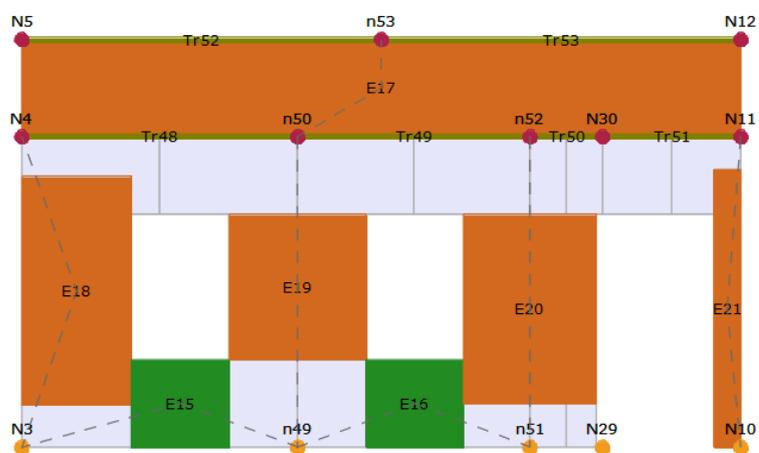
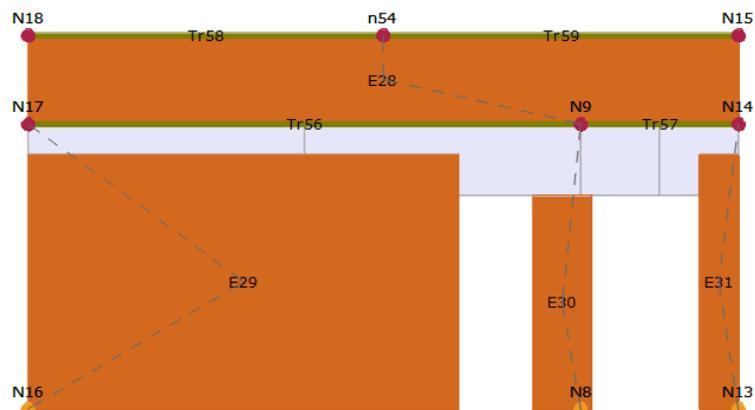


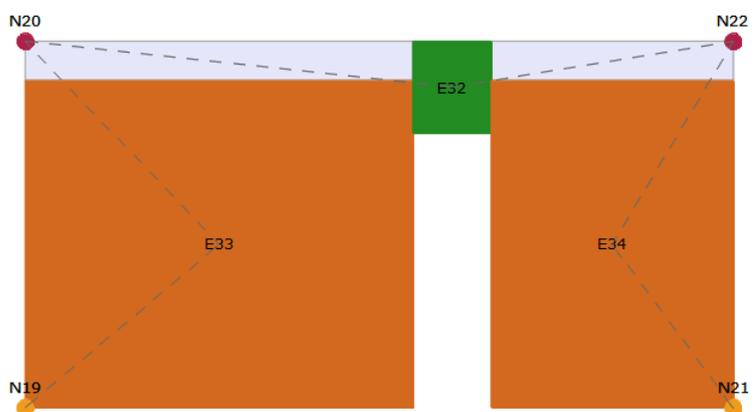
Figura 4.6 Modelo numérico: vista alçado B-B (corpo principal e secundário)



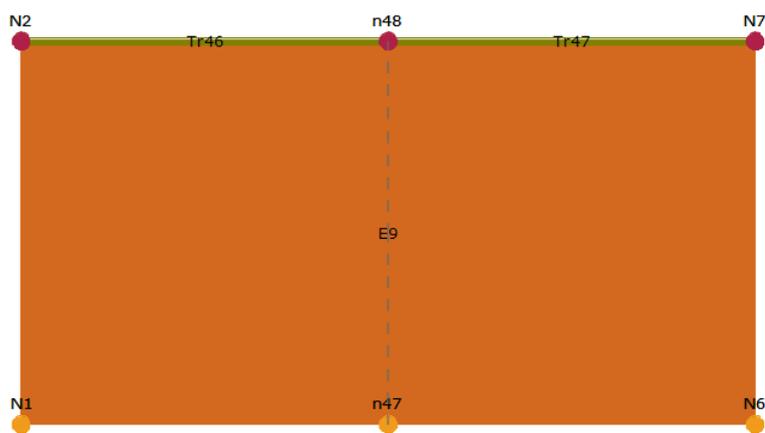
a)



b)



c)



d)

Figura 4.7 Modelo numérico: a) vista alçado 1-1; b) vista alçado 2-2; c) vista alçado 3-3; d) vista alçado 4-4

A não regularidade em altura do edifício está bem explícita na geometria apresentada do modelo numérico. Como se explicou, o programa introduz sempre nós rígidos (Rigid Links) ao longo de todo o perímetro entre pisos, os quais só são interrompidos por lintéis onde esses pisos tiverem duas aberturas alinhadas. É por isso que na fachada A-A do corpo principal, com 2 pisos, não exista lintel sobre a abertura do piso inferior nem sob a abertura do piso superior.

4.2.4 Definição do espectro sísmico

Na definição do espectro elástico, o programa permite duas opções: paramétrica e personalizada. Na opção paramétrica basta definir o estado limite a considerar, a aceleração de referência e o tipo de solo de fundação. Embora esta definição seja mais simples, os valores que o programa apresenta para S , T_B , T_C e T_D são diferentes dos valores do Anexo Nacional. Assim, foi realizado um espectro de resposta elástico horizontal a partir das equações presentes no EC8-1 e introduzido no programa.

O edifício em estudo é classificado como corrente com classe de importância II de modo que o coeficiente de importância é $\gamma_I = 1$. De acordo com o EC8-3, para edifícios pertencentes à classe de importância II, basta analisar a segurança à ação sísmica para o estado limite de Danos Severos (SD).

Os valores da aceleração a_{gR} que se encontram indicados no Quadro 4.2 referem-se a edifícios novos (NP EN 1998-1). Contudo, aplicam-se a estes valores os fatores, em função do estado limite, definidos no Quadro NA. I da NP EN 1998-3, ou seja, 0,75 para o sismo de tipo 1 e 0,84 para o sismo do tipo 2. Além disso, segundo a Portaria 302 de 2019, para efeito de avaliação da vulnerabilidade de edifícios existentes, deve-se considerar 90% do valor assim obtido. Os valores corrigidos da aceleração introduzidos no 3Muri encontram-se na terceira coluna do Quadro 4.5.

Quadro 4.5 Aceleração de referência à superfície de um terreno de tipo A, de acordo com a NP EN 1998-1, NP EN 1998-3 e Portaria 302 de 2019, respetivamente.

Tipo de sismo	a_{gR}	$a_{gR,SD}$	$a_{gR,SD,P302}$
1	0,60	0,45	0,41
2	1,10	0,92	0,83

4.2.5 Análise de resultados

De acordo com o programa, foi feita uma análise com base no deslocamento médio do piso. De facto, com esta escolha seria de esperar que o programa assumisse à partida quais os nós de controlo que iria utilizar. Essa escolha teve de ser feita manualmente e foram escolhidos os nós 5, 12, 15 e 18. Esta escolha foi feita de acordo com o proposto no EC8-1. A Figura 4.8 representa a posição daqueles nós e o sistema de eixos global utilizado no modelo. Ou seja, a direção X da análise corresponde à das paredes 1-1, 2-2, etc., e a direção Y é a perpendicular a esta direção X, não sendo, portanto, a direção das paredes A-A, etc. De facto, o 3Muri permite considerar direções adicionais para a análise o que deveria ter sido feito neste caso, dada a não ortogonalidade das paredes: neste caso ter-se-ia o dobro de análises efetuadas, o que garantiria que seriam consideradas as situações mais críticas.

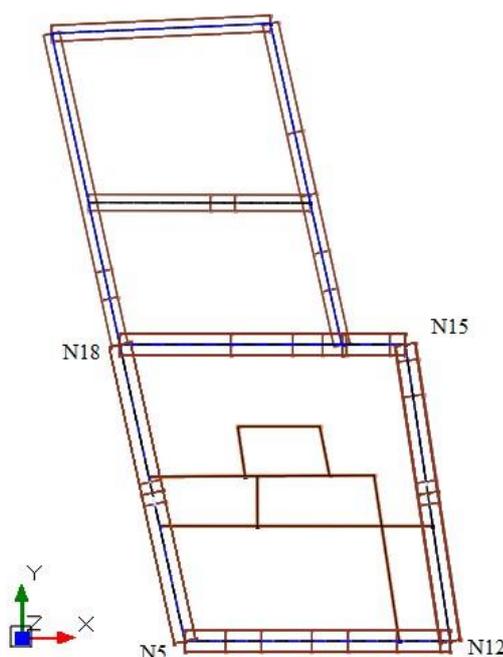


Figura 4.8 Nós de controlo e sistema de eixos (3Muri).

De forma a obter a condição mais desfavorável para a verificação sísmica do edifício, foram selecionadas 24 combinações de análise que o programa fornece, para cada tipo de ação sísmica, tendo em conta a definição da força atuante (uniforme ou modal), a direção e sentido da mesma e a consideração ou não das excentricidades acidentais (5% do comprimento da direção considerada, segundo EC8). Na análise modal, por questões de facilidade de utilização do programa, foram considerados os primeiros 12 modos de vibração da estrutura.

De acordo com o estabelecido na norma, foram realizadas diferentes verificações. De acordo com o EC8-3, na avaliação global da segurança devem ser comparadas as exigências com as capacidades do edifício. Para o estado limite de danos severos, a verificação que se coloca é a apresentada na equação 4.3.

$$D_D \leq D_{SD} \quad (4.3)$$

Onde D_D pode ser entendido como a exigência na estrutura e D_{SD} a capacidade da mesma. Traduzindo esta expressão para valores numéricos, o valor de D_D é dado pelo valor do deslocamento alvo d_t , obtido a partir do espectro de resposta elástico em termos do deslocamento de um sistema equivalente com 1 grau de liberdade. Quanto ao D_{SD} , este valor é obtido a partir da consideração de $\frac{3}{4}$ do valor do deslocamento último d_u , dado pelo programa, que corresponde ao deslocamento no nível considerado quando o esforço transversal na base atinge 80% do valor máximo alcançado.

Sempre que a equação 4.3 se verifique, a estrutura verifica os critérios de segurança para o Estado limite de Danos Severos (SD).

Por questões de simplicidade, será apresentada a análise mais desfavorável de entre os dois tipos de ações sísmicas e feita a respetiva identificação de danos nas paredes de alvenaria.

Na Figura 4.9 mostra-se a legenda de cores utilizado pelo 3Muri para a caracterização do dano. Note-se em particular os três níveis de dano por corte e os três níveis de dano por flexão.

	Undamaged
	Plasticity incipient
	Shear damage
	Incipient shear failure
	Shear failure
	Bending damage
	Incipient bending failure
	Bending failure
	Serious crisis
	Compression failure
	Tension failure
	Failure during elastic phase
	Ineffective element

Figura 4.9 Esquema de cores de caracterização dos danos no 3Muri

Segundo o 3Muri, a análise sísmica mais condicionante será para a ação sísmica de tipo 2, na direção Y, sentido positivo, padrão de forças modais e com excentricidade accidental positiva. Para este caso, a segurança não é verificada visto que o valor obtido para $\frac{3}{4} * d_u = D_{SD}$ é superior ao valor do deslocamento alvo $d_t = D_D$. Vejamos a curva de capacidade obtida na Figura 4.10.

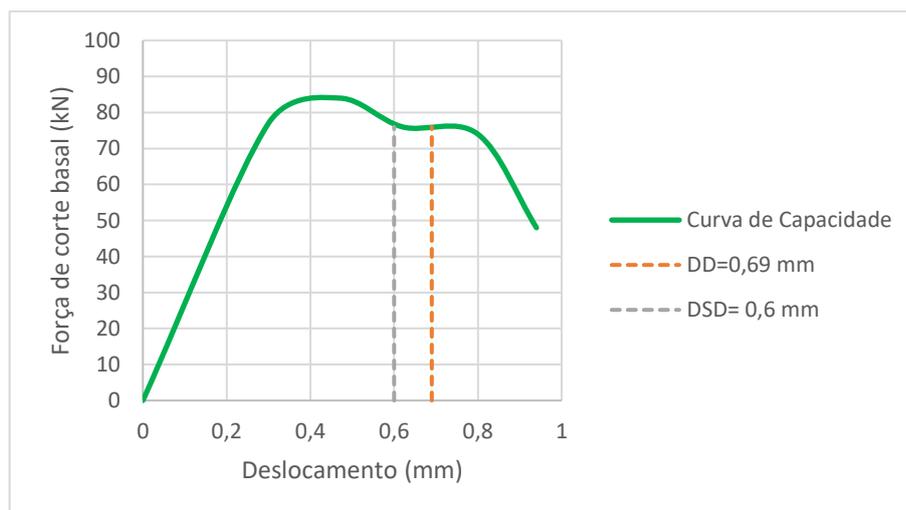
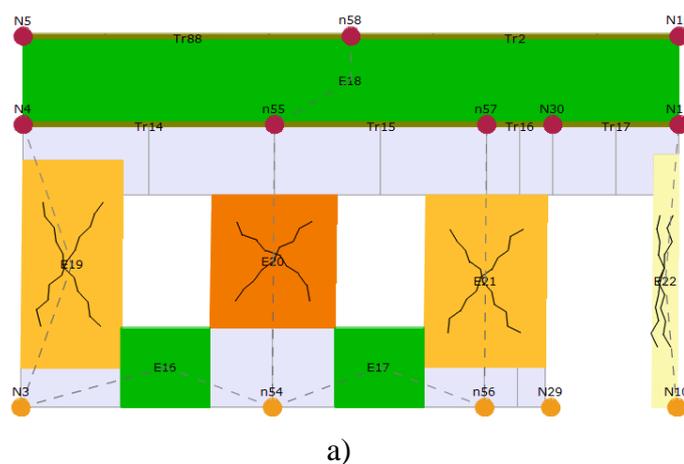


Figura 4.10 Curva de capacidade para análise mais desfavorável.

Tendo em conta os resultados obtidos podemos afirmar que a estrutura não verifica a segurança para o estado limite de Danos Severos. Vejamos agora na Figura 4.11, a análise de danos a nível local.



a)

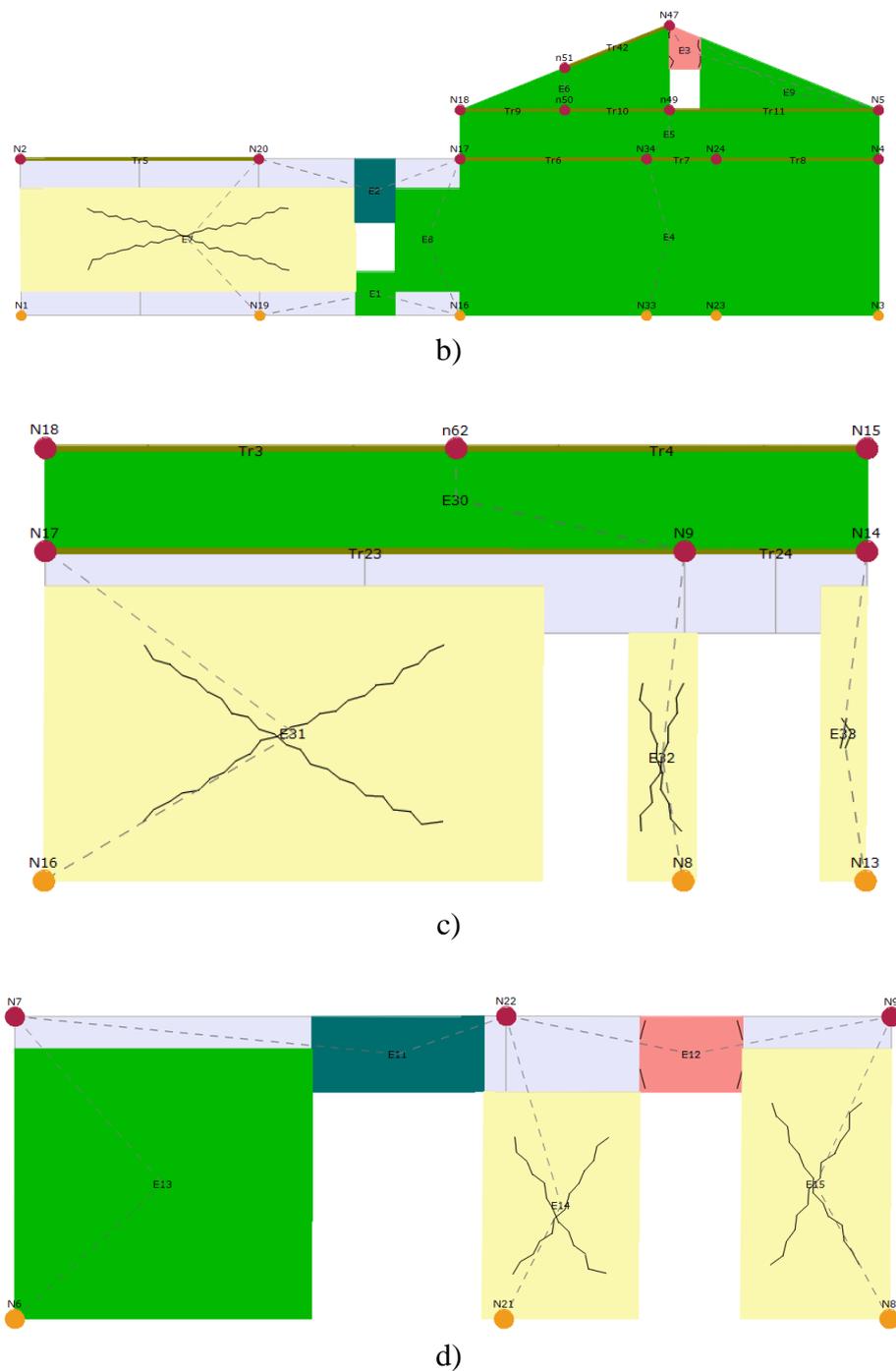


Figura 4.11 Danos ao nível das paredes de alvenaria: a) corte 1-1(direção x); b) corte B-B (direção y); c) corte 2-2(direção x); d) corte A'-A'(direção y)

Através da Figura 4.11 podemos observar que os danos verificados são essencialmente por corte ao nível dos nembros e por flexão ao nível dos lintéis. Além disso, existem alguns lintéis que se

mostram ser inefetivos. As paredes que não aparecem na Figura 4.11 não sofreram deformações.

Como exemplo de comparação, mostra-se agora os resultados para a mesma análise, mas considerando a ação sísmica do tipo 1. Vejamos na Figura 4.12, a comparação entre as curvas de capacidade.

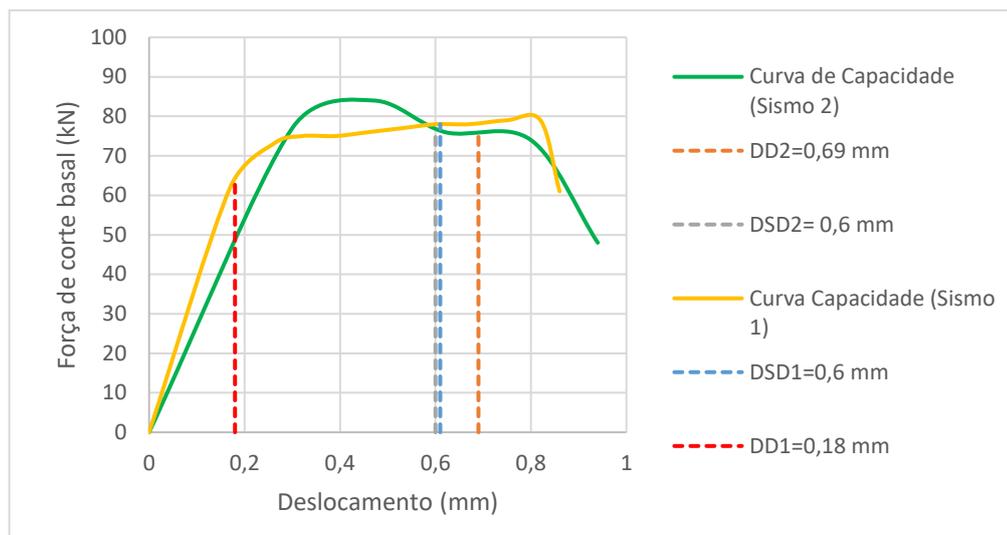


Figura 4.12 Comparação entre as curvas de capacidade do sismo de tipo 1 de tipo 2

Como vemos na Figura 4.12, o valor de $D_D < D_{SD}$. Podemos afirmar que, para a mesma análise, a estrutura verifica a segurança para o estado limite de Danos Severos segundo a ação sísmica do tipo 1.

4.3 Discussão de Resultados

No presente capítulo realizaram-se análises estáticas não lineares de modo a avaliar o desempenho sísmico do edifício em estudo com recurso ao método N2 proposto no EC8. Para isso utilizou-se o programa 3Muri com uma modelação tridimensional do edifício. A aplicação deste programa permitiu obter parâmetros de avaliação da segurança sísmica, nomeadamente o deslocamento alvo (d_t) e o deslocamento último (d_u) bem como a visualização dos danos nas paredes de alvenaria.

Na verificação da ação sísmica do tipo 1, o edifício verifica a segurança para todas as análises consideradas. Para a ação sísmica do tipo 2, já não é verificada a segurança. As análises mais

condicionantes aparecem sobretudo na direção Y o que seria à partida expectável devido à menor rigidez nesta direção devido a um menor número de paredes resistentes.

De acordo com os resultados obtidos, a estrutura, quando apresenta um comportamento favorável perante a ação sísmica, sofre ainda alguns danos por corte e por flexão sobretudo no corpo secundário. Os principais danos nos nembos estão associados ao corte, o que faz sentido em virtude da sua reduzida esbelteza, enquanto nos lintéis, ainda que pouco relevantes, estão associados à flexão.

Com este tipo de análise conseguimos perceber onde existem mais fragilidades na estrutura e onde será necessário reforçar para conseguir colmatar estas fragilidades.

5. CONCLUSÃO

5.1 Principais conclusões

Neste trabalho foi realizado um estudo dedicado à avaliação da segurança sísmica de um edifício existente em alvenaria de pedra, localizado na zona da Figueira da Foz. Para tal foi utilizada uma análise estática não linear através do programa de análise estrutural 3Muri.

A avaliação da segurança foi realizada por comparação da capacidade da estrutura com a exigência um pouco inferior ao estado limite de danos severos, com o objetivo de avaliar o cumprimento dos requisitos de desempenho estabelecidos para o edifício.

Com base na metodologia utilizada, a segurança à ação sísmica não é verificada para o sismo tipo 2 para 90% da ação definida na norma NP EN 1998-3 2017. De acordo com a Portaria 302/2019, é então obrigatória a elaboração de um projeto de reforço sísmico ao abrigo da norma anterior.

Há ainda alguns aspetos importantes a salientar que condicionaram este trabalho e as suas conclusões. Entre os quais está a necessidade de ser feita uma avaliação dos mecanismos de colapso para fora do plano. De acordo com a EC8-3 é necessário verificar que este tipo de situações não acontece para os estados limite relevantes, embora esta norma não forneça indicações sobre como proceder a esta verificação. Outro aspeto relevante para a análise parte de se ter assumido o edifício como isolado, embora o mesmo tenha uma parede encostada a um edifício vizinho, que afeta o comportamento sísmico. Finalmente refira-se a falta de informação geotécnica sobre o terreno e não se ter feito uma inspeção ao edifício, fundamental para este tipo de avaliações.

É de todo pertinente também referir o modelo simplificado adotado para as paredes de tabique no modelo da estrutura. Apesar do programa não possuir nenhum elemento que simule estes elementos não estruturais, a consideração é de todo relevante no que toca a uma análise sísmica, particularmente pelo travamento que podem proporcionar aos restantes elementos e capacidade de dissipação de energia.

Por fim, conclui-se com este trabalho que mesmo num local onde a ação sísmica é considerada por muitos como não crítica, é de todo pertinente que se faça uma verificação da segurança deste tipo de edifícios existentes quando estamos perante uma ação de reabilitação. E, claro, que a intervenção inclua uma reabilitação sísmica caso se verifique que a estrutura é vulnerável.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

A seguir são apresentados alguns aspetos a considerar no desenvolvimento de trabalhos futuros em torno da temática abordada no âmbito desta dissertação.

- Aplicação da mesma metodologia a outros edifícios de alvenaria situados na mesma zona de modo a estabelecer conclusões com maior abrangência
- Analisar com maior rigor a relevância das paredes interiores de enchimento (tabiques) para o comportamento sísmico das estruturas existentes
- Estudo de sensibilidade às propriedades da alvenaria de modo a perceber o impacto do valor (baixo) considerado no estudo para a resistência à compressão
- Considerar o efeito de grupo proporcionado pelo edifício vizinho
- Realização de estudos experimentais que permitam caracterizar melhor os parâmetros de resistência e rigidez dos edifícios de alvenaria da zona estudada
- Investigar a importância da não ortogonalidade das paredes de edifícios como este
- Estudar soluções de reabilitação sísmica para este edifício e avaliar a vulnerabilidade sísmica da proposta para a intervenção no mesmo.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). Procedimiento para verificar el desempeño sísmico de estructuras. CEINC13.
- Appleton, J. (2011). Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção. Amadora: Edições Orion.
- Baião, M., Lúcio, V., Pinho, F., & Coelho, A. L. (2015). Aspetos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria*.
- Bento, R. (2015). Reabilitação sísmica de edifícios antigos de alvenaria. *Seminário de Paredes de Alvenaria*. Lisboa.
- Beyer, K. (2012). Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Engineering Structures*.
- Beyer, K., & Alessandro, D. (2012). Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels. *Earthquake Spectra*.
- Candeias, P. (2008). Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. *Tese de Doutoramento*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Candeias, P., Correia, A., Costa, A. C., Catarino, J. M., Pipa, M., Cruz, H., . . . Costa, A. (2020). Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 - Parte 3 - Anexo C (Informativo) - Edifícios de Alvenaria. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*.
- Cardoso, I. (2021). O levantamento de um edifício antigo em Coimbra tendo em vista a sua reabilitação. *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2008). A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in un-reinforced masonry: A literature review. *International Journal of Architectural Heritage*.
- Celano, T., Argiento, L., Ceroni, F., & Casapulla, C. (2021). Literature Review of the In-Plane Behaviour of Masonry Walls: Theoretical vs Experimental Results. *MDPI*.
- Chiostrini, S., Foraboschi, P., & Vignoli, A. (1992). Structural Analysis and damage evaluation of existing masonry buildings by dynamic experimentation and numerical modeling. *Earthquake Engineering, 10^o World Conference*.

- Costa, C. (2009). Análise Numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra. *Tese de Doutoramento*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Decanini, L., Sortis, A. d., Goretti, A., Langenbach, R., Mollaioli, F., & Rasulo, A. (2004). Performance of masonry buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Engineering Research Institute*.
- Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1996). On dynamic response of masonry panels. *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*.
- Graziotti, F., Magenes, G., Penna, A., & Fontana, D. (2012). Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels . 15 World Conference Earthquake Engineering .
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*.
- Lang, D. H. (2012). Earthquake damage and loss assessment - Predicting the unpredictable. *Tese de Doutoramento*. Noruega: Universidade de Bergen.
- Langenbach, R. (2007). Earthquake Resistant Traditional Construction. *Internacional Journal of Architectural Heritage*.
- Lourenço, P. B. (1996). Computational Strategies for Masonry Structures. *Tese de Doutoramento*. Technische Universiteit Delft.
- Magenes, G. (2006). Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- Magenes, G., & Fontana, A. D. (1998). Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings . *Proceedings of the British Masonry Society*.
- Magenes, G., Bolognini, D., & Braggio, C. (2000). Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. *CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* .
- Marques, R. (2012). Metodologias inovadoras no cálculo sísmico de estruturas em alvenaria simples e confinada. *Tese de Doutoramento* . Universidade do Minho Escola de Engenharia.
- Marques, R., Mendes, N., Oliveira, D. V., & Lourenço, P. (2010). Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: Possibilidade e aplicações. 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Milosevic, J., Lopes, M., Gago, A. S., & Bento, R. (2015). In-plane seismic response of rubble stone masonry specimens by means of static cyclic tests. 82, 9-19. *Construction and Building Materials*.

- Normalização, C. E. (2018). *NP EN 1998-1: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- Normalização, C. E. (2017). *NP EN 1998-3: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios*. Bruxelas: European Committee for Standardization .
- Pena, A., Cattari, S., Galasco, A., & Lagomarsino, S. (2004). Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro element analysis. *Structural Analysis of Historical Constructions*.
- Pinho, F. (2007). Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados. *Tese de Doutoramento*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Pires, A., Guedes, J., & Ilharco, T. (2016). Análise de paredes de tabique: estudo numérico. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*.
- Rebelo, A., Guedes, J. M., Quelhas, B., & Ilharco, T. (2015). Assessment of the mechanical behaviour of tabique walls through experimental tests. Lisboa: Proceedings of the 2nd International Conference on Historic Earthquake-Resistant Timber frames in the Mediterranean Region.
- Roque, J. (2002). Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria. *Tese de Mestrado*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Santos, F. F. (2003). *PORDATA*. Obtido em 23 de Maio de 2023, de <https://www.pordata.pt/>
- Silva, B., Guedes, J. M., & Costa, A. (2010). Estratégias de modelação numérica no estudo de estruturas históricas. Congresso Património Porto.
- Simão, R. (2017). Tese de Mestrado. *Avaliação do desempenho sísmico de edifício antigo em Lisboa*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa .
- Simões, L. (2015). Ligação pavimentos/parede de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto. *Tese de mestrado*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Sousa, M. L. (2006). Tese de Doutoramento. *Risco sísmico em Portugal Continental*. Lisboa, Portugal: IST/ULisboa.
- Sousa, M. L., Martins, A., & Campos Costa, A. (2003). *Levantamento do parque habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos censos de 2001*. Lisboa: Relatório 205/03, DE/NESDE, LNEC.
- Tomazevic, M. (1999). Earthquake resistant design of masonry buildings. *Innovation in Structures and Construction*. Imperial College Press.
- Vasconcelos, G. (2005). Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

Volken, N. (2019). Evaluation of an Existing Masonry Building with Flexible Diaphragms in Switzerland. *Master Thesis in Structural Engineering*. Institute of Structural Engineering.