



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Inês dos Santos Peres

**AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE
EDIFÍCIO EM ALVENARIA EM ARRUAMENTO URBANO
EM COIMBRA**

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 Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol do Instituto Politécnico de Viseu.

Maio de 2024

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

Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifício em Alvenaria em Arruamento Urbano em Coimbra

Assessment of Seismic Vulnerability of Masonry
Buildings in an Urban Street in Coimbra

Inês dos Santos Peres

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e pelo Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol

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

Maio de 2024



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Agradecimentos

Agradeço profundamente ao Professor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e ao Professor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol por sua inestimável ajuda e total disponibilidade na orientação e revisão deste relatório.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia de Coimbra, instituição de ensino rigorosa e dotada de docentes altamente qualificados, expresso meu sincero apreço pela oportunidade concedida para realizar meu mestrado em Estruturas.

Desejo estender meus agradecimentos à engenheira Ana Simões, da equipa 3Muri Portugal, pelo fornecimento do software e pelo valioso suporte oferecido ao longo deste período.

À minha mãe e ao meu pai e à minha preciosa família, dirijo um profundo agradecimento por todo o apoio, investimento e confiança em minhas capacidades. Sem o amor, a compreensão e o apoio inabalável de vocês, nada disso seria possível. Devo-lhes tudo o que sou hoje.

Ao Francisco, expresso minha gratidão especial por sua constante presença e por ser um companheiro excepcional. Agradeço pela paciência, pelo amor, pela compreensão, pelo incentivo e por acreditar em mim ao longo desta jornada.

Aos meus amigos, agradeço por ouvirem meus desabafos, por suportarem meus momentos de dificuldade e por estenderem a mão sempre que necessário, o que tornou possível concluir esta jornada.

Obrigada a todos.



Resumo

O Decreto-Lei 95 de 2019 estabeleceu os edifícios em que é obrigatório realizar a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios de habitação sujeitos a intervenções de reabilitação, visando garantir que tais intervenções devem assegurar também a segurança sísmica. Dado que uma parcela significativa do parque edificado nacional é composta por estruturas de alvenaria, é imperativo desenvolver competências específicas para este tipo particular de construção. A dissertação proposta abrange a seleção de um edifício para análise, a coleta de informação documental pertinente e a condução de uma inspeção visual para reunir informações necessária à elaboração do modelo estrutural. A avaliação da vulnerabilidade sísmica é particularmente crucial em estruturas mais antigas, construídas com materiais de baixa ductilidade e capacidade de dissipação de energia, como os edifícios em alvenaria construídos até meados do século passado. Atualmente, essa avaliação assume maior relevância devido à escassez do conhecimento prático e experiência neste domínio da engenharia estrutural, apesar da significativa quantidade de construções desse tipo no país. A relevância deste tema é ainda destacada pelo facto de o edifício investigado estar localizado em uma região sísmica geralmente considerada não crítica, o que permitirá validar ou refutar essa premissa com base nos resultados obtidos. Adicionalmente, visa identificar as principais deficiências e patologias, com o propósito de realizar uma avaliação da vulnerabilidade sísmica, conforme estipulado pela Portaria n.º 302/2019 e pela Parte 3 da NP EN 1998. Para esta análise, será empregue um software especializado em análise estrutural, baseado em modelação por macroelementos que simulam elementos estruturais em alvenaria (nembos e lintéis) e em outros materiais (tais como pavimentos). De entre os métodos permitidos pela Parte 3 da NP EN 1998, optar-se-á pela análise estática não linear, especificamente utilizando o método N2 de Fajfar, devido à sua combinação adequada a rigor, simplicidade na modelação e avaliação dos resultados, além de considerações computacionais de custo. A dissertação contemplará ainda uma análise dos resultados obtidos e das principais questões enfrentadas durante as etapas de caracterização e modelação da estrutura.

Palavras-chave: Edifício existente, Reabilitação, Avaliação da vulnerabilidade sísmica, Macro elementos, 3Muri



Abstract

The Decree-Law 95 of 219 established the buildings in which obligation to assess the seismic vulnerability of buildings undergoing rehabilitation interventions, aiming to determine whether such interventions must also ensure seismic safety. Given that a significant portion of the national building stock consists of masonry structures, it is imperative to develop specific competencies for this particular type of construction. The proposed dissertation encompasses the selection of a building for analysis, the collection of relevant documents, and the conduct of a visual inspection to gather necessary information for the development of the structural model. The assessment of seismic vulnerability is particularly crucial in older structures built with materials of low ductility and energy dissipation capacity, such as masonry buildings constructed until the mid-20th century. Currently, this assessment assumes greater relevance due to the scarcity of practical knowledge and experience in this domain of structural engineering, despite the significant number of such constructions in this country. Therefore, this study is not limited to a specific building but seeks to generalize its conclusions through repeated analysis of a sample of buildings with similar characteristics in terms of region, typology, material, and construction period. The significance of this topic is further highlighted by the fact that the investigated building is located in a region where seismic activity is generally considered non-critical, which will allow validation or refutation of this assumption based on the results obtained. Additionally, it aims to identify the main deficiencies and pathologies, for the purpose of conducting a seismic vulnerability assessment, as stipulated by Order No. 302/2019 and Part 3 of NP EN 1998. For this analysis, specialized software based on macroelement modeling, simulating structural elements in masonry (walls, arches, lintels, etc.) and other materials (such as floors), will be used. Among the methods allowed by Part 3 of NP EN 1998, nonlinear static analysis will be opted for, specifically using the N2 method by Fajfar, due to its adequate balance of rigor, simplicity in modeling and result evaluation, and computational cost considerations. The dissertation will also include an analysis of the obtained results and the main issues faced during the characterization and modeling stages.

Keywords: Building, Rehabilitation, Seismic vulnerability assessment, Macro elements, 3Muri

Índice

AGRADECIMENTOS	IV
RESUMO.....	VI
ABSTRACT	VIII
ÍNDICE	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE QUADROS	XIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. METODOLOGIA.....	5
2.2. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	5
2.2.1. NÍVEL DE CONHECIMENTO.....	6
2.2.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA	8
2.2.3. ESTADOS LIMITES.....	8
2.2.4. CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE.....	10
2.3. EDIFÍCIOS DE ALVENARIA	11
2.3.1. PAREDES DE ALVENARIA	13
2.3.2. CARACTERÍSTICAS DA ALVENARIA	15
2.3.3. DESEMPENHO SÍSMICO DA ALVENARIA	22
2.3.4. ARGAMASSA	27
2.4. PAREDES DIVISÓRIAS DE TABIQUE	28
2.4.1. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	29
2.5. PAVIMENTO DE MADEIRA	32
2.6. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA	33
2.6.1. ANÁLISE LINEAR.....	34

2.6.2. ANÁLISE NÃO LINEAR	35
2.6.4. MODELO DE MACROELEMENTOS	50
<u>3. CASO DE ESTUDO</u>	<u>52</u>
3.1. AÇÃO SÍSMICA	52
3.2. O PROGRAMA 3MURI.....	54
3.3. EDIFÍCIO EM ANÁLISE	56
3.3.1. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	56
3.4. AÇÕES.....	64
<u>4. ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO CASO DE ESTUDO ...</u>	<u>65</u>
4.1. ATRIBUIÇÃO DA MASSA AOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	65
4.2. COMBINAÇÃO SÍSMICA DE AÇÕES	65
4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA	67
4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA NO PROGRAMA TREMURI	67
4.5. DEFINIÇÃO DO ESPETRO DE RESPOSTA SÍSMICA ELÁSTICO	74
4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	75
4.7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	81
<u>5. CONCLUSÃO.....</u>	<u>82</u>
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	83
<u>6. BIBLIOGRAFIA.....</u>	<u>84</u>

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Tipos de paredes de alvenaria e esquemas representativos de secções transversais (Gouveia, et al., 2006).....	14
Figura 2.2 – a) Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} ; b) Plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} (Gouveia, et al., 2006)	18
Figura 2.3 – Ensaio de compressão axial do murete M43: a) antes do início; b) formação de fenda diagonal; c) colapso (Pinho, 2007).....	21
Figura 2.4 – a) Mecanismos de colapso para fora do plano; b) Mecanismos de colapso no plano (Decanini, et al., 2004).....	23
Figura 2.5 – Exemplos de zonas a considerar nas paredes de alvenaria de um edifício de alvenaria: empena (à esquerda); fachada (à direita) (Candeias, 2008)	24
Figura 2.6 Nembos e lintéis em fachadas de edifício (Simão, 2017)	25
Figura 2.7 – Mecanismos de colapso no nembo no plano: a) flexão; b) corte diagonal; c) escorregamento por corte (Simão, 2017)	27
Figura 2.8 – Configuração dos elementos de madeira nos modelos S e SP (Pires, et al., 2016)	30
Figura 2.9 – Primeiro modo de curvatura global dos modelos a) S; b) SP; c) D (Pires, et al., 2016)	31
Figura 2.10 – Deformação para ação horizontal nos modelos a) S; b) SP; c) D (Pires, et al., 2016)	31
Figura 2.11 – Exemplo de curva de capacidade (Simão, 2017).....	36
Figura 2.12 – Bilinearização da curva de capacidade do sistema com 1GDL (Eurocódigo 8 – Anexo B).....	38
Figura 2.13 – Determinação do deslocamento alvo no sistema com 1 GDL para a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos (Eurocódigo 8 – Anexo B).....	39
Figura 2.14 Idealização em pórtico equivalente de uma parede método SAM (Magenes, 2000)	43
Figura 2.15 – Identificação do pórtico equivalente (Lagomarsino, et al., 2013).....	44
Figura 2.16 – Macroelemento de alvenaria (Galasco, et al., 2004)	45
Figura 2.17 – Classificação dos graus de liberdade das paredes: globais (3D) nas arestas e locais (2D) em nós interiores das paredes (Lagomarsino, et al., 2013)	46
Figura 2.18 – Esquemas de forças no nembo devidos a flexão composta no seu plano (Magenes, et al., 1997).....	47
Figura 2.19 – Esquema de forças devido ao mecanismo de deslizamento por corte (Magenes, et al., 1997).....	50
Figura 3.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (Eurocódigo 8 – Parte 1).....	53
Figura 3.2 – Vista de frente do edifício em estudo (esq.); Vista de cima do edifício (dir.)	56
Figura 3.3 – Planta do edifício do piso da subcave (esq.); Planta do edifício da cave (dir.)	57

Figura 3.4 – Planta do edifício do piso do rés-do-chão (esq.); Planta do edifício do primeiro piso (dir.)	57
Figura 3.5 – Planta do edifício do piso do rés-do-chão (esq.); Planta do edifício do primeiro piso (dir.)	58
Figura 3.6 - Pedra irregular (esq.); fachada posterior (dir.).....	59
Figura 3.7 – Pavimento em madeira (e com um revestimento vinículo em cima)	59
Figura 3.8 – Direção dos barrotes (esq.); Constituição da cobertura (dir.)	60
Figura 3.9 – Estado exterior, junto à fachada posterior	61
Figura 3.10 – Alguns danos observados	62
Figura 3.11 – Localização de Coimbra.....	63
Figura 4.1 – Diafragma da avaliação sísmica do programa Tremuri	68
Figura 4.2 – Modelação de uma parede alvenaria	69
Figura 4.3 – Modelação do pavimento de madeira	70
Figura 4.5 – Modelação das vigas metálicas no programa.....	71
Figura 4.4 – Modelação das vigas de madeira no programa	71
Figura 4.6 – Paredes definidas pelo programa	72
Figura 4.7 – Vista 3D edifício em análise: fachada principal (esq.); fachada posterior (dir.)	72
Figura 4.8 – Malha de macroelementos.....	73
Figura 4.9 – Vista 2D da malha de macroelementos: Fachada principal (à direita); parede de empena (à esquerda)	73
Figura 4.10 – Vista 2D da malha de macroelementos: Fachada principal (dir.); Parede de empena (esq.).....	74
Figura 4.11 – Legendas de cores dos danos nos painéis de alvenaria (Machango, 2022).76	
Figura 4.12 – Análises realizadas para o nó 15	77
Figura 4.13 – Valores de d_t e de d_m	77
Figura 4.14 – Curva de capacidade para a ação sísmica tipo 2 na direção Y	78
Figura 4.15 – Danos observados nas paredes P1 e P2.....	78
Figura 4.16 – Danos observados nas paredes P3 e P9.....	79
Figura 4.17 – Danos observados nas paredes P7 e P11.....	79
Figura 4.18 – Análises realizadas para ação sísmica tipo 1 (Nó 15).....	80
Figura 4.19 – Valores de d_t e d_m	80
Figura 4.20 – Curva de capacidade para ação sísmica tipo 1 (Nó 15).....	81

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Relação entre os níveis de conhecimento, disposições construtivas e materiais de um edifício existente de alvenaria (Tabela 3.1 do Eurocódigo 8 – Parte 3).	7
Quadro 2.2 - Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua classe de importância.	10
Quadro 2.3 - Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes tipos de elementos estruturais.....	10
Quadro 2.4 - Relação entre estados limite e exigências para os diferentes tipos de elementos e métodos de análise	11
Quadro 2.5 - Relação entre métodos de análise e tipos de avaliação, para o caso das estruturas de alvenaria.....	11
Quadro 2.6 - Tipo de Parede (Roque, 2002).....	15
Quadro 2.7 - Valores da resistência mecânica à flexão da alvenaria, f_{xk1} e f_{xk2} (Gouveia, et al., 2006)	18
Quadro 2.8 - Propriedades mecânicas da alvenaria (Candeias, et al., 2020)	20
Quadro 3.1 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo I (Eurocódigo 8 – Parte 1, Quadro NA - 3.2).....	54
Quadro 3.2 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2 (Eurocódigo 8 – Parte 1, Quadro 3.3).....	54
Quadro 3.3 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (Eurocódigo 1 – Quadro 6.2)	64
Quadro 4.1 - Valores das Cargas para o Pavimento de Madeira	65
Quadro 4.2 - Localização, zonamento sísmico e tipo de solo de fundação	66
Quadro 4.3 - Definição da ação sísmica para edifícios novos	66
Quadro 4.4 - Propriedades de alvenaria de pedra fendilhada	67
Quadro 4.5 - Correspondência entre os pisos do edifício real e os níveis do Tremuri	68
Quadro 4.6 – Aceleração (m/s^2) de referência à superfície de um terreno de tipo A, de acordo com o Eurocódigo 8 -Parte 1, Eurocódigo 8 -Parte 3 e valor reduzido considerado	75

1. Introdução

Neste capítulo é feita uma breve introdução ao tema, contextualizando a alvenaria como um material de construção amplamente utilizado ao longo da história. Essa introdução visa estabelecer uma base para compreensão do assunto, reconhecendo a longa tradição de uso da alvenaria. Além disso, são delineados os objetivos desta dissertação, e a estrutura que o trabalho adota para abordar esses objetivos e a metodologia adotada.

1.1. Enquadramento

A alvenaria constitui uma das principais técnicas construtivas utilizadas desde os tempos remotos. A sua origem remota à necessidade intrínseca do ser humano de construir habitações mais robustas e duráveis, a fim de garantir proteção e abrigo. Os edifícios em alvenaria emergiram como uma resposta concreta a tais exigências. Embora a alvenaria de terra deva ter precedido a alvenaria de pedra, e tenha sido uma técnica muito utilizada em Portugal, este trabalho focar-se-á na alvenaria em pedra ou tijolo.

Inicialmente, as construções eram realizadas com pedras brutas, prescindido do uso de qualquer tipo de argamassa. No entanto, ao longo do tempo, houve um progresso significativo na técnica construtiva, com a introdução do emprego de argila e cal como elementos de ligação entre as pedras. Na Europa, foi durante a Idade Média que a alvenaria experimentou um avanço substancial, especialmente com a adoção de tijolos de barro cozido como material predominante.

Durante o período do Renascimento, a arquitetura passou por notáveis transformações, o que resultou em uma notável evolução da técnica construtiva de alvenaria. Nesse contexto, a alvenaria adquiriu uma complexidade e sofisticação ainda maiores. No período do Barroco, por sua vez, surgiram fachadas ricamente ornamentadas em pedra e argamassa, representando um ápice de expressão arquitetónica desse estilo. No século XX, a alvenaria conquistou um destaque ainda maior com o advento do betão armado, com o qual conviveu durante algum tempo em algumas soluções construtivas, e dos blocos cerâmicos. Esses avanços tecnológicos proporcionaram um aprimoramento significativo na técnica construtiva, conferindo maior resistência e eficiência aos edifícios. Como resultado, a alvenaria consolidou-se como uma das principais técnicas construtivas utilizadas globalmente, encontrando aplicação em diversos projetos e em diferentes partes do mundo. Deve, no entanto, referir-se que a maioria das construções vernaculares em alvenaria teve

uma evolução muito limitada nos últimos séculos enquanto a construção em alvenaria nos centros urbanos terá sofrido desenvolvimentos mais significativos, devido à construção em altura e a eventos como o sismo de 1755. No entanto, em Portugal a construção em alvenaria quase desapareceu a partir da metade do século passado, em virtude da hegemonia do betão armado.

O sismo de 1755 (e não apenas este), com consequências devastadoras em grande parte do país, mas principalmente na região de Lisboa e sul no país, particularmente na costa do Algarve, levou a repensar as soluções estruturais em alvenaria. Um sismo é um fenómeno natural que ocorre devido a uma rotura, mais ou menos violenta, na camada interna da crosta terrestre, resultando na libertação de uma considerável quantidade de energia. Esse evento sísmico provoca vibrações em profundidade e à superfície do terreno que se propagam por uma vasta área ao redor, podendo ter consequências significativas, de acordo com a sua magnitude e localização do epicentro.

Portugal está próximo das falhas tectónicas que definem a fronteira entre duas das principais placas que compõem a crosta terrestre: a placa africana e a placa europeia. A maior parte dos sismos registados em Portugal resulta da atividade de múltiplas falhas presentes na região, embora outras falhas também possam ter potencial para gerar eventos sísmicos destrutivos no território. É importante salientar que o processo de deformação das placas ocorre de forma extremamente lenta, a uma velocidade de alguns milímetros por ano. Consequentemente, os sismos mais severos podem ocorrer com longos períodos entre si, acumulando consideráveis quantidades de energia que inevitavelmente serão libertadas.

Os edifícios construídos em alvenaria apresentam diversas vantagens. Em primeiro lugar, destaca-se a sua notável resistência estrutural, particularmente para as ações verticais e vento. Esses materiais possuem a capacidade de suportar cargas verticais e horizontais, como o peso da própria estrutura, a ação do vento e até mesmo eventos sísmicos de menor intensidade. Em segundo lugar, a durabilidade é uma característica fundamental da alvenaria, sendo reconhecida pela sua longa vida útil. Quando esses edifícios são adequadamente construídos e mantidos, podem perdurar por décadas ou até mesmo séculos. Outro ponto revelante é o isolamento térmico e acústico oferecido pela alvenaria. Os materiais utilizados apresentam propriedades isolantes eficazes, contribuindo para um ambiente interno mais confortável e reduzindo a necessidade de sistemas adicionais de isolamento. Além disso, a alvenaria demonstra alta resistência ao fogo, o que proporciona uma maior segurança em caso de incêndio.

1.2. Objetivos

O objetivo do presente estudo consiste em realizar a avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício urbano em alvenaria localizado em Coimbra. Para esse propósito, será empregue um programa informático de análise estrutural especializado na análise do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, o 3Muri. O programa utiliza uma modelação em pórtico equivalente, baseada em macroelementos que simulam os elementos estruturais presentes nas estruturas de alvenaria, como nembos (elementos verticais, definidos a partir da altura das aberturas adjacentes), lintéis (elementos horizontais, cuja geometria é definida com base no alinhamento vertical e na sobreposição das aberturas) e paredes, bem como outros materiais, como os dos pavimentos, para os quais se usava muito frequentemente a madeira.

O método de análise adotado para o estudo, que é o mais apropriado se se considerar o custo computacional e a simplicidade, é a análise estática não linear, que incorpora o método N2 de Fajfar, incluído no EC8. O método permite uma análise aprofundada da resposta estrutural frente a ações sísmicas.

No contexto da análise da vulnerabilidade sísmica, são utilizados modelos numéricos desenvolvidos no programa 3Muri, considerando as diretrizes do Eurocódigo 8 e a Portaria nº302/2019. Essas normativas fornecem as orientações relevantes para a avaliação de estruturas sujeitas a ações sísmicas.

Dessa forma, por meio da análise estática não linear, e usando a informação possível de recolher documentalmente e in situ, pretende-se determinar se o edifício em estudo apresenta a segurança necessária relativamente à ação sísmica, mais exatamente, a associada ao estado limite de danos severos (SD), tal como definida na Portaria 302/2019 e no Eurocódigo 8.

1.3. Organização da Dissertação

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos.

O primeiro capítulo, que é este, delinea os objetivos da dissertação, a metodologia adotada para alcançá-los e a organização temática de cada capítulo subsequente.

O segundo capítulo constitui uma revisão bibliográfica, abordando os conceitos teóricos relacionados com os edifícios existentes. É discutida a análise sísmica conforme especificado no Eurocódigo 8 – Parte 3, são explorados os diversos métodos de análise

sísmica de forma abrangente e analisa-se a caracterização da alvenaria e seu desempenho em situações sísmicas.

O terceiro capítulo consiste na apresentação detalhada do edifício estudado, descrevendo a sua composição e estrutura.

O quarto capítulo aborda o modelo estrutural do edifício e a análise sísmica utilizando o software 3Muri. Realiza-se uma análise estática não linear, com este programa, e verifica-se a segurança sísmica da estrutura. Descrevem-se os principais danos observados nas paredes e são discutidos os resultados obtidos.

No quinto e último capítulo, reúne as principais conclusões derivadas deste estudo.

2. Revisão Bibliográfica

Este capítulo inicia-se com uma delimitação dos edifícios para o quais é obrigatório elaborar um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica. Em seguida, são abordadas as características fundamentais de alvenaria, incluindo suas propriedades mecânicas e respostas a eventos sísmicos. Uma atenção especial é dedicada ao método adotado neste estudo para avaliação da vulnerabilidade sísmica.

2.1. Metodologia

Em Portugal, até 2019, a verificação da resistência sísmica em intervenções de reabilitação estava insuficientemente regulamentada. No entanto, devido à crescente importância da reabilitação de edifícios no setor da construção, à idade de muito do edificado nacional e à sismicidade no país, houve uma necessidade de regulamentação nesse sentido.

A Portaria n. °302/2019 foi estabelecida com o intuito de definir as condições em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à avaliação da vulnerabilidade sísmica e à elaboração do correspondente relatório. Esta portaria também indica que em função do resultado dessa avaliação pode ser exigida a elaboração de um projeto de reforço sísmico. Essa regulamentação surgiu como uma medida necessária para garantir a segurança estrutural das obras referidas acima, considerando o risco sísmico potencial e a importância de adotar medidas adequadas de prevenção e mitigação. Assim, a Portaria n. °302/2019 remete para a Parte 3 do Eurocódigo 8 que estabelece diretrizes claras para a avaliação e reforço sísmico em edificações existentes, visando assegurar a resiliência e segurança frente a eventos sísmicos.

2.2. Avaliação Estrutural

Para a realização da avaliação estrutural, será adotada a Parte 3 do Eurocódigo 8, que complementa a Parte 1 do mesmo Eurocódigo 8, focando-se especificamente na avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes, e incluindo anexos específicos para edifícios em betão armado, aço ou alvenaria.

Conforme estipulado na Portaria n. °302/2019, a elaboração de um relatório de vulnerabilidade sísmica é obrigatória quando, numa intervenção (que pretenda ir para lá das meras obras de conservação) num edifício existente, se verifique um dos seguintes critérios:

- *“Sinais visíveis de degradação da estrutura do edifício;*

- *Quando a intervenção prevista altera o comportamento estrutural do edifício;*
- *Quando a área alvo de intervenção, englobando demolições e ampliações, ultrapassa 25% da área bruta de construção do edifício;*
- *Quando o custo da intervenção excede, no mínimo, 25% do custo de construção de um novo edifício novo equivalente.”*

Salienta-se a importância crucial do conhecimento detalhado da geometria, das disposições construtivas e das propriedades dos materiais, uma vez que estes constituem requisitos fundamentais para a realização da avaliação sísmica precisa e adequada.

2.2.1. Nível de Conhecimento

Na intervenção em estruturas existentes tem naturalmente uma importância crucial o conhecimento detalhado da geometria, disposições construtivas e das propriedades dos materiais, uma vez que esta informação é fundamental para desenvolver o modelo necessário à realização de uma avaliação sísmica precisa e adequada.

A recolha de informações destinada ao desenvolvimento de um modelo ou modelos que possibilite a realização da avaliação deve estar estritamente alinhada com critérios de qualidade e abrangência, garantindo que os dados relativos à geometria, disposições construtivas e materiais empregues na construção do edifício sejam robustos e abrangentes. Isso reveste-se de importância crítica, visto que tais informações têm implicações substanciais no procedimento de avaliação da edificação, culminando na obtenção de um determinado nível de conhecimento. O nível de conhecimento atingido por sua vez, orienta a seleção dos métodos de análise admissíveis e determina o valor a ser adotado para o coeficiente de confiança, que vai afetar o valor das propriedades dos materiais a considerar no modelo.

No Eurocódigo 8 – Parte 3 os níveis de conhecimento são três:

- Conhecimento Limitado (KL1) – Refere-se a uma compreensão restrita das características da edificação, caracterizada pela falta de informações detalhadas sobre a sua geometria, disposições construtivas ou materiais utilizados;
- Conhecimento Normal (KL2) – Representa um nível intermédio de conhecimento, onde informações substanciais sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais da edificação foram conseguidas, permitindo estabelecer modelos mais precisos;
- Conhecimento Integral (KL3) – Corresponde ao mais elevado nível de conhecimento, caracterizado por se conseguirem informações abrangentes e detalhadas sobre todos os aspetos da edificação, incluindo sua geometria, construção e materiais.

Após a determinação do nível de conhecimento, estabelece-se o método de análise admissível, bem como os valores a serem adotados para os coeficientes de confiança (CF). O Quadro 2.1 apresenta os diferentes níveis de conhecimento, os métodos de análise correspondentes e os coeficientes de confiança associados.

Nível de Conhecimento	Geometria	Disposições Construtivas	Materiais	Método de Análise	Coefficiente de Confiança
KL1	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção in situ limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios in situ limitados	Métodos de análise linear	1,35
KL2		A partir de uma inspeção in situ alargada	A partir de ensaios in situ alargados	Métodos de análise linear e não linear	1,20
KL3		A partir de uma inspeção in situ completa	A partir de ensaios in situ completos		1,00

Quadro 2.1 – Relação entre os níveis de conhecimento, disposições construtivas e materiais de um edifício existente de alvenaria (Tabela 3.1 do Eurocódigo 8 – Parte 3).

Nesta dissertação, de modo a poder aplicar um método de análise não linear admitiu-se que tem um KL2, embora se tenha adotado o coeficiente de segurança correspondente ao KL1, para garantir a segurança.

2.2.2. Coeficientes de segurança

O coeficiente de segurança desempenha um papel crucial ao ajustar os valores médios das propriedades dos materiais, com o propósito de torná-los apropriados, de acordo com o nível de confiança atingido, para emprego na avaliação das capacidades dos elementos estruturais.

Consoante ao disposto no Eurocódigo 8 – Parte 3, emergem duas situações de relevo no contexto da análise e das verificações de segurança. Na primeira situação, relativa à modelação para efeito de análise, que concerne à determinação das capacidades dos elementos estruturais para fins de comparação com as exigências determinadas, é indicado o emprego dos valores médios das propriedades dos materiais existentes (cláusula 4.3(5) da Eurocódigo 8- Parte 3), sem qualquer fator adicional. Já para efeito das verificações de segurança dos elementos dúcteis, ver secção 3.5(1) da Eurocódigo 8- Parte 3, é necessário dividir o valor médio das propriedades dos materiais existentes pelo coeficiente de confiança que, como se referiu, depende do nível de conhecimento alcançado.

Ainda no âmbito da verificação da segurança, os mecanismos frágeis têm de ser tratados de acordo com as regras do dimensionamento pela capacidade real, secção 3.5(2). Neste caso as capacidades dos elementos dúcteis que determinam por equilíbrio o valor máximo do esforço atuante no mecanismo frágil, são multiplicadas pelo coeficiente de confiança, majorando o esforço que tem de ser resistido.

Resumidamente, os coeficientes de confiança desempenham um papel central ao garantir que as propriedades dos materiais, empregues no contexto da avaliação estrutural, se apresentam como representativas e compatíveis com o nível de conhecimento alcançado, permitindo assim, uma avaliação desejavelmente segura.

2.2.3. Estados Limites

Os estados limites são definidos com base no estado de degradação da estrutura, que é manifestado por meio de indicadores como resistência e rigidez estrutural, capacidade de resistir a cargas horizontais e verticais, deslocamentos laterais permanentes e danos em elementos não estruturais.

No Eurocódigo 8 – Parte 3, são estabelecidos três estados limite distintos:

- Estado Limite de Colapso Iminente (NC);
- Estado Limite de Danos Severos (SD);
- Estado Limite de Dano (DL).

No estado limite de colapso iminente, o edifício apresenta danos severos, resultando em resistência e rigidez residuais, com o colapso da maioria dos elementos não estruturais. São observados deslocamentos relativos permanentes significativos, indicando uma proximidade iminente do colapso e a improvável capacidade de resistir a futuros sismos.

No estado limite de danos severos, ocorrem danos significativos na estrutura, porém, ainda mantendo alguma resistência e rigidez residual. Os elementos verticais permanecem capazes de suportar cargas verticais, enquanto os danos não levam a roturas para fora do plano das paredes divisórias e de enchimento. Os deslocamentos relativos permanentes são moderados, e embora a estrutura possa resistir a novas ações sísmicas de intensidade moderada, a reparação será possivelmente antieconómica.

No estado limite de dano, a estrutura sofre apenas danos ligeiros, sem comprometer significativamente os elementos estruturais, que ainda mantêm as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais podem apresentar fissuração difusa, facilmente reparável e económica. Não são observados deslocamentos relativos permanentes, e a estrutura não requer reparação significativa.

Estes estados limites proporcionam critérios específicos para avaliar a integridade e segurança da estrutura, levando em consideração diferentes níveis de degradação ou danos que a estrutura possa experimentar sob efeito da ação sísmica. O Anexo Nacional NA do Eurocódigo 8 – Parte 3 estabelece, de acordo com os princípios da avaliação por desempenho, a verificação dos estados limites indicados no Quadro 2.2 (para os períodos de retorno igualmente aí indicados).

Período de Retorno	Probabilidade de excedência	Estado Limite		
		Limitação de dano	Danos severos	Colapso Iminente
73 anos	50% em 50 anos	Só classes de importância III e IV	-	-
308 anos	15% em 50 anos	-	Todas as classes de importância	-

975 anos	5% em 50 anos	-	-	Só classes de importância III e IV
----------	---------------	---	---	------------------------------------

Quadro 2.2 - Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua classe de importância.

Nesta dissertação, admitiu-se um uso futuro correspondente à classe de importância II, bastando considerar o estado limite de danos severos.

2.2.4. Critérios de Conformidade

A conformidade com os requisitos de desempenho é alcançada mediante a seleção criteriosa da ação sísmica, do método de análise, dos procedimentos de verificação e das disposições construtivas, todos adaptados ao material estrutural em consideração.

Os elementos estruturais devem ser categorizados como “dúcteis” ou “frágeis”.

O Quadro 2.3 apresenta a relação entre os estados limites e as capacidades para os elementos “dúcteis” e para os elementos “frágeis”.

Estado Limite	Capacidade	
	Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"
Colapso Eminente	Deformação Última	Resistência Última
Danos Severos	Deformação representativa de danos severos	Estimativa conservativa da resistência última
Limitação de Dano	Resistência associada à cedência	Resistência associada à cedência

Quadro 2.3 - Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes tipos de elementos estruturais

No Quadro 2.4 é fornecida a correlação entre os estados limites e os métodos de análise utilizados.

	Exigência	
	Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"

Estado limite	Métodos lineares e não lineares	Métodos lineares	Métodos não lineares
Colapso Eminente	Avaliada com base nos resultados da análise	Modificada com base nas exigências e capacidades dos elementos "dúcteis"	Avaliada com base nos resultados da análise
Danos Severos			
Limitação de Dano		Avaliada com base nos resultados da análise	

Quadro 2.4 - Relação entre estados limite e exigências para os diferentes tipos de elementos e métodos de análise

O Quadro 2.5 ilustra a relação entre os métodos de análise e o tipo de avaliação realizado.

Métodos de análise		
Tipo de avaliação	Lineares	Não lineares
Elemento a elemento	Capacidade e exigência definidas em termos de deformação ou de esforço transversal	Não aplicáveis
Global	Capacidade e exigência definidas em termos de esforço transversal na base na direção horizontal da ação sísmica. Aplicável só no estado limite de limitação de dano	Capacidade e exigência definidas em termos de deslocamento ao nível da cobertura

Quadro 2.5 - Relação entre métodos de análise e tipos de avaliação, para o caso das estruturas de alvenaria

2.3. Edifícios de Alvenaria

Os edifícios em alvenaria, tipicamente, consistem, primariamente, em paredes estruturais de alvenaria, cujas características podem variar, incluindo diferentes níveis de armadura (alvenaria confinada ou reforçada) e, adicionalmente, apresentam pavimentos e cobertura, os quais podem ser construídos com diversos materiais, tais como madeira, mistos ou de betão armado.

A alvenaria, apesar de ser um material de construção ancestral, mantém uma presença substancial nas atuais indústrias de construção. Sua característica preeminente é a simplicidade construtiva, fundamentada na disposição de elementos pétreos, tijolos ou blocos, com ou sem o uso de argamassa como agente de coesão. Esta técnica simples, embora rudimentar, tem-se mostrado eficaz e duradoura ao longo de uma extensa história, desde tempos antigos, ressaltando sua capacidade de adaptação e durabilidade.

No contexto da evolução da construção de edifícios em Portugal após o terramoto de 1755, é possível distinguir três fases distintas: (Bento, 2015)

- Edifícios Pombalinos (1755 a 1880) – Esta fase inicial caracterizou-se pela influência das políticas de reconstrução lideradas pelo Marquês de Pombal após o terramoto. Os edifícios pombalinos incorporam medidas pioneiras de reforço sísmico, a nível nacional, incluindo o uso de estruturas de madeira para aumentar a resistência às ações sísmicas;
- Edifícios Gaioleiros (1880 a 1940) – Durante esta fase, houve uma transição para edifícios construídos principalmente com alvenaria de tijolo maciço e menos madeira. A falta de reforço adequado contra sismos nesse período resultou em estruturas menos resilientes.
- Edifícios de “Placa” (1940 a 1960) – Nesse intervalo de tempo, tornou-se comum a construção de edifícios com lajes de betão armado, frequentemente sem o devido reforço sísmico, o que os tornou mais vulneráveis a sismos.

O período recente tem testemunhado significativos avanços no que tange à caracterização dos materiais de alvenaria e ao desenvolvimento de métodos numéricos sofisticados para a análise estrutural. Atualmente, com o auxílio da computação, é viável realizar análises estruturais com um grau substancial de precisão. Esta capacidade tem contribuído de forma notável para a compreensão do comportamento estrutural dos edifícios de alvenaria, considerando diferentes cenários e ações, incluindo a resposta a eventos sísmicos.

Estes avanços nas capacidades analíticas e na compreensão do comportamento das estruturas de alvenaria têm desempenhado um papel essencial na melhoria da segurança, resiliência e eficácia dessas construções, permitindo que sejam projetadas e construídas de maneira mais robusta e confiável. Além disso, essa evolução tem facilitado a reabilitação e a preservação de edifícios históricos construídos em alvenaria, contribuindo para a salvaguarda e conservação do património arquitetónico em todo o mundo.

Quanto à tipologia de alvenaria adotada, esta pode variar entre pedra regular ou irregular, tijolo maciço ou furado, adobe ou taipa, e, mais recentemente, blocos de betão. Os panos de alvenaria podem ser simples, duplos ou até triplos, ocasionalmente incorporando elementos de madeira, como a gaiola pombalina ou tabiques, que representam versões

simplificadas daquela. No contexto do presente estudo, apenas será considerada a utilização de pedra. (Candeias, et al., 2020)

2.3.1. Paredes de Alvenaria

De acordo com o Eurocódigo 6 a classificação das paredes depende da sua forma de constituição:

- Paredes Simples: Estas paredes consistem de um único painel (pano ou folha) de alvenaria, podendo apresentar juntas horizontais contínuas ou descontínuas na espessura da parede bem como juntas longitudinais;
- Paredes Duplas: As paredes duplas envolvem a composição de dois painéis de alvenaria separados por uma caixa-de-ar, e podem incorporar conectores metálicos para manter a distância entre os painéis;
- Paredes de Face à Vista: Este tipo de parede é constituído por um ou dois tipos distintos de unidades de alvenaria, em que o acabamento final de uma ou de ambas as faces é alcançado pelo próprio bloco de alvenaria;
- Paredes Compostas – As paredes compostas são constituídas por mais de um material, unidos através de argamassa, com a possibilidade de reforçar essa ligação por meio de conectores metálicos;
- Paredes Cortina: As paredes cortina representam um tipo de parede composta por dois planos, sendo um de alvenaria e o outro de betão armado ou material similar. É comum a fixação do plano de alvenaria ao plano de betão através de conectores próprios.

A Figura 2.1 exibe os diferentes tipos de parede de alvenaria.

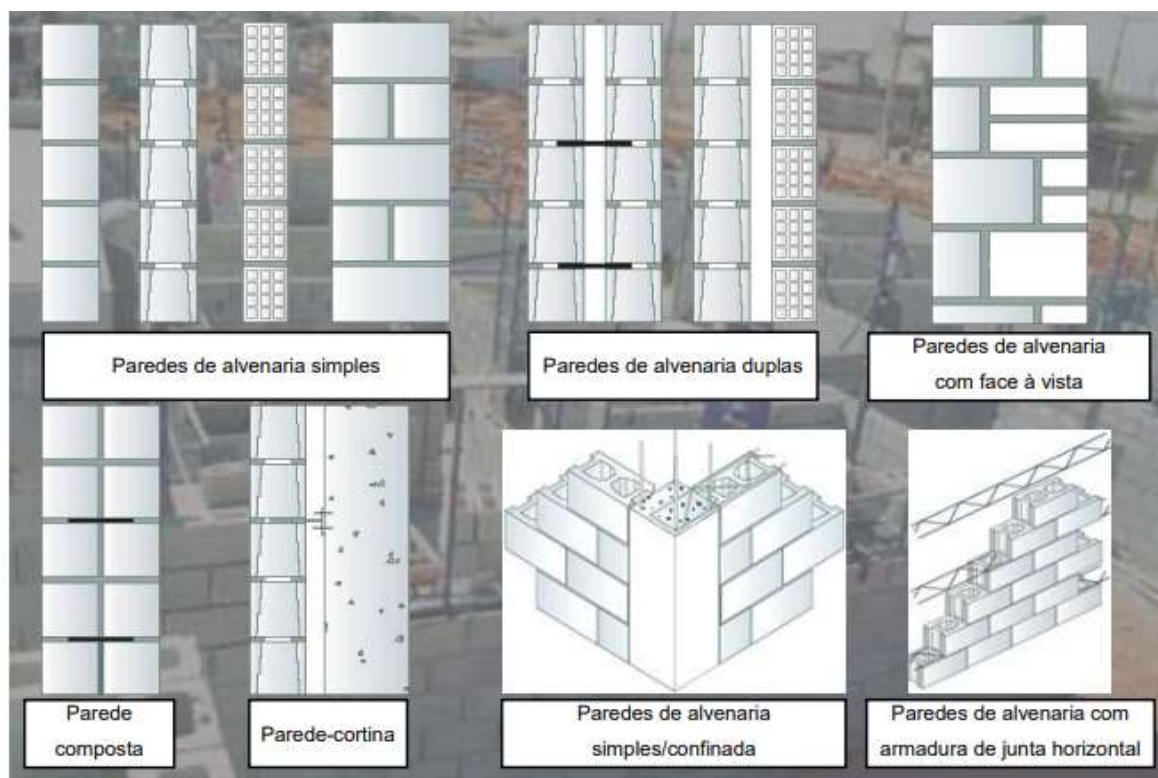


Figura 2.1 – Tipos de paredes de alvenaria e esquemas representativos de secções transversais
(Gouveia, et al., 2006)

De acordo com Pinho (2007), a alvenaria de pedra geralmente exibe uma notável heterogeneidade devido à variedade de materiais e técnicas construtivas ao longo do tempo. Segundo Roque (2002), as paredes de alvenaria de pedra podem ser classificadas com base em quatro parâmetros distintos:

- Pedra - diz respeito à forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não), sua natureza ou origem, dimensões, cor e estado de conservação;
- Assentamento – textura e regularidade da superfície de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.), e à disposição das pedras, destacando-se a presença de calços ou cunhas, feitos com pedras de menores dimensões conhecidas como seixos de assentamento;
- Argamassa - atua como elemento de ligação entre as pedras, caracterizando-se principalmente pela consistência, e secundariamente pelo desempenho, espessura das juntas, cor, diâmetro, forma e cor dos agregados;
- Secção – tipologia construtiva, incluindo o número de parâmetros e suas espessuras, o grau de sobreposição entre parâmetros, a presença de pedras transversais de ligação entre os parâmetros ou de cunhas e calços de assentamento, a dimensão e distribuição de vazios, e a percentagem da combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios).

De facto, todos esses parâmetros estão interconectados, fornecendo informações que, direta ou indiretamente, podem ser relevantes para avaliar a resistência da alvenaria e, de forma mais ampla, o comportamento mecânico das paredes construídas com este material. (Roque, 2002) A forma das pedras utilizadas, a qualidade do assentamento, a composição e características da argamassa, bem como a configuração estrutural da parede, todos contribuem para determinar a capacidade de carga e a resistência ao colapso da alvenaria. Ao considerar esses parâmetros em conjunto, é possível obter uma compreensão mais abrangente do desempenho mecânico e estrutural das paredes de alvenaria de pedra.

As paredes alvenaria de pedra podem ser categorizadas em três grupos distintos, conforme é delineado no Quadro 2.6.

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
Pedra de cantaria (ou silharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas

Quadro 2.6 - Tipo de Parede (Roque, 2002)

2.3.2. Características da Alvenaria

A alvenaria é um material heterogéneo e anisotrópico, sendo o seu comportamento determinado pelas características individuais de seus constituintes. As suas propriedades principais segundo o Eurocódigo 6 são:

- Módulo de elasticidade – Este parâmetro quantifica a rigidez do material, ou seja, sua capacidade de resistir à deformação na direção de uma carga. Este módulo pode variar em diferentes direções, em virtude da anisotropia;
- Resistência à compressão – Refere-se à capacidade da alvenaria para resistir às cargas que causam compressão;
- Resistência ao corte – Este parâmetro representa a capacidade da alvenaria para resistir a forças tangenciais, as quais têm o potencial de provocar o deslizamento de uma porção do material em relação a outra;
- Resistência à tração – É a capacidade do material para resistir a forças com uma dada direção que tendem a alongá-lo nessa direção.

O Eurocódigo 6 especifica três propriedades mecânicas fundamentais da alvenaria, passíveis de serem determinadas por meio de ensaios padronizados ou de serem derivadas a partir de valores previamente estabelecidos: a resistência à compressão, a resistência ao corte e a resistência à flexão. (Gouveia, et al., 2006)

A resistência à compressão é importante para a qualidade estrutural da alvenaria, revelando-se como fundamental para a estabilidade estrutural, particularmente em situações em que as paredes de alvenaria suportam cargas. O comportamento sob compressão também assume relevância quando a alvenaria é submetida a cargas laterais, uma vez que o comportamento no plano está intrinsecamente vinculado às propriedades de compressão, especialmente quando predominam mecanismos de resistência à flexão (Haach, et al., 2011).

Dado que a argamassa geralmente apresenta um módulo de elasticidade inferior ao das unidades de alvenaria, observa-se uma propensão à expansão lateral desta nas juntas de argamassa, em maior medida do que a alvenaria, sendo esta contida pelas unidades de alvenaria. Tal interação culmina num estado de compressão triaxial da argamassa, coadunado a estado de compressão-tração lateral nas unidades de alvenaria, decorrente da fissuração vertical das mesmas. Este fenómeno está intrinsecamente relacionado à distribuição não uniforme de tensões ao longo da altura da unidade e da espessura da alvenaria. (Penã, et al., 2010)

A resistência à compressão da alvenaria, quando composta com argamassa convencional, é: (Gouveia, et al., 2006)

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (2.1)$$

onde:

f_k – valor da resistência característica à compressão da alvenaria em N/mm^2 ;

K – constante que depende do tipo de unidade de alvenaria e respetivo grupo, bem como do tipo de argamassa. Para as aplicações mais prevalentes em Portugal vale entre 0.4 e 0.6;

f_b – resistência à compressão média de uma unidade de alvenaria, em N/mm^2 , na direção da ação aplicada, com limite superior de 75 MPa para unidades assentes com argamassa convencional;

f_m – resistência à compressão da argamassa convencional, em N/mm^2 , com o limite máximo definido pelo menor de valor entre 20 N/mm^2 e $2 \times f_b$.

A resistência ao corte da alvenaria pode ser calculada com base no tipo de argamassa e de junta de assentamento:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_d \quad (2.2)$$

em que:

f_{vk} – limitado ao menor valor de $0.065 \times f_b$ ou f_{vlt} ;

f_{vk0} – valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula (entre 0.10 e 0.30 N/mm²)

f_{vlt} – valor limite para f_{vk} ;

σ_d – valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte na direção de estudo e no elemento de alvenaria no piso em análise, usando a combinação apropriada de carga que origina a tensão média de compressão na zona comprimida sujeita a corte e ignorando a parte em tração.

Por fim, a resistência à flexão da alvenaria tem valor distinto em duas direções: no plano paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} , e no plano perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} , ver Figura 2.2 e os valores da resistência à flexão são apresentados no Quadro 2.7.

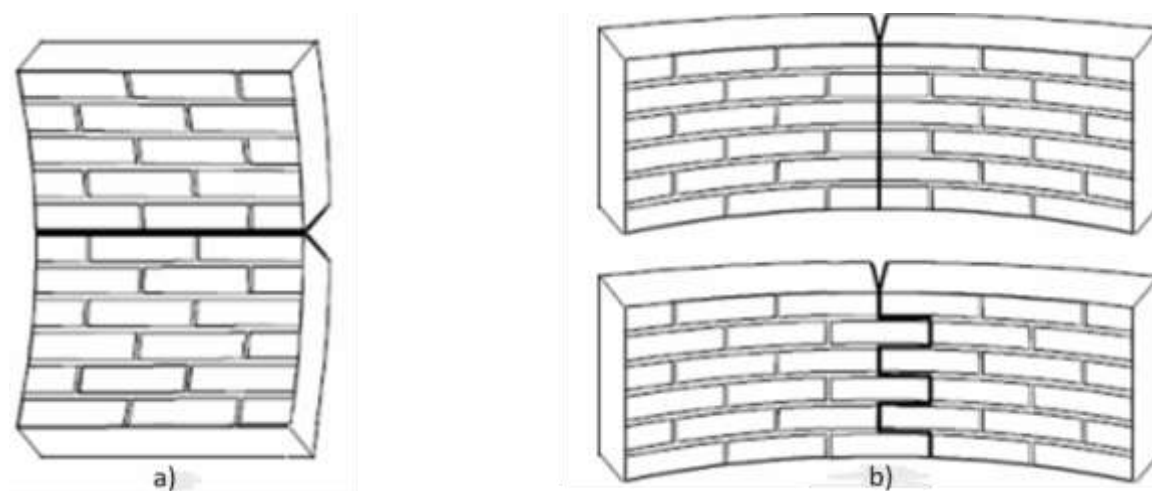


Figura 2.2 – a) Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} ; b) Plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} (Gouveia, et al., 2006)

Na análise de estruturas devem ser devidamente consideradas as ações verticais sobre as paredes, com consideração dos efeitos da excentricidade de carga e de segunda ordem. Estes efeitos são quantificados por um coeficiente de redução da capacidade da parede. O Eurocódigo 6 estabelece critérios limitantes para especificações geométricas, como a espessura efetiva, a altura efetiva e a esbelteza. A segurança estrutural é verificada pelas seguintes formulações:

- Compressão na parede: $f_d \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$, onde f_d é o valor de cálculo da resistência à compressão, e γ_M o coeficiente parcial de segurança para o material. A relação entre o valor de cálculo do esforço atuante e resistente de compressão é expresso por $N_{ED} \leq N_{RD} = \Phi * t * f_d$, em que o coeficiente de redução Φ depende da esbelteza e da excentricidade da carga, e t é a espessura efetiva da parede;
- As ações concentradas, requerem uma verificação suplementar da resistência local, $N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta * A_b * f$, onde N_{Edc} e N_{Rdc} são os valores de cálculo da ação concentrada atuante e resistente, β é um coeficiente de majoração das cargas

Unidades de Alvenaria	Argamassa convencional			
	f_{xk1} (MPa)		f_{xk2} (MPa)	
	$f_m < 5$ MPa	$f_m \geq 5$ MPa	$f_m < 5$ MPa	$f_m \geq 5$ MPa
Cerâmicas	0.10			0.40
Betão de agregado corrente ou leve	0.05	0.10	0.20	
Pedra natural	0.05	0.10		

Quadro 2.7 - Valores da resistência mecânica à flexão da alvenaria, f_{xk1} e f_{xk2} (Gouveia, et al., 2006)

concentradas, e A_b é a área de aplicação da carga concentrada;

- No dimensionamento de paredes sujeitas a ações combinadas no plano, a análise de segurança concentra-se na parte comprimida da parede, ignorando a parte à tração, efetuando-se as seguintes verificações: $f_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$, onde f_{vd} é o valor de cálculo da resistência ao corte da parede, e $V_{ED} \leq V_{RD} = f_{vd} * t * l_c$, em que V_{ED} e V_{RD} são os valores de cálculo do esforço de corte atuante e resistente, e l_c é o comprimento da parte comprimida da parede, considerando uma distribuição triangular de tensões;
- No dimensionamento de paredes sujeitas a ações laterais para fora do plano, como o vento, sismo ou pressão do solo em estruturas subterrâneas, é necessário atender às seguintes condições: $f_{xd} \leq \frac{f_{xk}}{\gamma_M}$ e $M_{ED} \leq M_{RD} = f_{xd} * z$, onde f_{xd} é o valor de cálculo da resistência à flexão da alvenaria, M_{ED} e M_{RD} são os valores do momento resultante das ações laterais e resistentes, e z é o módulo de flexão da parede.

O valor das propriedades mecânicas são valores difíceis de definir devido à sua grande variabilidade e heterogeneidade. No Quadro 2.8 está representado algum dos valores médios, ou intervalo de valores, esses valores são meramente indicativos e não necessariamente representativos das alvenarias existentes em Portugal. (Candeias, et al., 2020)

Tipo de Alvenaria	f_c	f_t	f_{v0}	E	G	w
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática	1.1 a 1.9	0.03 a 0.05	-	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2.0 a 3.0	0.05 a 0.08	-	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2.6 a 3.8	0.08 a 0.11	-	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1.4 a 2.2	0.05 a 0.06	-	1100	400	13 a 16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2.0 a 3.2	-	0.10 a 0.19	1400	500	13 a 16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6.0 a 8.0	-	0.19 a 0.25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal	2.5 a 3.4	0.09 a 0.14	0.13 a 0.19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (índice de furação vertical < 40%) com argamassa à base de cimento e cal	4.9 a 8.1	-	0.24 a 0.32	4600	1100	15

Quadro 2.8 - Propriedades mecânicas da alvenaria (Candeias, et al., 2020)

sendo que:

f_c (MPa) – resistência à compressão;

f_t (MPa) – resistência à tração;

f_{v0} (MPa) – resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (coesão do modelo Mohr-Coulomb)

E (MPa) – módulo de Elasticidade;

G (MPa) – módulo de distorção;
 w (kN/m³) – peso Volúmico.

No que tange à resistência à tração, deve enfatizar que a alvenaria, em suas várias formas construtivas, apresenta uma resistência notoriamente reduzida. Tal facto se deve, em grande parte, à argamassa, que é um ponto de fraqueza intrínseco no material.

Devido à natureza heterogénea da alvenaria, é possível observar o fenómeno de enfraquecimento, caracterizado pela progressiva redução da resistência mecânica à medida que a deformação cresce. Esse enfraquecimento é ocasionado por vários fatores, incluindo a presença de microfissuras na argamassa resultantes da retração durante o processo de cura e variações na rigidez e nas resistências do material. Inicialmente, as fissuras podem ser estáveis em condições normais de carga, mas tendem a se propagar gradualmente quando o material é submetido a deformações crescentes.

Para complementar este estudo, são apresentados os resultados de uma pesquisa realizada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), que envolveu ensaios experimentais em paredes de alvenaria de pedra ordinária característica da região de Lisboa. Este estudo, conduzido como parte da tese de doutoramento de Pinho (Pinho, 2007), envolveu a construção de 62 pequenas paredes de alvenaria de pedra irregular. Dentre essas, seis serviram como referência, sem qualquer reforço, nas quais foram realizados ensaios de compressão e de corte. As demais paredes foram submetidas a diferentes técnicas de reforço.

A Figura 2.3 apresenta fotografias de um dos ensaios de compressão axial, realizado no murete M43: antes do início do carregamento (a), durante a formação de uma fenda diagonal (b), e no momento de colapso.

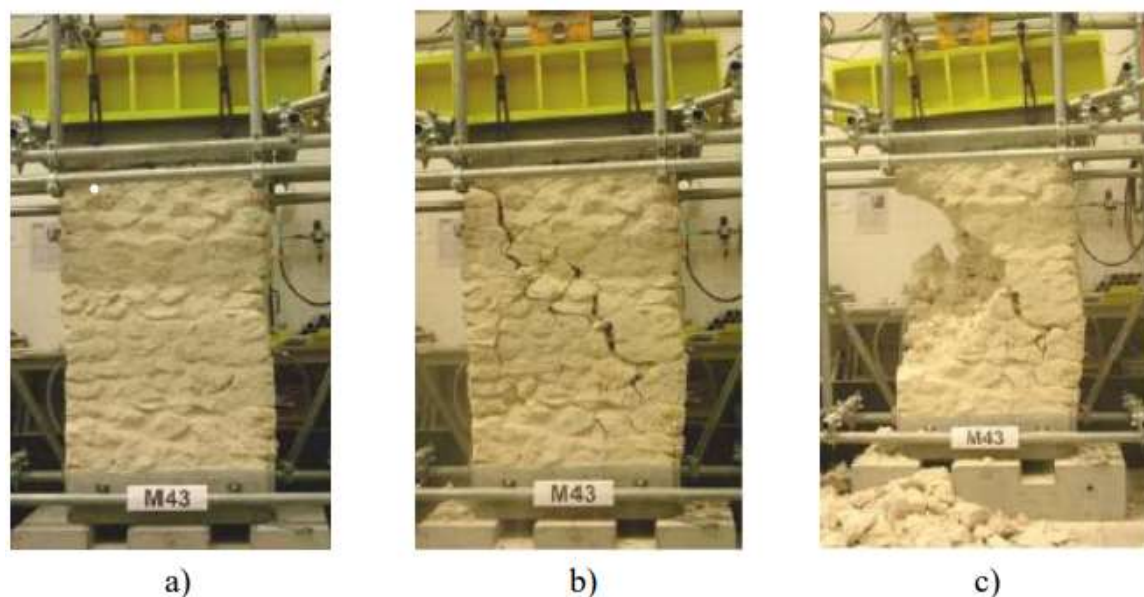


Figura 2.3 – Ensaio de compressão axial do murete M43: a) antes do início; b) formação de fenda diagonal; c) colapso (Pinho, 2007)

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

$$E = \frac{F_v}{3\varepsilon A} \quad (2.3)$$

em que:

F_v – força máxima de compressão axial;

ε – extensão vertical do murete para 30%;

A – área da secção transversal do murete de referência.

Pinho obteve um módulo de elasticidade médio de 0.305 GPa. É relevante notar que esse valor foi obtido para muretes com uma profundidade de carbonatação (processo pelo qual o dióxido de carbono (CO_2) presente no ar reage com os componentes da alvenaria, especialmente o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), formando carbonato de cálcio (CaCO_3)) reduzida, devido ao curto tempo de cura. No caso de paredes de alvenaria de pedra ordinária em edifícios reais, onde a carbonatação afetou toda a espessura, espera-se que o módulo de elasticidade seja superior.

A seguir, são apresentadas as principais conclusões de outros estudos de referência para a caracterização do comportamento mecânico da alvenaria:

- Um estudo conduzido na Universidade de Florença, que analisou quatro espécimes de alvenaria de pedra ordinária utilizando macacos planos, resultou em valores de módulo de elasticidade variando entre 0.409 GPa e 0.700 GPa;
- Na Universidade do Minho, Paulo B. Lourenço e João C. Almendra Roque realizaram uma análise in situ do estado mecânico-estrutural de alvenarias antigas de pedra ordinária utilizando macacos planos. Eles obtiveram valores médios de elasticidade (E) de 1 GPa e valores de tensão de rutura à compressão (f_c) de 0.7 GPa.

2.3.3. Desempenho sísmico da alvenaria

Os sismos induzem forças horizontais de inércia substanciais nos edifícios em alvenaria, devido à sua considerável inércia, resultando em inúmeras fissuras devido às forças de compressão e tração geradas pelo movimento sísmico. O cerne da construção de edifícios de alvenaria resilientes reside na garantia de que tais efeitos possam ser suportados sem ocasionar danos significativos ou o colapso estrutural. (Murty, 2003)

Com base na análise dos efeitos de sismos passados, e seus efeitos nas estruturas de alvenaria pode-se afirmar que a fendilhação (fissuração) se concentra predominantemente nas regiões dos nembos e lintéis. As zonas de conexão entre esses elementos tendem a permanecer relativamente intactas.

Segundo o Sorrentino, et al. (2016) os edifícios em alvenaria podem ser interpretados com base em dois mecanismos fundamentais de colapso. O primeiro modo de dano é produzido por ações sísmicas perpendiculares à parede (fora do plano) que provocam o tombamento de todo o painel da parede ou de uma parte significativa do mesmo, uma forma visível deste dano é a formação de fissuras verticais nos cantos de um edifício onde a parede começou a formar uma dobradiça devido ao balanço e outra forma de verificar este colapso é o desprendimento de uma parte da camada externa de alvenaria. O segundo modo de dano é causado por forças que atuam no plano da parede e é geralmente marcado por fissuras inclinadas associadas a forças de cisalhamento que muitas vezes resultam em padrão em “X”. (Decanini, et al., 2004) A Figura 2.4 apresenta os dois tipos de mecanismo.

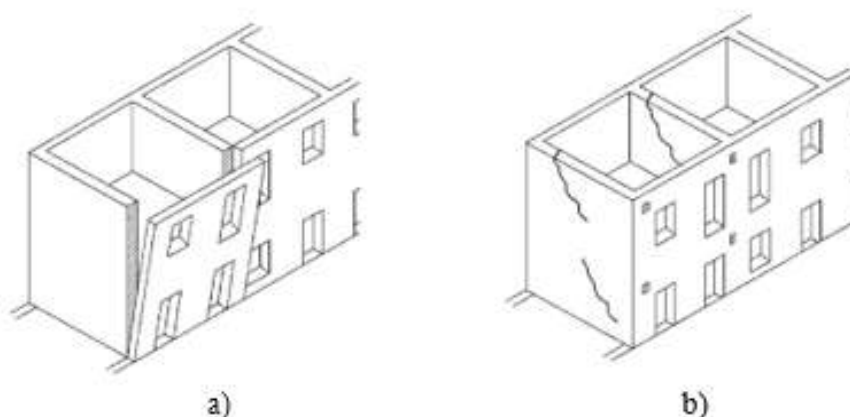


Figura 2.4 – a) Mecanismos de colapso para fora do plano; b) Mecanismos de colapso no plano
(Decanini, et al., 2004)

As soluções para evitar os mecanismos de colapso fora do plano envolvem a melhoria da ligação entre as paredes de alvenaria ortogonais, a introdução de paredes interiores dispostas transversalmente para melhor contraventamento do edifício, e a implementação de pavimentos rígidos convenientemente ligados às paredes. (Candeias, 2008)

A inserção de aberturas nas paredes de edifícios de alvenaria, embora frequentemente essencial por motivações funcionais, assume uma importância crítica ao se considerar o desempenho dessas estruturas durante os eventos sísmicos. As paredes de alvenaria transmitem forças entre si nas suas interfaces e por meio de elementos como lintéis. Assim, a organização das fileiras de alvenaria nas paredes, especialmente nas regiões de encontro ou esquinas, deveria cumprir certos critérios para garantir um funcionamento estrutural efetivo.

Por conseguinte, a presença de aberturas nas proximidades das esquinas das paredes pode prejudicar significativamente o desempenho sísmico. Aberturas localizadas na proximidade das esquinas dificultam a eficaz transmissão de forças de uma parede para outra, comprometendo a estabilidade global do edifício. Além disso, aberturas de dimensões consideráveis enfraquecem as paredes, uma vez que não permitem transmitir forças inerciais no seu próprio plano, resultando na redução da rigidez e resistência da alvenaria. Estas aberturas, que reduzem a continuidade da parede, são delimitadas pelos nembos, lintéis e nós. (Candeias, et al., 2020). As Figuras 2.5 e 2.6 demonstram a representação dos nembos e lintéis num edifício.

Assim sendo, no contexto do projeto de edifícios de alvenaria em áreas propensas a sismos de maior intensidade, é imprescindível considerar atentamente a localização e o dimensionamento das aberturas nas paredes, juntamente com a implementação de estratégias de reforço apropriadas, visando assegurar a integridade estrutural e a segurança durante eventos sísmicos.

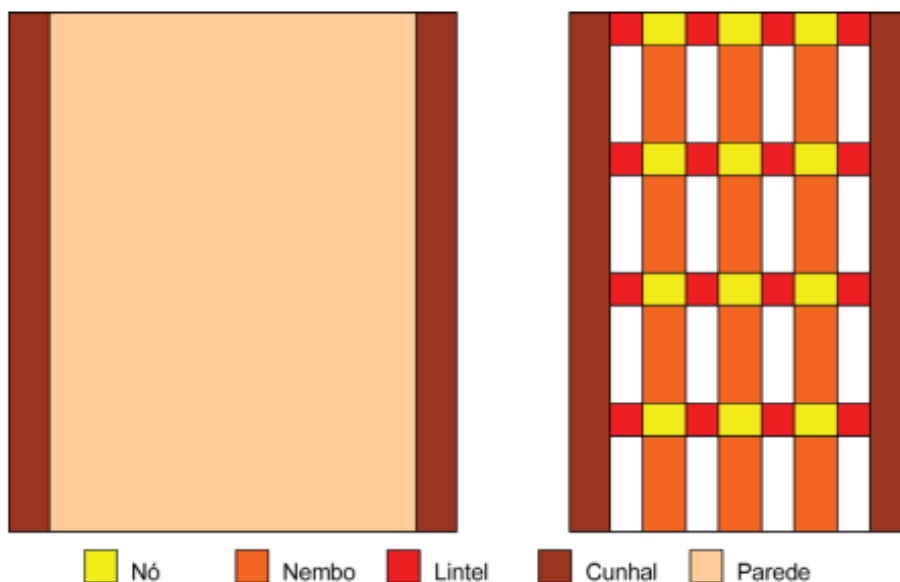


Figura 2.5 – Exemplos de zonas a considerar nas paredes de alvenaria de um

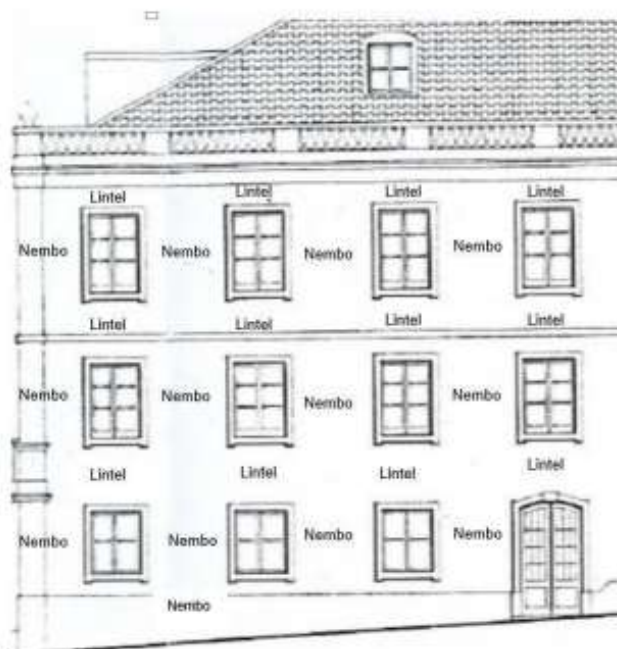


Figura 2.6 Nembo e lintéis em fachadas de edifício (Simão, 2017)

2.3.3.1. Mecanismo de colapso próprio plano

A avaliação do grau de encastramento exercido pelos lintéis sobre os nembos pode ser abordada por meio da distinção entre os modelos “lintéis fortes-nembos fracos” e “lintéis fracos-nembos fortes”. Os modelos que adotam a perspectiva de “lintéis fortes-nembos frágeis” pressupõem que os nembos apresentam fissuras antes dos lintéis. Esta premissa geralmente se aplica de forma adequada a edificações recentes, nas quais os lintéis de alvenaria estão conectados por vigas de betão armado, elemento que incrementa a rigidez e a resistência dos lintéis, garantindo assim uma ligação contínua entre estes e os nembos durante eventos sísmicos. Em contrapartida, no contexto de edifícios mais antigos, os lintéis tendem a ser estruturalmente mais frágeis que os nembos, o que favorece a adoção da relação “intel fraco-nembo forte”. Nesse caso, é admissível negligenciar a resistência e a rigidez dos lintéis, pressupondo um comportamento desacoplado por parte nos nembos. (Cattari, et al., 2008) (Simão, 2017)

Nembos

Os mecanismos de colapso no plano da parede em relação aos nembos podem-se dividir em três categorias: Mecanismo por flexão composta, mecanismo de corte diagonal, mecanismo por deslizamento ao corte.

Em relação ao mecanismo por flexão composta (rocking) (figura 2.7-a)) acontece quando as exigências em força ou deslocamento horizontal aumentam, as juntas horizontais da parede de alvenaria sofrem rutura devido à tração, enquanto o esforço transversal é suportado pelo canto da alvenaria, sujeito à compressão. O colapso final é desencadeado pelo derrubamento da parede, enquanto ocorre o esmagamento do canto submetido à compressão. Este mecanismo permite grandes deslocamentos horizontais no topo do elemento de alvenaria, sem uma perda significativa de resistência, especialmente quando a tensão média axial é baixa em comparação com a resistência à compressão. Na ausência de outros mecanismos, os deslocamentos podem ser limitados apenas por perda de resistência devido aos efeitos de segunda ordem associados ao derrubamento. Teoricamente, os deslocamentos podem atingir até 10% da altura do elemento de alvenaria, embora, na prática, raramente alcancem esse nível, uma vez que outros mecanismos de rotura podem restringir o deslocamento ou será limitado ao deslocamento exigido pela ação sísmica. (Magenes, et al., 1997)

A respeito do mecanismo de corte diagonal (figura 2.7- b), a resistência máxima é definida pela formação de uma fenda diagonal, a qual pode conseguir o curso das juntas de argamassa ou atravessar as unidades de alvenaria, dependendo da relação de resistência entre as juntas de argamassa, a interface tijolo-argamassa e os próprios tijolos. Antes da ocorrência da primeira fenda, este tipo de mecanismo manifesta um comportamento com dissipação moderada de energia, sem uma perda significativa de resistência. Após a

formação da primeira fenda, que normalmente se verifica em torno de 90% da resistência última, a resposta é caracterizada por uma alta dissipação de energia com uma rápida diminuição da resistência e rigidez. Para este tipo de mecanismo, foi determinado um valor médio de deslocamento de 0.5%, sendo este valor observado de forma bastante consistente em vários ensaios experimentais realizados. (Magenes, et al., 1997)

Sobre o mecanismo por deslizamento ao corte (figura 2.7- c), devido à geração de fendas de tração nas juntas horizontais e à natureza cíclica da ação sísmica, podem surgir potenciais planos de deslizamento ao longo das juntas fissuradas. Este mecanismo de colapso é suscetível de ocorrer em condições de baixa carga vertical ou quando os coeficientes de fricção são reduzidos. Este tipo de mecanismo, similarmente ao fenómeno de flexão composta, possibilita grandes deslocamentos horizontais. Geralmente, é observado em conjunto com o fenómeno de flexão composta, devido ao baixo nível de carregamento axial do elemento de alvenaria. (Magenes, et al., 1997)

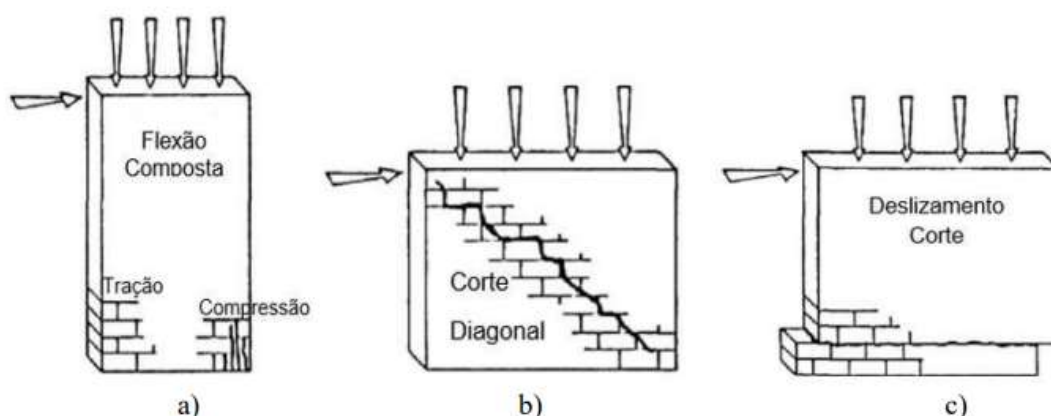


Figura 2.7 – Mecanismos de colapso no nembro no plano: a) flexão; b) corte diagonal; c) escorregamento por corte (Simão, 2017)

Lintéis

Para os lintéis, é comumente assumido um comportamento semelhante ao dos nembos, com o eixo rotacionado a 90°, adotando os mesmos mecanismos de rutura, exceto pelo mecanismo de corte por deslizamento, uma vez que este não é viável devido à orientação do esforço cortante ser perpendicular às juntas da alvenaria. (Beyer, 2012)

O mecanismo de flexão ocorre em situações de carga axial reduzida, sendo caracterizado pela formação de fendas aproximadamente verticais em ambas as extremidades do lintel. No caso do mecanismo de fendilhação diagonal pode-se atribuir a sua ocorrência ao surgimento de esforços de corte na extremidade dos lintéis. (Cattari, et al., 2008) Este

fenómeno é caracterizado pela formação de fendas em forma de “X” e é frequentemente observado em lintéis com elevada carga axial, como resultado da presença de reforço ou em lintéis com dimensões consideráveis. (Beyer, 2012)

2.3.4. Argamassa

As propriedades da argamassa são relevantes para as paredes de alvenaria. Dentre as suas características no estado fresco, destacam-se a trabalhabilidade, o teor de ar e o tempo de presa.

As propriedades mecânicas mais relevantes da argamassa endurecida são a resistência à compressão e a aderência. A aderência é relevante para o desempenho mecânico da alvenaria em diversas configurações de carga e para a durabilidade do conjunto alvenaria. Diversos fatores afetam a ligação entre a argamassa e as unidades de alvenaria: as propriedades da alvenaria, o tipo de argamassa, a relação água-cimento, o teor de ar, a destreza da mão de obra, a trabalhabilidade e as condições de cura.

A argamassa desempenha um papel crucial na deformação da alvenaria sob compressão, além de afetar a sua resistência à compressão. Argamassas mais deformáveis, caracterizadas por um módulo de elasticidade mais reduzido, tendem a amplificar a deformabilidade da alvenaria quando submetida a forças de compressão. A resistência à compressão da argamassa é afetada por diversos fatores, incluindo o teor de cimento, a adição de cal e a relação água-cimento.

2.4. Paredes Divisórias de Tabique

A construção em tabique é uma técnica construtiva que faz uso de materiais naturais facilmente disponíveis localmente, sem depender de processos industriais ou equipamentos específicos que consumam grandes quantidades de energia ou emitam altos níveis de gases poluentes para a atmosfera. (Pinto, et al., 2011).

O tabique é comumente empregue em paredes interiores de edifícios antigos e, ocasionalmente, também pode ser encontrado em paredes exteriores, especialmente na região interior norte de Portugal, o que diz bastante sobre as características estruturais potenciais, especialmente em termos de resistência, rigidez e ductilidade. (Cardoso, 2021)

A aplicação desta técnica consiste, essencialmente, na utilização de tábuas dispostas verticalmente, as quais são justapostas com folgas variáveis e preenchidas com material, como terra ou argamassa. No caso do tabique de terra, observa-se que as tábuas são dispostas com folgas mais amplas e são conectadas por um vigamento horizontal mais

robusto. Já o tabique de argamassa caracteriza-se pela presença de espaços menores entre as tábuas e por um ripado de secção reduzida, eventualmente espaçado de forma mais próxima, resultando em uma diminuição do volume de argamassa empregada. Em geral, o tabique é instalado sob o soalho, estabelecendo contato inferior com o piso e superior com o vigamento do teto, por meio de ligações cuja eficácia pode variar. (Pires, et al., 2016)

O tabique manifesta-se de maneira mais proeminente em regiões interiores, onde as condições climáticas caracterizam-se por uma menor humidade relativa e índices reduzidos de precipitação. Tais condições são percebidas como favoráveis à preservação desses elementos construtivos. (Pires, et al., 2016)

As paredes de tabique muitas vezes não são consideradas importantes, na realidade, os elementos de tabique desempenham um papel crucial nas ações verticais, como suportar as paredes superiores e o soalho. Além disso, seu contributo para a resistência e rigidez contra as ações horizontais é igualmente significativo, servindo como elemento de travamento na estrutura. Como mencionado por Pires (2016), essa função estrutural secundária pode resultar de um planeamento específico ou da ocorrência de deformações de fluência na estrutura nos pisos superiores, levando-os a se apoiar na parede de tabique inferior. Portanto, é reconhecido que os elementos verticais em madeira que se estendem por toda a altura do piso, presentes quase sempre, são os principais responsáveis por essa resistência.

No que diz respeito à conexão entre paredes transversais de tabique ou entre paredes de tabique e paredes de alvenaria, geralmente não há uma ligação direta entre eles, o seja, esses elementos permanecem independentes. Quando há algum tipo de conexão, ela é frequentemente realizada por meio de peças metálicas em forma de L, fixadas na estrutura do tabique, embora nem sempre estejam ancoradas na alvenaria adjacente. (Pires, et al., 2016)

2.4.1. Análise do comportamento estrutural

Pires, et al., (2016) conduziram uma investigação numérica sobre o comportamento estrutural de uma parede de tabique simples. Inicialmente, consideram a aplicação das cargas verticais e, posteriormente, as cargas horizontais. Três modelos foram desenvolvidos: o modelo S, que representa uma parede de tabique sem aberturas e foi utilizado como padrão de referência; o modelo SP, similar ao modelo S, mas com a inclusão de uma abertura para porta; e o modelo D, que corresponde a uma configuração de tabique duplo com as tábuas dispostas diagonalmente. Cada modelo é composto por 23 tábuas verticais, com altura de 3 metros e secção transversal de $15 \times 4 \text{ cm}^2$. As tábuas são separadas por uma folga de 2 cm, resultando numa parede com extensão de 3.89 metros e altura de 3 metros, acrescida da altura dos frechais superior e inferior, ambos com secção

de $8 \times 8 \text{ cm}^2$. As ripas possuem uma secção transversal trapezoidal, com 2.5 cm no lado maior, 2.0 cm no lado menor e 1.5 cm de espessura. A seguinte figura ilustra um esquema do modelo proposto por Pires, et al., 2016. Nesses modelos, apenas os elementos de madeira foram considerados, uma vez que são responsáveis pela maior parte da resistência e rigidez da estrutura.

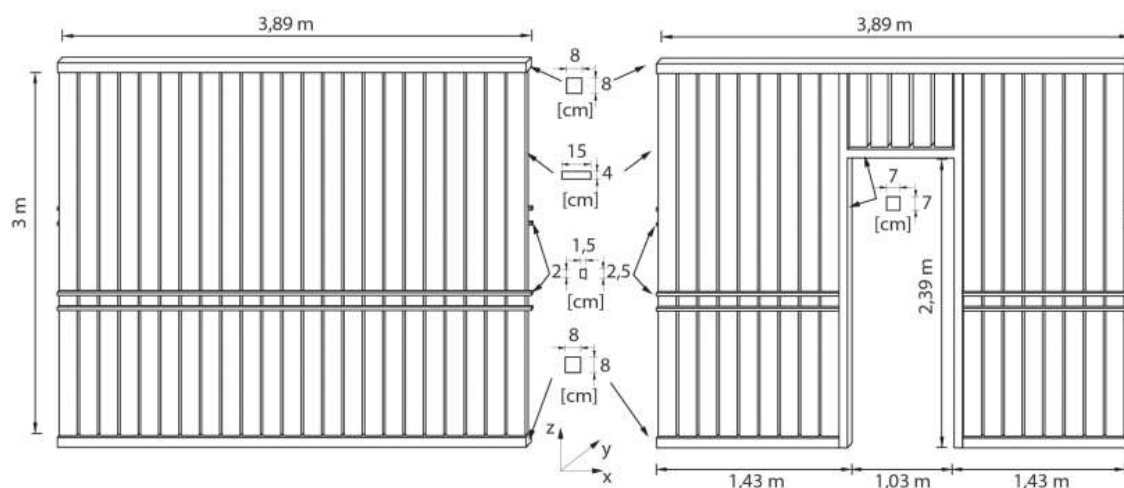


Figura 2.8 – Configuração dos elementos de madeira nos modelos S e SP (Pires, et al., 2016)

Análise à encurvadura

No modelo S, a instabilidade ocorre devido ao encurvamento perpendicular ao plano, resultante da baixa inércia da secção transversal, tanto das tábuas individuais quanto do conjunto da parede. Todas as tábuas, devido à geometria idêntica e às condições de fronteira uniformes, encurvam-se simultaneamente e de maneira uniforme.

No caso do modelo SP, o primeiro modo de instabilidade surge devido ao encurvamento em torno do eixo de menor inércia das tábuas verticais localizadas à direita da abertura (figura 2.9 – b)). Isso resulta em uma diminuição de 15% no valor da carga crítica em comparação com o modelo S, pois a carga sobre a parede se desloca para os nembros, contribuindo para uma instabilidade precoce.

Quando ao modelo D, no primeiro modelo de instabilidade, todas as tábuas verticais encurvam-se em torno do seu eixo de menor inércia no mesmo sentido e simultaneamente, arrastando consigo as tábuas diagonais (figura 2.9 - c)). Embora a carga crítica seja 34.4 % superior à do modelo S, devido ao uso do dobro de material em relação ao modelo S; essa melhoria torna-se relativamente menos significativa.

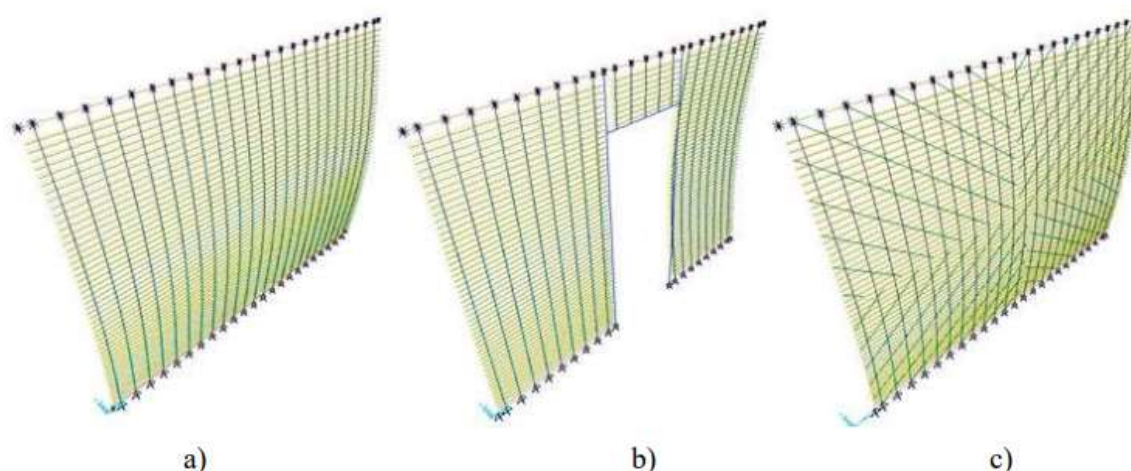


Figura 2.9 – Primeiro modo de curvatura global dos modelos a) S; b) SP; c) D (Pires, et al., 2016)

Comportamento a ações horizontais no plano

Posteriormente, a rigidez das paredes de tabique foi avaliada sob ação de cargas horizontais, visando estimar sua capacidade como elementos de contraventamento horizontal. A rigidez horizontal foi definida como a razão entre a força total horizontal aplicada e a média dos deslocamentos dos dois nós extremos superiores. (Pires, et al., 2016)

Uma análise qualitativa das deformações revelou que os modelos S e SP apresentam comportamentos semelhantes, caracterizados por um perfil lateral e nas restrições da rotação das tábuas nas extremidades (figura 2.9, a) e b)). Por outro lado, a deformação do modelo D demonstra uma curvatura única, indicando um funcionamento mais monolítico da parede como um todo (figura 2.9-c)). (Pires, et al., 2016)

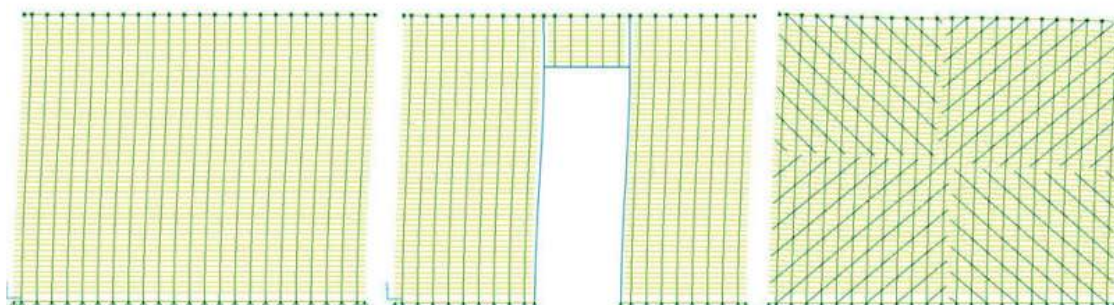


Figura 2.10 – Deformação para ação horizontal nos modelos a) S; b) SP; c) D (Pires, et al., 2016)

No que diz respeito à rigidez horizontal, constatou-se que a do modelo SP é 24% inferior à do modelo S. Essa redução é mais significativa do que a observada para a encurvadura (16%), sugerindo que a presença da abertura tem um impacto mais prejudicial na rigidez no plano. (Pires, et al., 2016)

Por outro lado, a rigidez horizontal do modelo D, no qual as tábuas são dispostas diagonalmente em ambas as direções, é 23 vezes maior do que a do modelo S, fenómeno justificado pelo comportamento de treliça. O estudo realizado pelos autores permitiu concluir que, embora as paredes de tabique duplo apresentem uma capacidade resistente inferior às ações verticais quando comparadas com as de tabique simples de mesma espessura, elas demonstram uma rigidez horizontal muito superior no plano, o que pode proporcionar um contraventamento horizontal mais eficaz da estrutura. (Pires, et al., 2016)

2.5. Pavimento de Madeira

A madeira é um material robusto e relativamente leve, frequentemente empregue em aplicações estruturais e de sustentação na construção civil. As características físicas da madeira são influenciadas por uma série de fatores, entre os quais se destacam:

- Resistência ao Fogo – A resistência da madeira ao fogo é um fator crítico em aplicações onde a exposição ao calor é uma consideração relevante;
- Durabilidade Natural – A capacidade intrínseca da madeira resistir a agentes deteriorantes, como insetos e fungos, sem a necessidade de tratamentos adicionais;
- Resistência Química – A capacidade de a madeira resistir a danos causados por produtos químicos e agentes corrosivos em ambientes específicos.

Em relação ao comportamento sísmico, há vários aspetos a serem considerados em relação às características dos pavimentos em madeira: (Appleton, 2011)

- Flexibilidade – A capacidade de deformação, especialmente por flexão, da madeira desempenha um papel crucial na absorção de parte da energia induzida pela ação sísmica na estrutura. Essa flexibilidade permite que os pavimentos sofram deformações, reduzindo as tensões nas conexões e nas paredes;
- Ligação à alvenaria - Em alguns casos, os pavimentos de madeira são conectados às paredes de alvenaria por meio de parafusos, pregos ou outros conectores metálicos. É fundamental que essas conexões sejam projetadas, dimensionadas e executadas adequadamente para resistir às forças geradas durante um sismo e garantir a estabilidade do sistema;
- Rigidez de membrana – Apesar de flexibilidade inerente da madeira, a rigidez lateral do sistema composto pelo pavimento e pela alvenaria deve ser considerada, uma vez que o sismo pode resultar em deformações excessivas ou danos em um ou ambos os materiais, caso o pavimento seja consideravelmente mais flexível que a

alvenaria. Portanto, é essencial alcançar um equilíbrio apropriado entre a rigidez da alvenaria e a do pavimento de madeira;

- Projeto estrutural – Para assegurar um comportamento adequado do piso de madeira diante de um evento sísmico, o projeto estrutural deve ser cuidadosamente elaborado. Isso inclui a seleção adequada de materiais, o dimensionamento correto dos elementos estruturais e das conexões, bem como a consideração de outros aspetos, como as características do solo e as cargas aplicadas.

2.6. Métodos de Análise para Edifícios de Alvenaria

No âmbito da análise sísmica, diversas metodologias se apresentam à disposição, cada qual com características e aplicações específicas. Entre as principais abordagens de análise, destacam-se a análise linear, a análise não linear e a abordagem baseada em coeficientes de comportamento q , segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1, secção 4.3.3.

No âmbito da análise linear, há duas estratégias amplamente empregadas:

- Análise Linear por Forças Laterais – Nesta técnica, são aplicadas forças horizontais equivalentes, desejavelmente proporcionais à aceleração sísmica, para avaliar a resposta estrutural sob o efeito de um evento sísmico. Esta abordagem é caracterizada pela sua simplicidade, assumindo um comportamento linear dos materiais e negligenciando a não linearidade estrutural;
- Análise Linear Modal por Espectro de Resposta – Nesta abordagem, a estrutura é analisada considerando uma combinação dos modos de vibração mais críticos. A análise faz uso de um espectro de resposta de aceleração sísmica para estimar as respostas máximas da estrutura. Esta técnica é mais precisa do que a análise por forças laterais, embora ainda suponha um comportamento linear dos materiais.

No domínio da análise não linear, duas metodologias frequentemente aplicadas incluem:

- Análise Estática Não Linear (Pushover) – Esta abordagem envolve a aplicação de cargas horizontais “crescentes” na estrutura (daí a designação pushover), que entra no domínio em que a resposta não linear se torna significativa, determinando uma curva de capacidade, e um segundo modelo, de 1GDL, para determinar a exigência. Trata-se de uma técnica que considera o comportamento não linear dos materiais e permite a avaliação da capacidade de carga e das deformações da estrutura sob ação sísmica;
- Análise Dinâmica Temporal Não Linear – Nesta metodologia, a resposta da estrutura é analisada dinamicamente, levando em conta tanto o comportamento não linear dos materiais quanto características do movimento sísmico. Isso proporciona

uma análise detalhada da resposta estrutural em situações complexas sob a influência sísmica.

Paralelamente a essas abordagens, a estratégia baseada no coeficiente de comportamento q é uma técnica destinada a simplificar a análise, relacionando o comportamento não linear da estrutura a coeficientes específicos que podem ser aplicados em análises lineares equivalentes. Isso visa otimizar o processo de avaliação sísmica.

2.6.1. Análise Linear

A utilização de métodos lineares destaca-se pela sua simplicidade, rapidez de aplicação e ampla disseminação no campo da engenharia estrutural. Contudo, é importante notar que esses métodos exibem limitações significativas quando contrastados com abordagens não lineares.

Conforme prescrito pelo Eurocódigo 8 – Parte 1, a escolha entre o método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta repousa na consideração das características específicas da estrutura em avaliação. O método de análise por forças laterais é preconizado para edifícios cuja resposta não seja substancialmente influenciada pelas contribuições dos modos de vibrações superiores ao fundamental em cada direção principal, usando-se a análise modal por espectro de resposta nos restantes casos.

É relevante salientar que tais metodologias, particularmente em contextos que envolvem edificações construídas em alvenaria, são aplicáveis somente sob a condição de que determinados requisitos sejam atendidos. Especificamente, é essencial que os pavimentos desempenhem o papel de diafragmas, que os pavimentos em faces opostas de uma parede comum estejam alinhados (mesma cota), e que, em cada piso, o coeficiente entre a rigidez lateral da parede principal mais rígida e mais fraca não excede 2.5, segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3.

Tais critérios têm por finalidade garantir a pertinência e a eficácia das análises sísmicas, assegurando que as características estruturais e geométricas da edificação sejam compatíveis com as metodologias selecionadas, de modo a obter resultados de avaliação do desempenho da estrutura sob a ação sísmica que se revelem confiáveis e fundamentados, usando os critérios indicados pelo Eurocódigo 8 – Parte 3.

2.6.2. Análise Não linear

A análise não linear, quando comparada à análise linear, revela-se substancialmente mais complexa, uma vez que incorpora a complexidade do comportamento não linear.

Nesse contexto, as análises não lineares podem ser categorizadas em análises dinâmicas e análises estáticas. As análises dinâmicas, devido à sua complexidade intrínseca, exigem uma considerável capacidade computacional. Isso se deve à necessidade de introduzir um modelo hysterético (Falcão, 2002) na representação dos elementos estruturais.. A ação sísmica é representada por acelerogramas devidamente calibrados, que podem ser derivados de sismos de referência ou gerados por procedimentos analíticos. Esse processo envolve a integração passo a passo, no domínio do tempo, das equações de movimento, considerando um modelo de n graus de liberdade. (Marques, 2012)

2.6.3. Análise Estática Não-Linear (Pushover)

A análise de “pushover” representa uma abordagem estática não linear que é conduzida sob a influência das forças gravitacionais constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico (pelo menos até atingirem um máximo). Nesta análise, são elaboradas curvas de capacidade que representam a resposta global da estrutura em relação à variação das ações laterais. No eixo das abcissas, é representado o deslocamento no ponto de controle da estrutura, frequentemente localizado no topo do edifício e alinhado com o centro de massa. No eixo das ordenadas, é representada a força de corte basal da estrutura. (Simão, 2017) A Figura 2.11 representa um exemplo de uma curva de capacidade resistente.

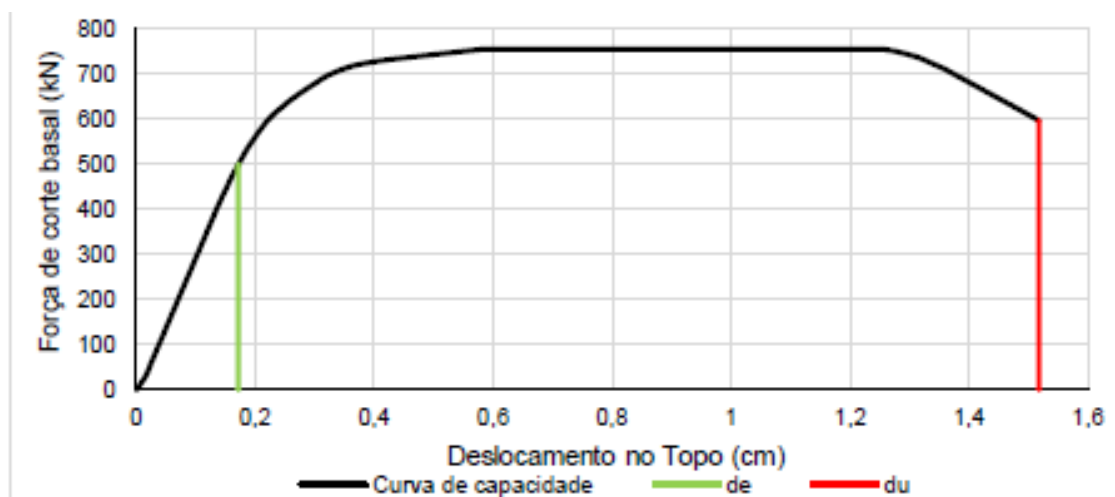


Figura 2.11 – Exemplo de curva de capacidade (Simão, 2017)

A curva de capacidade inicialmente apresenta uma fase elástica, progredindo até alcançar o deslocamento de cedência (d_e). A partir desse ponto, o comportamento da estrutura transita para um regime não linear, caracterizados pela degradação da sua rigidez. O colapso da estrutura ocorre quando esta alcança a rutura em um deslocamento final (d_u), correspondente ao ponto em que a força de corte basal diminui em 20% em relação ao seu valor máximo, conforme definido pelo Eurocódigo 8 – Parte 1. (Simão, 2017)

Os principais objetivos subjacentes a esta análise, delineados por Krawinker, et al., (1998) abrangem:

- Identificação das áreas críticas propensas a grandes deformações plásticas;
- Estimação das exigências de deformação em elementos potencialmente frágeis;
- Indicação das implicações da redução de rigidez em planta e em altura que resultam em mudanças nas características dinâmicas em regime não linear;
- Estimativa dos deslocamentos relativos entre pavimentos, levando em consideração as descontinuidades de rigidez, os quais podem ser empregues para prever danos em elementos não estruturais;
- Identificação da sequência de cedência e falha dos elementos, bem como a evolução da curva da capacidade total da estrutura.

Método N2

O método N2 tem como objetivo determinar o deslocamento alvo, que corresponde ao deslocamento esperado durante a ocorrência de um sismo. Esse deslocamento é determinado a partir do espectro da resposta elástica da estrutura. A seguir são apresentados os passos necessários para a sua obtenção.

Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade

A transformação é realizada através da aplicação do coeficiente de transformação Γ , determinada pela seguinte equação:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.4)$$

em que:

m^* - massa de um sistema de 1 GDL;

m_i - massa por piso do sistema de NGDL;

ϕ_i - deslocamentos normalizados em relação ao nó de controlo.

Na equação seguinte apresenta-se a transformação de um sistema NGDL num sistema de 1GDL:

$$\begin{cases} F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \\ d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \end{cases} \quad (2.5)$$

em que:

F^* - representa a força de corte basal de um sistema de 1GDL;

d^* - representa o deslocamento correspondente de 1GDL;

F_b - representa a força de corte com NGDL;

d_n - representa o deslocamento do nó de controlo com NGDL.

Bilinearização da curva de capacidade

Um comportamento elástico-perfeitamente plástico é definido por uma curva bilinearizada, caracterizada pela força de cedência F_y^* , pelo deslocamento correspondente de cedência d_y^* , e pelo deslocamento último d_m^* . Sua rigidez inicial deve ser ajustada de modo que as áreas sob as curvas de força-deslocamento reais e idealizadas sejam equivalentes. Para preservar a energia dissipada em ambos os modelos até o ponto correspondente ao máximo F_b , o deslocamento de cedência d_y^* é definido de modo que as áreas sob as curvas de capacidade original e equivalente sejam iguais. Para alcançar esse equilíbrio, a força de corte deve ser igual à força de cedência, formando assim o mecanismo plástico, identificado na figura 2.12 pelo ponto A.

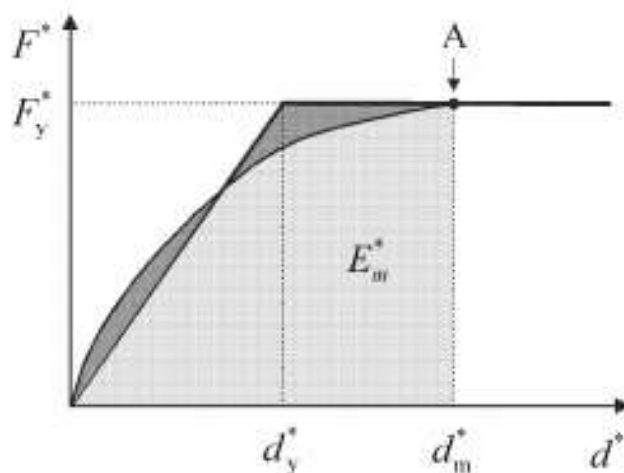


Figura 2.12 – Bilinearização da curva de capacidade do sistema com 1GDL (Eurocódigo 8 – Anexo B)

O valor do deslocamento de cedência d_y^* é determinado pela seguinte equação:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) \quad (2.6)$$

em que:

E_m^* - é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

O período do sistema idealizado equivalente de 1GDL pode ser determinado utilizando a equação 2.7:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.7)$$

Determinação do deslocamento alvo

É realizado por meio da interseção entre os espectros de resposta da ação sísmica e o espectro de capacidade da estrutura, apresentado no formato aceleração-deslocamento, conforme ilustrado na Figura 2.13.3

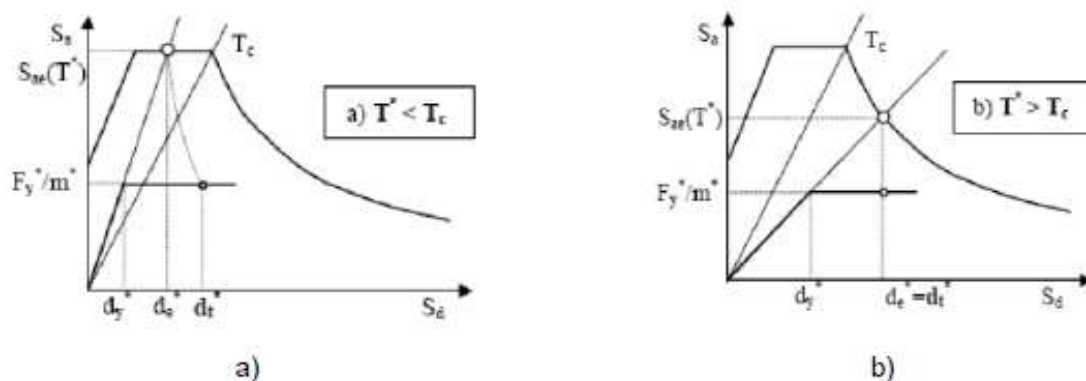


Figura 2.13 – Determinação do deslocamento alvo no sistema com 1 GDL para a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos (Eurocódigo 8 – Anexo B)

Para um deslocamento-alvo da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado é obtido pela seguinte fórmula:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.8)$$

em que:

$S_e(T^*)$ – é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^*

A determinação do deslocamento objetivo d_t^* depende das características dinâmicas do sistema, como se segue:

Para $T^* < T_C$ (períodos curtos):

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

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.9)$$

- Se $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, a estrutura apresenta um comportamento inelástico:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}) \geq d_{et}^* \quad (2.10)$$

Em que q_u é obtido através da equação 2.11:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.11)$$

Para $T^* \geq T_C$ (períodos médios e longos):

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.12)$$

Desempenho Sísmico

Uma vez determinado o deslocamento alvo, torna-se viável avaliar o desempenho sísmico da estrutura, pois esta representa o deslocamento esperado no ponto de controle da estrutura. Com base nos resultados obtidos a análise estática não linear, representados na forma de uma curva de capacidade resistente, é possível, por exemplo, determinar a força de corte basal correspondente ao deslocamento objetivo, o que permite prever os esforços sísmico na estrutura. Além disso, é possível verificar outras exigências sísmicas recomendadas pelo Eurocódigo 8. (Simão, 2017)

Adicionalmente, ferramentas analíticas, como o software 3Muri e o SAM, permitem conduzir uma avaliação de segurança com base no desempenho em deformação da edificação, comparando a capacidade de deformação da estrutura com aquela exigida para resistir à ação do sismo regulamentar. Esta abordagem visa garantir que a estrutura seja capaz de atender à demanda (exigência) sísmica.

Conforme descrito no Eurocódigo 8 – Parte 1, o Tremuri aborda dois paradigmas de distribuição de forças:

- Distribuição de forças proporcional às massas, conforme expresso na equação seguinte;

$$F_i \sim \frac{m_i}{\sum_i m_i} \quad (2.13)$$

- Distribuição de forças proporcional ao produto das massas pela deformação correspondente ao primeiro modo de vibração.

Neste contexto, é conduzida a determinação do deslocamento máximo do edifício, gerado pela aplicação das forças distribuídas. Tal deslocamento máximo representa o valor final do deslocamento para o edifício.

Seguindo o Anexo B do Eurocódigo 8 – Parte 1, é requerida a linearização da curva de capacidade para um sistema equivalente a um grau de liberdade (SDOF – Single Degree of

Freedom). O Tremuri realiza a linearização automática da curva, conforme os princípios estabelecidos no referido Anexo B.

As excentricidades são calculadas automaticamente pelo programa, em conformidade com as diretrizes estipuladas na secção 4.3.3.2.4 do Eurocódigo 8 – Parte 1.

Além disso, o usuário tem a possibilidade de determinar e selecionar as condições sísmicas a serem analisadas, incluindo:

- Tipo de força sísmica – para identificar qual das tipologias de distribuição de forças será considerada na análise (proporcional à massa ou ao primeiro modo);
- Direção de força sísmica - para especificar a direção na qual a estrutura será carregada (eixo x ou y do sistema global) pela força sísmica.

2.6.3.1. Método POR

O Método POR (mecanismo de piso) foi desenvolvido por Tomazevic na antiga Jugoslávia no decurso do terremoto ocorrido em Friuli, em 1976. A sua formulação fundamentou-se em algumas hipóteses básicas: consideração de uma espessura constante das paredes em cada piso, comportamento de diafragma rígido no plano do pavimento, apenas translações nas extremidades do painel de pilar. (Lourenço, et al., 2009)

Em virtude da sua simplicidade, o Método POR foi amplamente utilizado até recentemente na análise de edifícios existentes e no projeto de novas construções na Itália. Entretanto, devido a algumas limitações, tais como a consideração de um mecanismo de piso independente, e também em resposta ao terremoto de Molise em 2002, conclui-se pela necessidade de estabelecer métodos que abordassem a resposta global das estruturas de alvenaria de forma mais abrangente e precisa.

O estudo dos efeitos dos sucessivos sismos de intensidade significativa que ocorreram em Itália permitiu aprimorar o método POR. Como resultado desse esforço de aperfeiçoamento, surgiram dois novos métodos: o Método Tremuri, desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino, e o Método SAM, desenvolvido por Magenes e Della Fonatna.

Esses métodos definem de um pórtico equivalente, em que os nembos e os lintéis são interligados por meio de zonas rígidas. Essa abordagem visa refinar a modelação estrutural em alvenaria, permitindo uma análise mais precisa de sua resposta sísmica e oferecendo maior confiabilidade em relação à previsão do seu comportamento durante eventos sísmicos.

A partir dessas melhorias introduzidas pelo Método Tremuri e pelo Método SAM, procura-se obter uma compreensão mais abrangente e avançada do desempenho sísmico das estruturas de alvenaria, visando assim o desenvolvimento de medidas eficazes para aprimorar sua resiliência e segurança frente a futuros eventos sísmicos.

2.6.3.2. Método SAM

O modelo desenvolvido por Magenes e Della Fonata em 1998 foi inicialmente concebido para abordar estruturas planas. Posteriormente, em 1999, Magenes procedeu a aprimoramentos que viabilizaram a extensão desse modelo ao caso tridimensional. (Magenes, 2000)

Neste método, as paredes de alvenaria são representadas por um pórtico equivalente, em que os nimbos se ligam aos lintéis através de nós rígidos. Esta modelação permite simplificar a complexidade estrutural das paredes em alvenaria, considerando-as como elementos com comportamento rígido nas interfaces entre os nimbos e lintéis. Essa simplificação possibilita uma análise mais eficiente em relação à resposta sísmica das construções em alvenaria, sendo um procedimento amplamente empregado em estudos de avaliação e reforço sísmico dessas estruturas.

Na Figura 2.14, apresenta a idealização de um pórtico equivalente utilizando o método SAM.

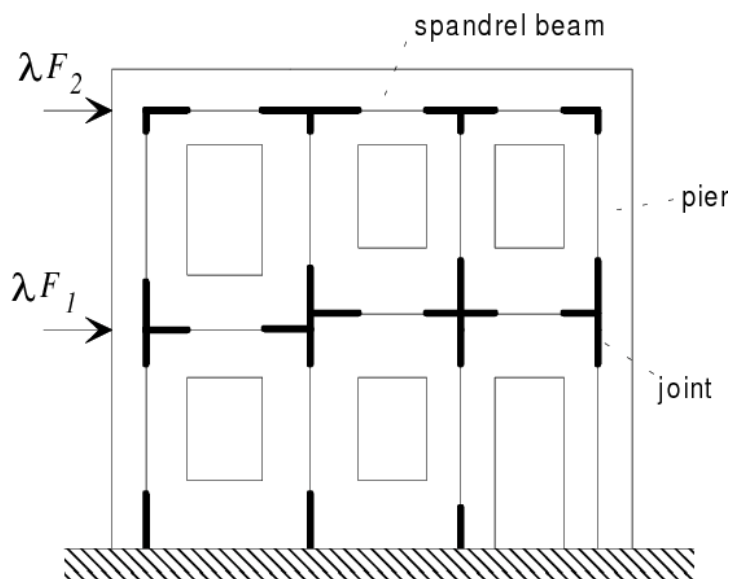


Figura 2.14 Idealização em pórtico equivalente de uma parede método SAM (Magenes, 2000)

2.6.3.3. Método Tremuri

O Método Tremuri, elaborado por Gambarotta e Lagomarsino, foi incorporado no programa informático 3Muri, que será utilizado como base para o caso de estudo apresentado nesta dissertação. Esta implementação deste método, possibilita uma análise eficiente e abrangente da vulnerabilidade sísmica da generalidade das estruturas de alvenaria.

O modelo Tremuri permite realizar análises tanto de modelos 2D como 3D de estruturas de edifícios em alvenaria. Esse modelo abrange edifícios com paredes de alvenaria com e sem aberturas, pavimentos que podem ser rígidos ou flexíveis, e também coberturas com inclinações diversas.

O método Tremuri fundamenta-se Frame by Macro Elements (FME). Esses macroelementos permitem representar os diferentes modos de rotura que podem ocorrer no plano da parede, incluindo rotura por corte e por flexão. Para esse propósito, é considerado um número limitado e variável de graus de liberdade internos que regem a evolução do dano por corte, controlando, assim, a degradação da resistência e da rigidez por meio de um modelo cinemático.

Este modelo fundamenta-se na premissa de que os modelos de elementos de alvenaria se assemelham a um pórtico idealizado, no qual os elementos deformáveis estão ligados a nós

rígidos. É possível identificar dois componentes estruturais predominantes numa edificação, nomeadamente os pilares e as vigas (Lagomarsino, et al., 2013). O procedimento para a idealização do pórtico equivalente compreende quatro fases distintas: inicialmente, a identificação dos lintéis, localizados entre as aberturas que se alinham verticalmente e acima da última destas; em seguida a identificação dos nembos, posicionados entre as aberturas que se alinham horizontalmente e nas extremidades dessas aberturas; posteriormente, a delimitação dos nós rígidos, correspondentes às áreas onde ocorre a interseção de todos esses elementos resulta no pórtico equivalente, como demonstra a Figura 2.15. (Lagomarsino, et al., 2013)

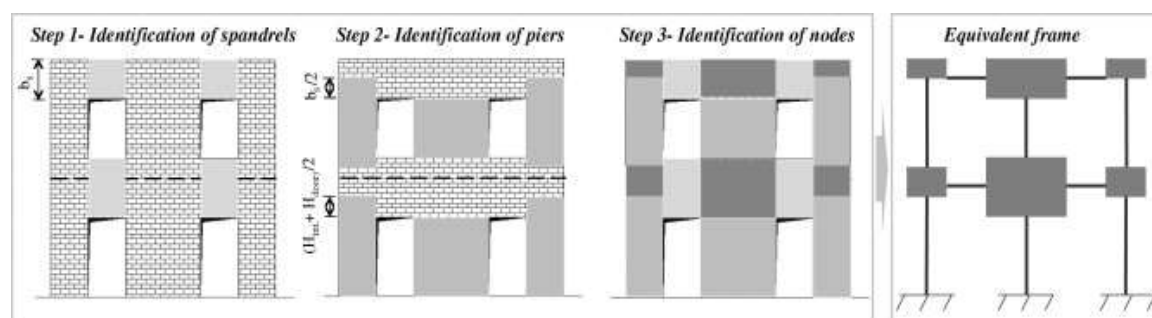


Figura 2.15 – Identificação do pórtico equivalente (Lagomarsino, et al., 2013)

A conceituação do pórtico equivalente implica que os lintéis são estabelecidos mediante o alinhamento vertical das aberturas, com sua altura delimitada por estas. Quanto aos nembos, são definidos de maneira que a sua altura deformável seja restrita pelas aberturas entre eles. Nos casos em que os nembos localizados nas extremidades do pórtico equivalente, sua altura deformável é estipulada pela média entre a altura total do nembo (H_{int}) e a altura da abertura (H_{door}). Por fim os nós rígidos são demarcados pelo espaço remanescente. (Lagomarsino, et al., 2013)

Na modelação da estrutura do edifício em alvenaria, é imperativo contemplar a seguintes premissas fundamentais (Lagomarsino, et al., 2013):

- A estrutura da construção, tanto em termos de cargas verticais quanto horizontais, é identificada por meio de paredes e diafragmas horizontais;
- As paredes desempenham a função de elemento de suporte, enquanto os diafragmas regulam a distribuição das ações horizontais entre as paredes;
- O comportamento flexível dos diafragmas e a resposta fora do plano das paredes não são calculados, uma vez que são considerados negligenciáveis em relação à resposta global do edifício, a qual é governada pelo comportamento no plano.

Para a realização da análise sísmica através do programa 3muri, é de rigor que os elementos verticais e horizontais estejam devidamente interligados.

Na abordagem realizada por Gambarotta, é apresentado um modelo não linear de macroelemento que representa todo o painel de alvenaria. Esse modelo permite, com um número limitado de graus de liberdade (8), representar dois principais modos de rutura no plano: mecanismos de rutura por flexão e deslizamento ao longo da base (com atrito). (Gambarotta, et al., 1996) (Galasco, et al., 2004)

Este modelo incorpora a evolução do dano por deslizamento por meio de variáveis internas, as quais controlam a deterioração da resistência (amolecimento) e a degradação da rigidez. Pressupõe-se que as extremidades do macroelemento possuem espessura infinitesimal ($\Delta \rightarrow 0$). A Figura 2.16 ilustra as três subestruturas em que um macroelemento é dividido: duas camadas de extremidade, inferior (1) e superior (3), onde se concentram os efeitos de flexão e axial; e a parte central (2), que sofre deformações por corte e não apresenta deformações axiais ou de flexão. O modelo cinemático 2D completo deve considerar os três graus de liberdade para cada nó “i” e “j” nas extremidades (deslocamento axial (w), deslocamento horizontal (u) e rotação (ϕ)) e dois graus de liberdade para a zona central (deslocamento axial (δ) e rotação (ϕ)). (Galasco, et al., 2004)

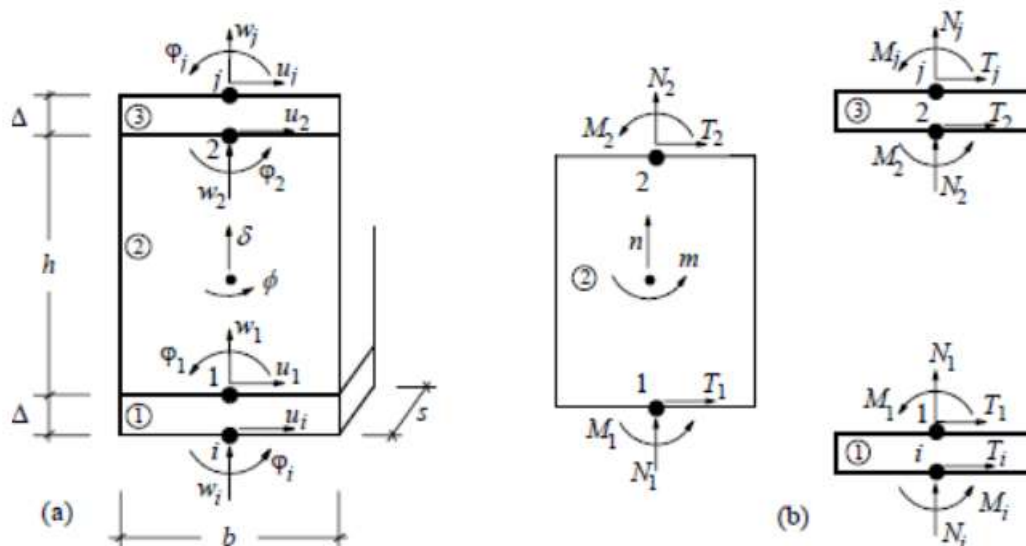


Figura 2.16 – Macroelemento de alvenaria (Galasco, et al., 2004)

No contexto do modelo tridimensional, é estabelecido um sistema de coordenadas cartesianas globais (x, y e z), onde os planos verticais das paredes são delineados através da especificação de coordenadas de um ponto e do ângulo formado com o eixo x . Esse método permite a representação das paredes como estruturas planas dentro do sistema de

coordenadas local, enquanto os nós internos são concebidos como entidades bidimensionais com três graus de liberdade. (Gambarotta, et al., 1996)

Os nós tridimensionais que conectam diferentes paredes em cantos e interseções são projetados para possuir cinco graus de liberdade no sistema de coordenadas global ($u_x, u_y, u_z, \text{rot}_x, \text{rot}_y$), como demonstra a Figura 2.17. O grau de liberdade de rotação em torno do eixo vertical z pode ser desconsiderado, dado a adoção de um comportamento de membrana para paredes e pavimentos. Esses nós são obtidos por meio da montagem dos nós rígidos bidimensionais, que operam no plano de cada parede, e pela projeção dos graus de liberdade locais ao longo dos eixos globais. (Gambarotta, et al., 1996)

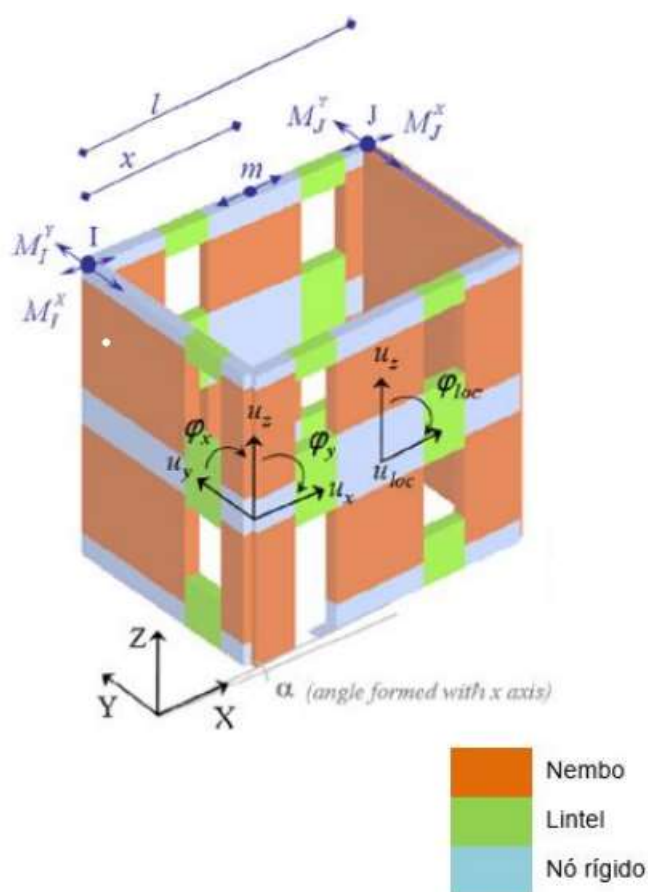


Figura 2.17 – Classificação dos graus de liberdade das paredes: globais (3D) nas arestas e locais (2D) em nós interiores das paredes
 (Lagomarsino, et al., 2013)

O software 3Muri adota uma abordagem que considera o diafragma como rígido, uma premissa que pode impactar significativamente a resposta global do programa. Para contornar essa limitação e simular a presença de diafragmas flexíveis, foram introduzidos elementos de piso específicos no modelo Tremuri. Segundo a orientação de Lagomarsino, et al. (2013), os pisos são modelados como elementos finitos de membrana ortotrópica com 3 ou 4 nós, cada um possuindo dois graus de liberdade de deslocamento (u_x , u_y) no sistema de coordenadas global. Esses elementos são caracterizados por uma direção principal com o módulo de elasticidade E_1 , enquanto E_2 representa o módulo de elasticidade na direção perpendicular. Além disso, ν denota o coeficiente de Poisson, e G_{12} é o módulo de elasticidade transversal.

Os módulos de elasticidade E_1 e E_2 refletem a rigidez normal da membrana ao longo de duas direções perpendiculares. Importante notar que esses parâmetros levam em consideração o efeito do grau de conexão entre as paredes e o diafragma horizontal, proporcionando uma ligação entre os deslocamentos horizontais no plano dos nós que pertencem à mesma interseção de parede e piso. Isso, por sua vez, influencia a força axial calculada nas paredes.

A presente abordagem computacional incorpora a consideração da influência do carregamento axial mediante uma atualização automatizada dos esforços e das relações constitutivas. No contexto da flexão composta com corte, a avaliação das tensões normais em secções de extremidade é realizada mediante uma análise simplificada da secção fendilhada, devido à incapacidade de a argamassa resistir à tração. A resistência ao esforço transversal é determinada através do princípio de equilíbrio, aplicando-se a equação 2.14. (Magenes, et al., 1997)

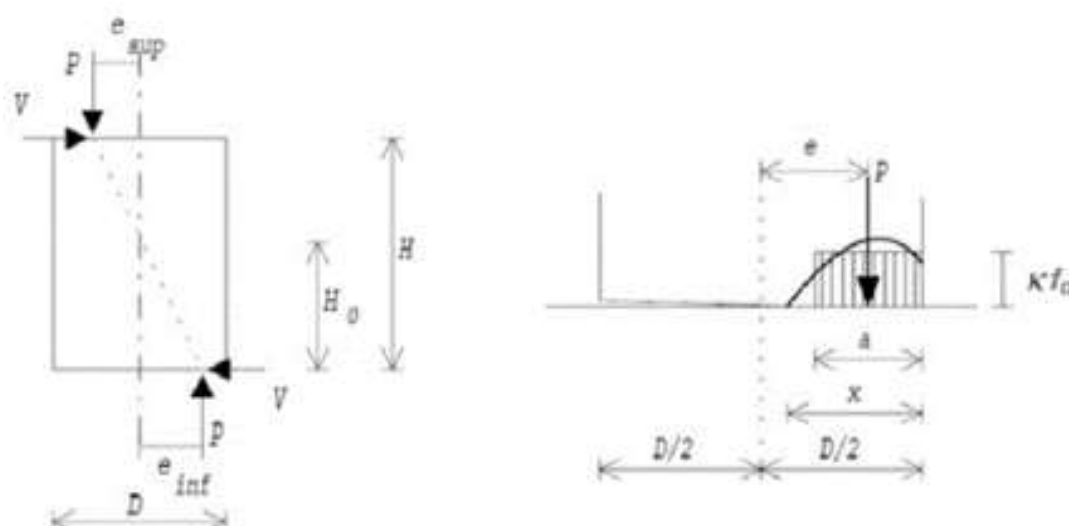


Figura 2.18 – Esquemas de forças no nêmo devidos a flexão composta no seu plano (Magenes, et al., 1997)

Pelo princípio de forças na direção axial, assumindo a distribuição retangular de tensões normais, é possível determinar a resultante das tensões normais na face inferior.

$$P_{inf} = a \cdot k \cdot f_d \cdot t \quad (2.14)$$

em que:

t – é a espessura da parede;

f_d - valor de cálculo da resistência compressão;

a e k – são os coeficientes de assimilação da distribuição de tensão normal a um retângulo (0,85)

$$P_{inf} = \sigma_0 \cdot D \cdot t \quad (2.15)$$

em que:

D – largura do nembro.

A excentricidade da base é dada pela equação 2.16.

$$e_{inf} = \frac{D}{2} - \frac{a}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left(D - \frac{P_{inf}}{k \cdot f_d \cdot t} \right) = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.16)$$

O esforço transversal resistente determina-se por equilíbrio global de momentos:

$$V = \frac{P_{inf} \cdot e_{inf}}{H_0} = \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2 \cdot H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.17)$$

em que:

H_0 - é a distância da secção de momento nulo à secção de controlo.

$$H_0 = \psi' H \quad (2.18)$$

Esta quantidade relaciona-se com a razão de corte (a_v).

$$a_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0 \psi' H}{D} \quad (2.19)$$

O parâmetro ψ' vale 1 quando o nembro é fixo numa extremidade e livre na outra, e como 0.5, quando está fixado em ambas as extremidades. (Simão, 2017)

O momento relaciona-se com esforço transversal pela equação 2.20.

$$M = Pe = VH_0 \quad (2.20)$$

Concluindo-se com base nas equações 2.19 e 2.20.

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.21)$$

Para a resistência ao corte por fendilhação diagonal, é desafiador estabelecer uma expressão direta. No entanto, um modelo simplificado, que pressupõe uma alvenaria equivalente contínua, homogénea e isotrópica, com um valor de ψ' de 0.5, emprega a seguinte expressão para representar a resistência por fendilhação diagonal

$$V_d = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (2.22)$$

em que:

f_{tu} – representa a tensão de tração da alvenaria (não sendo a tensão de tração das juntas);

b – parâmetro que depende da seguinte razão H/D do nembro, $b = 1$ para $H/D \leq 1$; $b = H/D$ para $1 < H/D < 1.5$; $b = 1.5$ para $H/D \geq 1.5$ (Magenes, et al., 1997)

A resistência ao corte por deslizamento das juntas é fundamentada no critério de Mohr-Coulomb, o qual é baseado na determinação de uma tensão de corte última. Esta abordagem é demonstrada através da seguinte equação.

$$\tau_u = c + \mu \sigma_v \quad (2.23)$$

Dada a variedade de interpretações possíveis dos parâmetros envolvidos nesta relação, se assumir que τ_u representa a tensão média última de corte na secção horizontal do nembro e σ_v a tensão média normal do nembro, podemos derivar a seguinte expressão para representar a resistência por fendilhação diagonal. (Magenes, et al., 1997)

$$V_{Rd} = Dt\tau_u = Dt(c + \mu\sigma_v) = Dt \left(c + \mu \frac{P}{Dt} \right) \quad (2.24)$$

Assumindo que o fenómeno de fendilhação ocorre devido à flexão e reconsiderando a equação (2.23), agora aplicada a um comprimento efetivo que representa a região não fendilhada do nembro. O modelo de cálculo de comprimento efetivo (D') é ilustrado na Figura 2.19.

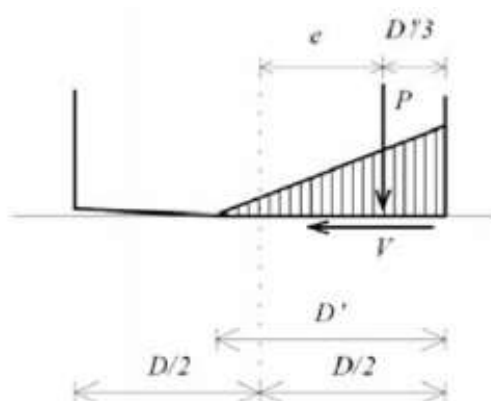


Figura 2.19 – Esquema de forças devido ao mecanismo de deslizamento por corte (Magenes, et al., 1997)

$$D' = \beta D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} a_v \right) D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P D} \right) D \quad (2.25)$$

Por fim, o esforço resistente devido ao deslizamento é então calculado com recurso à equação 2.26.

$$V_{Rd} = \beta D t \left(c + \mu \frac{P}{\beta D t} \right) = \beta D t \left(c + \mu \frac{\sigma_v}{\beta} \right) = D t \left(\frac{1.5c + \mu \sigma_v}{1 + 3 \frac{c a_v}{\sigma_v}} \right) \quad (2.26)$$

em que: (Magenes, et al., 1998)

c – Coesão de fricção e das juntas da parede de alvenaria;

μ – Coeficiente de fricção e das juntas da parede de alvenaria.

2.6.4. Modelo de Macroelementos

A modelação com macroelementos para estruturas de alvenaria foi pioneiramente introduzida na década de 1970 por Tomazevic, por meio do método POR, já mencionado, sendo amplamente empregue para fins de avaliação sísmica. Esse modelo consiste num esquema discreto equivalente que representa uma fachada completa de alvenaria,

tipicamente concebido para a modelagem de uma parede na sua totalidade. A composição integral da estrutura é obtida ao compor vários destes elementos discretos.

A principal vantagem deste modelo resulta da notável redução do esforço computacional e complexidade analítica, especialmente em comparação com abordagens baseadas em elementos finitos. Essa redução é alcançada pela diminuição do número de graus de liberdade no modelo e pela descrição do comportamento não linear do elemento em análise por meio de ligações unidimensionais.

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3, o modelo de macroelementos discretiza a estrutura através de um conjunto de macroelementos, cada um deles simulando uma parte diferente da estrutura. Os pavimentos podem ser modelados como diafragmas deformáveis ou indeformáveis (Lagomarsino et al., 2013). Há diferentes macroelementos para simular os nembos (colunas), os lintéis (vigas) e as paredes. Os nembos, enquanto componentes estruturais verticais, desempenham o papel de suportar as cargas verticais e laterais, enquanto os lintéis são elementos secundários cuja função é possibilitar a interligação de estruturas adjacentes em situações de cargas horizontais. (Bento, 2015)

O modelo de macroelementos é normalmente utilizado em programas de cálculo automático desenvolvidos especificamente para a análise não linear estática e/ou dinâmica de edifícios de alvenaria.

3. Caso de Estudo

Neste capítulo é faz-se uma descrição geral da ação sísmica, do programa utilizado por este trabalho e é introduzido o edifício objeto de estudo, iniciando-se uma caracterização com base na documentação disponibilizada pelo proprietário, as peças desenhadas e por fotografias tiradas na visita ao edifício.

3.1. Ação Sísmica

Portugal continental está geograficamente situado numa zona de média sismicidade, caracterizada pela ocorrência de sismos de grande magnitude, embora com epicentros consideravelmente distantes e com intervalos de tempo substanciais entre suas ocorrências. Além disso, esta região também regista sismos locais de magnitude inferior, porém com períodos de recorrência (retorno) mais curtos.

A exposição de cada área à atividade sísmica é intrinsecamente relacionada com sua localização geográfica em relação às regiões propensas à geração de sismos. Em Portugal continental, são considerados, no Eurocódigo 8, dois mecanismos distintos de geração de sismos (figura 3.1):

- Ação Sísmica Tipo 1 (Afastada) – Este mecanismo possui epicentro na região do Atlântico e caracteriza-se por baixa frequência sísmica, tornando-o particularmente desafiador para estruturas flexíveis (período de vibração médios e altos);
- Ação Sísmica Tipo 2 (Próxima) – Este mecanismo tem o seu epicentro no território Continental de Portugal e é rico em altas frequências sísmicas.

No contexto das ilhas dos Açores, considera-se exclusivamente o cenário de ação sísmica próxima. A sismicidade é comumente caracterizada por meio de um único parâmetro, representado pelo valor de referência da aceleração máxima na base de uma estrutura, para um tipo específico de terreno (terreno do tipo A). Este valor, a_{gR} , é definido pelas autoridades nacionais para cada zona sísmica e corresponde ao período de retorno de referência (T_{NCR}) das ações sísmicas, servindo como base para a definição dos critérios de projeto com o intuito de prevenir o colapso estrutural e outras ocorrências. Para o período de retorno de referência o coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$, o qual corresponde à classe de importância II (Secção 4.2.5(5) do Eurocódigo 8 – Parte 1). No caso edifícios de outra classe de importância o período de retorno a considerar, definido pelo coeficiente de importância, não é o período de referência, sendo o valor da aceleração na base à superfície de um terreno classificado como Tipo A, a_g , dado por:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.1)$$

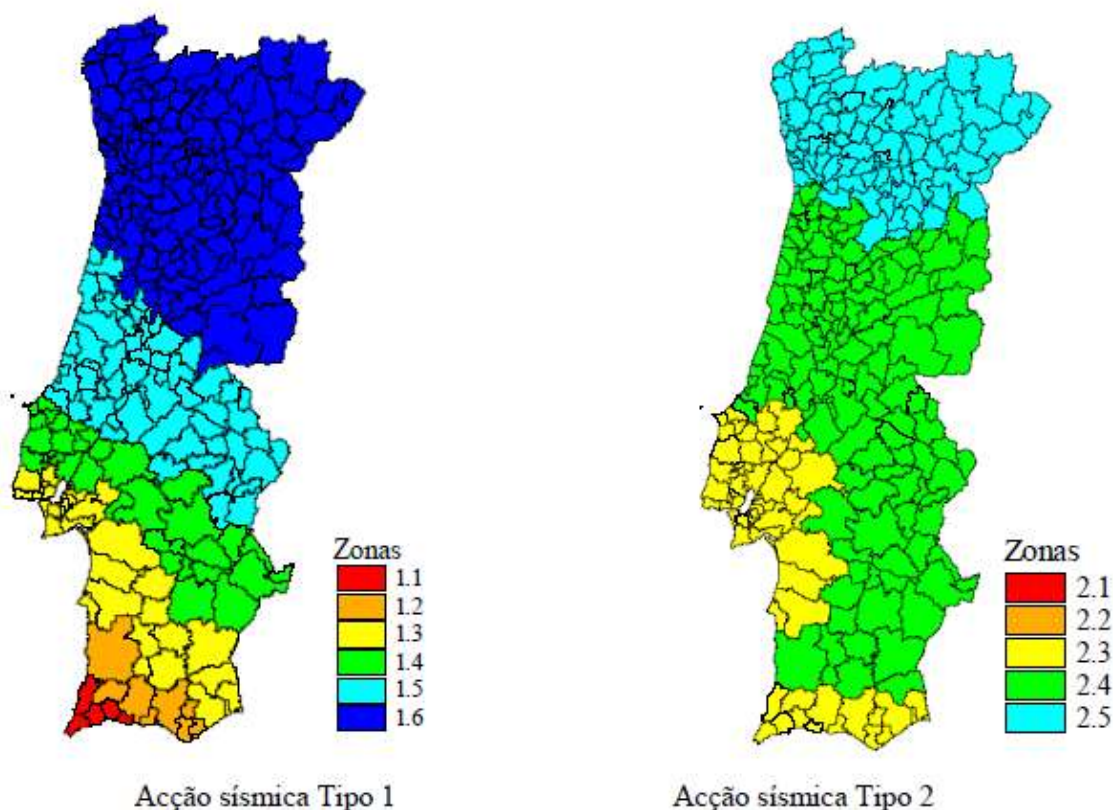


Figura 3.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (Eurocódigo 8 – Parte 1)

A resposta elástica ao sismo pode ser reunida por espectros de resposta. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais que são consideradas independentes e são representadas pelo mesmo espectro de resposta horizontal, $S_e(T)$, representado por:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

onde:

- T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- T_B – limite inferior do período na faixa de aceleração espectral constante;
- T_C - limite superior do período na faixa de aceleração espectral constante;
- T_D - início do ramo de deslocamento constante no espectro;

S – coeficiente de solo;

η – coeficiente de correção do amortecimento, com $\eta = 1$ para um amortecimento viscoso de 5%.

Os quadros 3.1 e 3.2 representam os valores recomendados dos parâmetros para a ação sísmica tipo I e tipo II, respetivamente.

Tipo de Terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.1	0.6	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

Quadro 3.1 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo I (Eurocódigo 8 – Parte 1, Quadro NA - 3.2)

Tipo de Terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

Quadro 3.2 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2 (Eurocódigo 8 – Parte 1, Quadro 3.3)

A componente vertical do sismo também pode ser representada um espectro de resposta elástica, que não é relevante para o trabalho presente.

3.2. O programa 3Muri

No âmbito da avaliação sísmica de estruturas, o programa 3Muri, desenvolvido pela empresa Aksys, Inc., está focado na análise não linear de estruturas de alvenaria, que podem incluir alguns elementos noutros materiais. Este programa permite representar pavimentos rígidos ou flexíveis.

O método implementado baseia-se no conceito do modelo de pórtico equivalente tridimensional, no qual as paredes são concebidas como elementos interligados por meio de partições horizontais dispostas nos pavimentos. Em estruturas de alvenaria, cada parede é tratada como uma entidade equiparável a um pórtico, com elementos resistentes e nós rígidos.

As paredes desempenham um papel central como elementos resistentes a solicitações tanto horizontais quanto verticais. Por outro lado, as estruturas horizontais exercem a função de distribuir a carga vertical aplicada sobre elas às paredes subjacentes e, concomitantemente, contribuem como componentes dos elementos de rigidez dos pavimentos, contribuindo para a distribuição das ações horizontais nas paredes afetadas. (Help 3Muri)

A segmentação das paredes em elementos verticais, correspondentes aos diferentes níveis da edificação, e a consideração das posições das aberturas permitem identificar as áreas específicas da alvenaria, dos pilares de alvenaria e das vigas de travamento, onde se espera que a deformação e o dano se concentrem. Tais áreas são subsequentemente modeladas por meio de macroelementos bidimensionais finitos, que representam as paredes de alvenaria, apresentando dois nós, cada um com três graus de liberdade (deslocamentos nas direções x , y e z), e dois graus de liberdade internos suplementares. Os macroelementos estão ligados entre si através de porções resistentes das paredes concebidas como nós bidimensionais rígidos, com dimensões finitas. Neste contexto, os macroelementos viabilizam a transmissão das ações ao longo dos três graus de liberdade em cada nó envolvido.

Devido à consideração de nós e de macroelementos, o modelo da parede se aproxima de maneira substancial da representação de um pórtico plano, proporcionando uma abordagem analítica eficiente.

Na modelação das paredes, tem de se considerar a possível excentricidade entre os nós e as extremidades dos macroelementos, porque os eixos que representam o centro de massa dos elementos podem não coincidir com os nós, resultando numa excentricidade entre os nós do modelo e os nós internos dos elementos flexíveis. Para lidar com esta situação, aplica-se uma matriz de limite de rigidez à matriz de cada elemento. A modelação estrutural também envolve a incorporação de vigas, ou lintéis, que são representadas como elementos elásticos prismáticos. A posição dos dois nós de extremidade dessas vigas define a localização do modelo. (Help 3Muri)

A matriz de rigidez das vigas é calculada com base nas suas características: comprimento, área, momento de inércia e módulo de elasticidade. Pressupõe-se que essas vigas permanecem em regime elástico.

3.3. Edifício em Análise

O edifício (Figura 3.2) em análise está localizado na cidade de Coimbra, na Rua Antero de Quental, número 195, numa banda de edifícios, estando ladeado por um edifício com os

pavimentos desencontrados em betão armado e outro, um pouco mais baixo, em alvenaria. Destaca-se que esta propriedade pertence à Universidade de Coimbra.



Figura 3.2 – Vista de frente do edifício em estudo (esq.); Vista de cima do edifício (dir.)

Este edifício é composto por subcave, cave, rés-do-chão e primeiro andar, interligados por uma escada em madeira. As suas paredes exteriores são em alvenaria de pedra e as paredes interiores são de tabique. O edifício em questão foi utilizado como sede da imprensa da Universidade de Coimbra e incluía áreas de arquivo na cave. A fachada principal do edifício está voltada para a Rua Antero Quental.

3.3.1. Caracterização estrutural do edifício

A Universidade de Coimbra disponibilizou os desenhos de levantamento do edifício existente, de onde é possível extrair algumas informações relevantes sobre a estrutura. A inspeção visual ao edifício permitiu esclarecer algumas dúvidas e obter informação adicional. As plantas do edifício estão representadas nas Figuras 3.3 e 3.4.

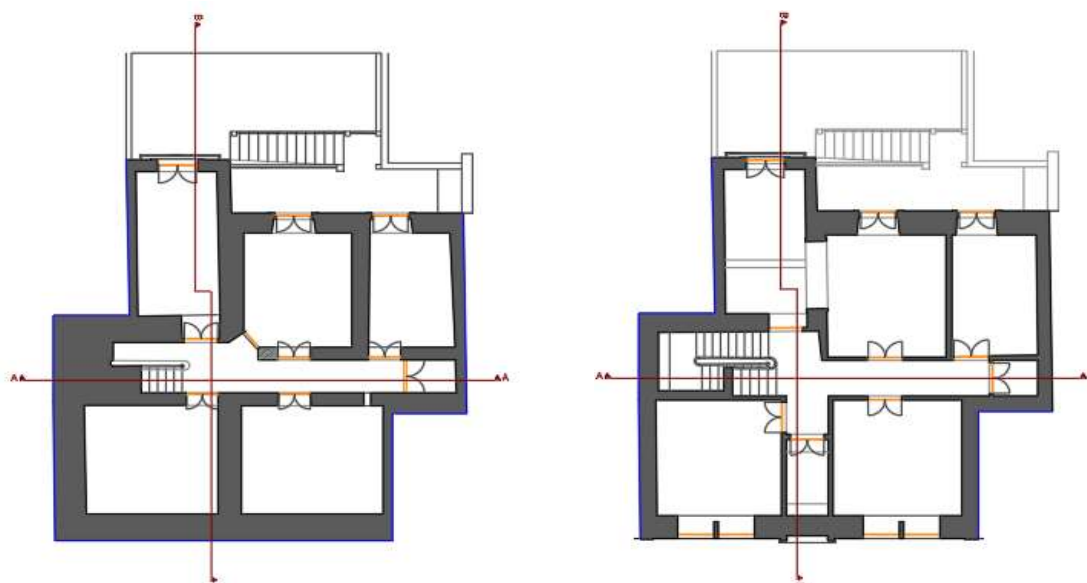


Figura 3.3 – Planta do edifício do piso da subcave (esq.); Planta do edifício da cave (dir.)

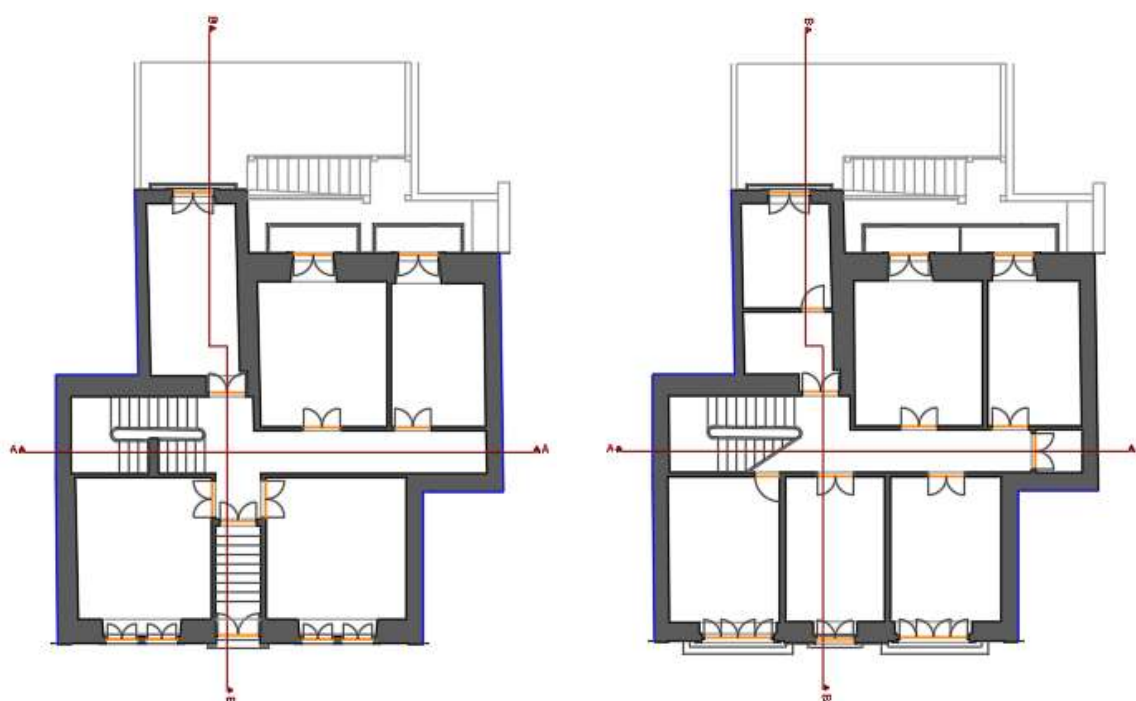


Figura 3.4 – Planta do edifício do piso do rés-do-chão (esq.); Planta do edifício do primeiro piso (dir.)

Na Figura 3.5 são exibidos dois cortes nas plantas.



Figura 3.5 – Planta do edifício do piso do rés-do-chão (esq.); Planta do edifício do primeiro piso (dir.)

Na inspeção visual, observou-se que as paredes exteriores são construídas com alvenaria de pedra de qualidade variável, de razoável a má (Figura 3.6). As paredes interiores são principalmente de tabique, embora algumas sejam de pedra irregular., testemunhando a eventual junção de diferentes edifícios no passado. O pavimento é todo em madeira. (Figura 3.7)



Figura 3.6 - Pedra irregular (esq.); fachada posterior (dir.)



Figura 3.7 – Pavimento em madeira (e com um revestimento vinílico em cima)

As paredes interiores de tabique têm aproximadamente 10cm de espessura e foram modeladas no programa. Os barrotes de pavimento assentam diretamente nas paredes, e estão dispostos segundo o menor vão (figura 3.8). O pavimento de madeira é geralmente composto por barrotes (vigas de madeira), que são travados por meio de tarugos, e sobre os quais estão dispostas as tábuas de soalho.



Figura 3.8 – Direção dos barrotes (esq.); Constituição da cobertura (dir.)

As escadas, também em madeira, não foram incluídas no modelo numérico devido à sua pouca relevância estrutural. Quanto à cobertura, ainda em madeira, presume-se que está simplesmente apoiada em todo o perímetro, considerando apenas o peso que ela adiciona às fachadas e às paredes laterais.

Em relação às fundações (Figura 3.9), devido à falta de informações adicionais, foi assumido que são diretas e compostas por caboucos preenchidos com alvenaria de pedra sólida. No entanto, é necessário escavar um poço de inspeção para confirmar essa hipótese, determinar suas dimensões, avaliar sua solidez e estado, e obter uma compreensão do terreno sobre o qual estão assentadas.



Figura 3.9 – Estado exterior, junto à fachada posterior

A Figura 3.10 ilustra diversos danos identificados questões no edifício, associados à sua degradação. Observa-se a deterioração dos barrote, além de fissuras e manchas de humidade nas paredes. Algumas dessas fissuras parecem poder ser atribuídas a um assentamento.



Figura 3.10 – Alguns danos observados

Conforme previamente destacado nos Quadros 3.1 e 3.2 é pertinente notar a classificação do terreno, contudo, para obter essas informações, é necessário conduzir estudos geotécnicos. Como a classificação específica do tipo de terreno não foi fornecida, assumirei que se enquadra na categoria C. Na Figura 3.11 apresenta a localização de Coimbra no mapa de Portugal continental.



Figura 3.11 – Localização de Coimbra

O valor da aceleração máxima de referência é definido pela zona sísmica do edifício, que está situado em Coimbra. Para a ação do Tipo 1 a zona sísmica é a 1.6, com aceleração máxima de referência $0,35 \text{ m/s}^2$. Para a ação do Tipo 2, a zona sísmica é a 2.4, com aceleração máxima de referência $1,10 \text{ m/s}^2$.

Dado ser uma zona de escritórios, ele é de classe de importância II, e o coeficiente de importância é 1.0. Deste modo, $a_g = a_{gR}$.

O parâmetro S é dado por:

$$\text{Se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (3.6)$$

$$\text{Se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} * (a_g - 1) \quad (3.7)$$

$$\text{Se } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1.0 \quad (3.8)$$

Assim, para a ação sísmica do Tipo 1, $S = S_{max}=1.6$, e para ação sísmica do Tipo 2, $S = 1.6 - \frac{1.6-1}{3} * (1.1 - 1) = 1.58$.

3.4. Ações

As ações a considerar são o peso próprio, que é uma ação permanente, as sobrecargas, que são ações variáveis, e ações acidentais, como explosões e impactos de veículos. O peso próprio da estrutura é representado por um único valor característico, que engloba tanto a estrutura principal quanto os elementos não estruturais. No presente estudo, a estrutura em análise é uma construção de alvenaria destinada a fins habitacionais, o que a classifica na categoria B em termos de uso, sendo destinada a atividades de escritório, segundo o Eurocódigo 1 – Anexo A1.

Os valores das sobrecargas para pavimentos, varandas e escadas de edifícios são definidos no Eurocódigo 1, ver quadro 3.3.

Categorias de zonas carregadas	q_k(kN/m²)	Q_k (kN)
Categoria B		
Pavimentos, Escadas e Varandas	3.0	4.0

Quadro 3.3 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (Eurocódigo 1 – Quadro 6.2)

A verificação da segurança em relação ao estado limite último, que diz respeito à ausência de colapso, envolve critérios relacionados com a resistência, ductilidade, estabilidade das fundações e juntas sísmicas. No que concerne à resistência:

$$E_d \leq R_d \quad (3.9)$$

onde:

E_d – representa o valor de cálculo do efeito da ação

R_d – corresponde à resistência de cálculo do elemento em questão

4. Análise e Verificação da Segurança do Caso de Estudo

Considerando os dados disponíveis e as restrições inerentes às características do edifício em questão, nomeadamente a sua estrutura, foi estabelecido o nível de conhecimento do projeto como sendo KL1, correspondente a um conhecimento limitado. De acordo com o Quadro 2.2, no contexto de um nível de conhecimento KL1, o coeficiente de confiança aplicado às propriedades dos materiais é 1.35. No entanto, como se explicou, de modo a poder efetuar a análise estática não linear é necessário admitir que de facto se atingiu o KL2. Na prática o dono do edifício, caso queira validar o estudo feito, terá de efetuar uma inspeção de pormenor, de modo a obter uma caracterização mais rigorosa dos materiais e pormenores construtivos.

4.1. Atribuição da massa aos elementos estruturais

O valor das cargas foi determinado automaticamente pelo programa com base na geometria e nas propriedades dos materiais, incluindo o peso volúmico, que foram especificadas durante a definição dos modelos estruturais. No quadro a seguir, são apresentados os valores da carga permanente estrutural para os barrotos e a carga não estrutural para o tabuado, sendo estes valores automaticamente determinados pelo programa. Dado que o edifício é designado como um edifício de escritórios, categorizado como um edifício do tipo B conforme definido no Eurocódigo 1 – Parte 1, seção 6.

Pavimento de Madeira	
Carga Permanente Estrutural	0.16 kN/m ²
Carga Permanente não Estrutural	0.1 kN/m ²
Sobrecarga	3 kN/m ²

Quadro 4.1 - Valores das Cargas para o Pavimento de Madeira

4.2. Combinação Sísmica de Ações

A verificação sísmica é conduzida para uma combinação específica de ações denominada combinação sísmica. Nessa combinação da ação sísmica com outras 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 cargas gravíticas, conforme representado na equação 4.2.

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

em que:

γ_I – fator de importância;

E – ação sísmica para p Estado limite a verificar;

G_k – valor característico das cargas permanentes;

Q_{ki} – valor característico das ações variáveis Q_k ;

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

Ψ_{Ei} – coeficiente de combinação da ação variável Q_{ki} , que têm em conta a probabilidade de que rodas as cargas estejam presentes para toda a estrutura em caso de sismo, e é obtido multiplicando Ψ_{2i} por ϕ .

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

Localização	Zona Sísmica Tipo1	Zona Sísmica Tipo 2	Tipo de Solo
Coimbra	1.6	2.4	C

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

No Quadro 4.3, está estabelecida a ação sísmica a ser considerada nas análises e verificações, onde a_{gr} representa o valor de referência da aceleração máxima em rocha para edifícios novos, conforme definido no Eurocódigo 8 – Parte 1.

Portugal Continental	Ação Sísmica			
	Tipo 1		Tipo2	
	Zona Sísmica	Aceleração a_{gr} (m/s ²)	Zona Sísmica	Aceleração a_{gr} (m/s ²)
Coimbra	1.6	0.35	2.4	1.1

Quadro 4.3 - Definição da ação sísmica para edifícios novos

4.3. Caracterização da Alvenaria

As propriedades mecânicas de alvenaria de pedra, conforme apresentadas anteriormente, estão expressas no Quadro 4.4. De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3, a rigidez das paredes deve ser avaliada considerando simultaneamente sua deformabilidade à flexão e ao esforço transversal com base na rigidez fendilhada. Na falta de avaliações mais precisas, pode-se considerar metade do valor não fendilhado.

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

Quadro 4.4 - Propriedades de alvenaria de pedra fendilhada

4.4. Modelação Numérica no Programa Tremuri

Na modelação do edifício em análise, foram empregues os procedimentos gerais delineados no capítulo 2. A modelação é realizada por meio de inclusão de paredes compostas por macroelementos discretos. O conceito matemático subjacente ao uso desse tipo de elementos permite identificar os mecanismos de dano, seja por corte na região central ou por compressão nas extremidades dos elementos. Dessa forma, a dinâmica dos danos pode ser compreendida de maneira mais congruente com as expectativas da realidade.

De acordo com o que foi anteriormente mencionado, a análise da estrutura através do modelo Tremuri é tratada como um pórtico equivalente. Os painéis de alvenaria são representados como elementos 2D, adotando uma relação de comportamento bilinear com cedência e decaimento de rigidez durante a fase não linear segundo Lagomarsino, et al. (2013). É de notar que o programa aplica as cargas nos nós, resultando na ausência de carga ao longo do elemento.

O diagrama da Figura 4.1 esquematiza a avaliação sísmica por meio do programa 3Muri. Conforme ilustrado, o primeiro passo consiste na definição do modelo geométrico. Para tal, utilizando a planta em Autocad, calcula-se a espessura da parede, e delineiam-se os eixos das paredes, a fim de transferir o desenho para o programa 3Muri no formato DFX.

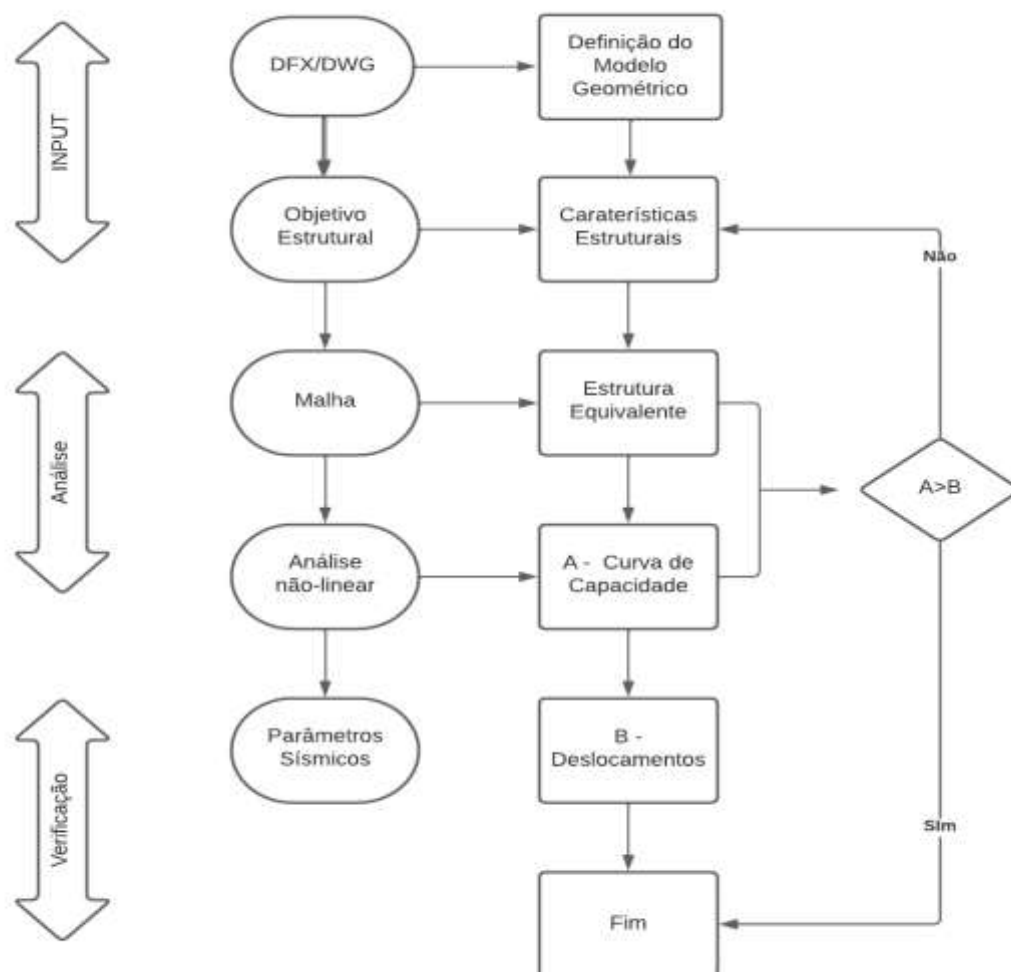


Figura 4.1 – Diafragma da avaliação sísmica do programa Tremuri

No Quadro 4.5 é apresentada a correspondência entre os andares do edifício real e os níveis definidos no Tremuri.

Número do piso	Nível do Tremuri	Designação do piso no edifício real	Altura do piso (m)
-2	1	Subcave	2.68
-1	2	Cave	3.28
0	3	Rés-do-chão	3.63
1	4	Piso 1	2.95

Quadro 4.5 - Correspondência entre os pisos do edifício real e os níveis do Tremuri

A altura de cada piso foi fornecida pelas plantas fornecidas pelo Gabinete Técnico da Universidade de Coimbra. Cumpre ressaltar que o pavimento superior, corresponde ao nível 4 do modelo de construção do Tremuri.

Paredes

As paredes do edifício são de alvenaria de pedra irregular (Figura 4.2). No caso das paredes da subcave, foram estabelecidas no Tremuri fundações correspondentes, modeladas como encastramentos. Adicionalmente, as paredes da subcave foram parcialmente fixadas, pois estão parcialmente enterradas, restringindo todas as translações e rotações nos nós, deixando apenas um grau de liberdade livre, que é a translação vertical no teto da subcave.

Com base nos desenhos fornecidas, as dimensões das aberturas, incluindo janelas e portas, foram determinadas e ajustadas no programa.

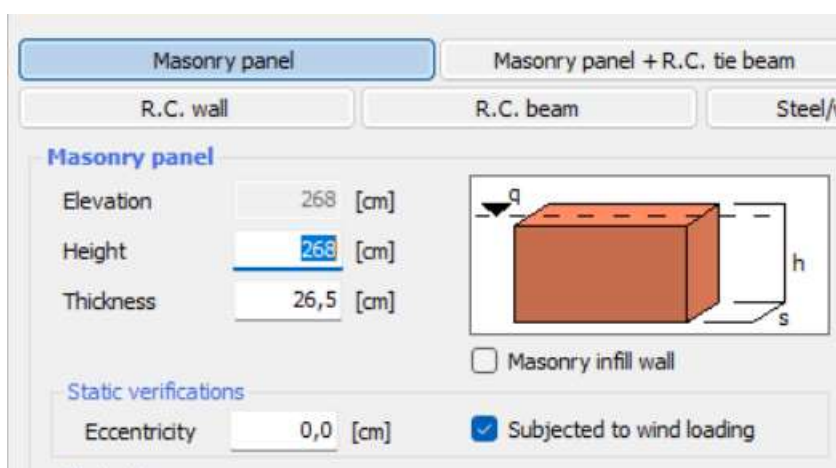


Figura 4.2 – Modelação de uma parede alvenaria

Pavimentos

Conforme mencionado anteriormente, as escadas, em madeira, não foram incluídas no modelo devido à sua menor relevância para a análise em questão.

Este edifício só tem pavimentos de madeira, os quais são considerados pavimentos flexíveis. O pavimento de madeira é composto por vigas de madeira, um sistema de travamento conhecido como tarugos e tábuas de soalho (Figura 4.3).

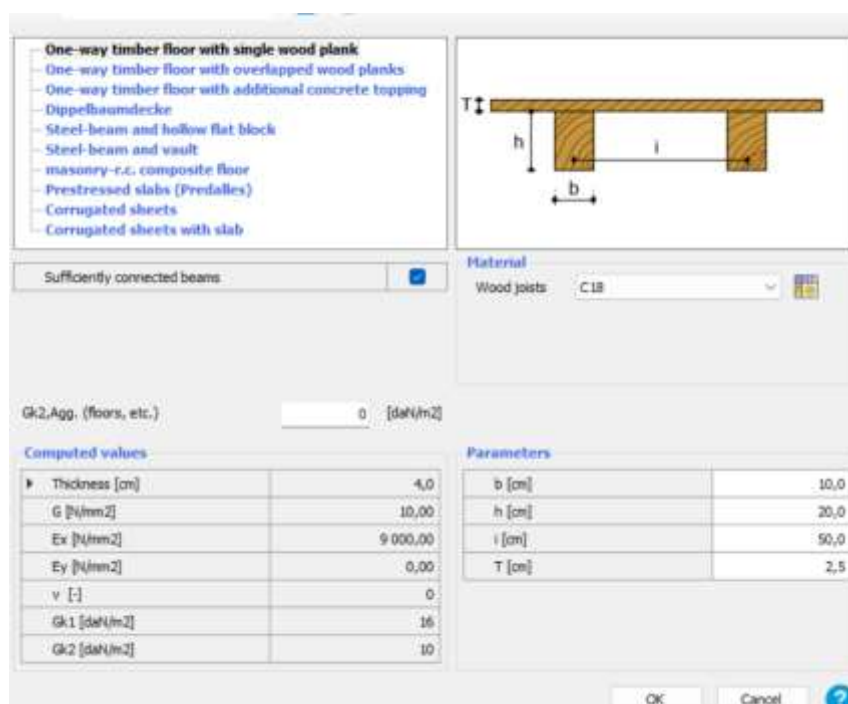


Figura 4.3 – Modelação do pavimento de madeira

Cobertura

Em relação à cobertura, as asnas de madeira foram simuladas como vigas de madeira simplesmente apoiadas nas empenas.

Vigas

No modelo numérico, foram incorporadas vigas de madeira (figura 4.2) em certas paredes, tanto para sustentar os pavimentos como para reforçar a cobertura, com o propósito de proporcionar apoio estrutural. Estas vigas são fictícias, não correspondendo a elementos reais do edifício, e foram modeladas de modo a permitir a análise sem causar erro no programa. Isso foi necessário devido à necessidade de garantir a interligação entre as paredes, formando uma estrutura fechada. Para garantir que essas vigas não influenciassem a avaliação estrutural, foram atribuídas características mecânicas reduzidas às mesmas.

Também foi necessário introduzir vigas metálicas (Figura 4.5) no modelo, uma vez que o Tremuri encontrava dificuldades devido ao colapso das vigas de madeira inicialmente inseridas. Especificadamente, esse problema ocorreu nas paredes 20, 21 e 22 do rés-do-chão representadas na Figura 4.6. Como solução, as vigas de madeira foram substituídas por vigas metálicas do tipo IPE200, permitindo assim uma análise mais precisa e eficaz do comportamento estrutural nessas áreas específicas. Em comparação com vigas de madeira,

a viga metálica introduzida demonstra uma rigidez superior. No entanto, para possibilitar a análise pelo programa, foi necessário utilizar vigas metálicas.

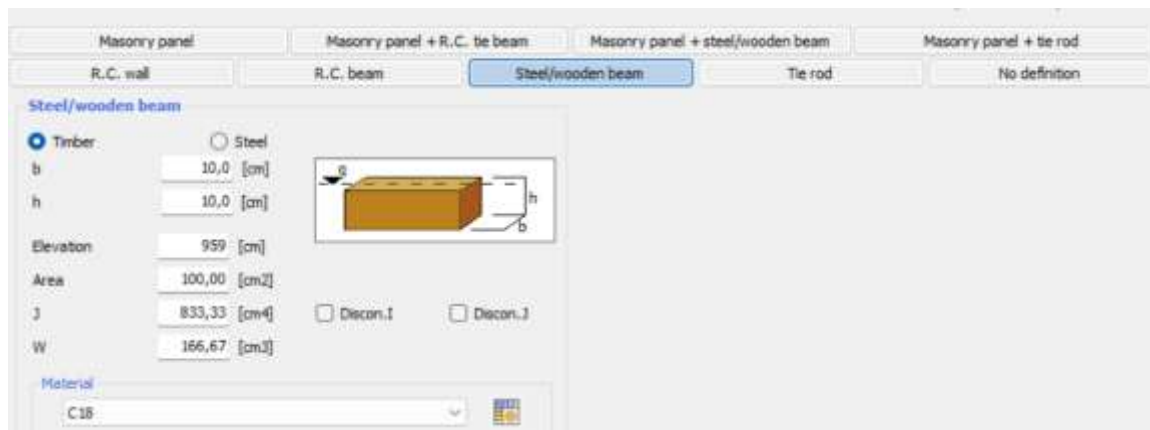


Figura 4.5 – Modelação das vigas de madeira no programa

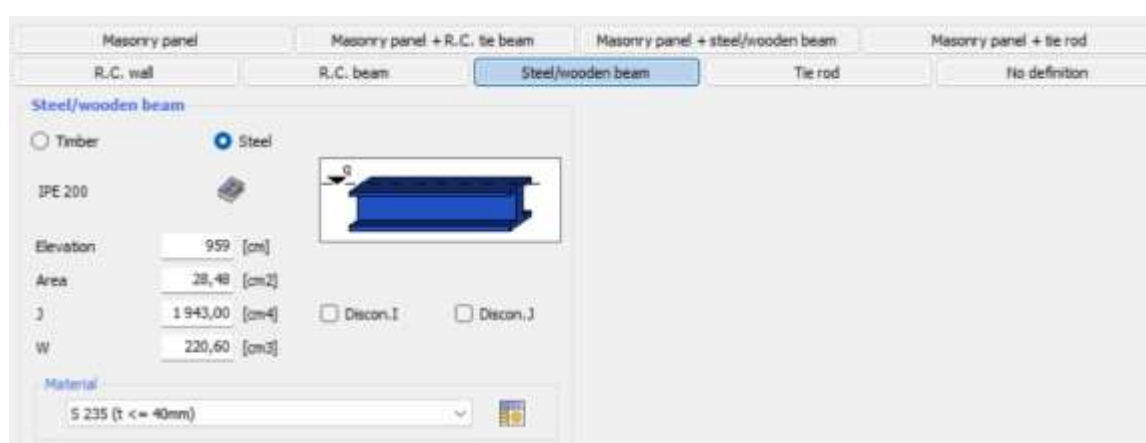


Figura 4.4 – Modelação das vigas metálicas no programa

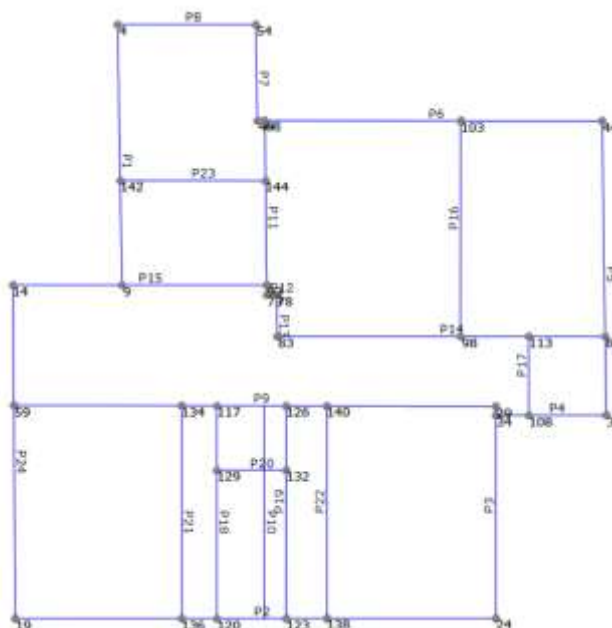


Figura 4.6 – Paredes definidas pelo programa

A Figura 4.7 mostra a geometria do modelo geral 3D, definido no programa de análise 3Muri.

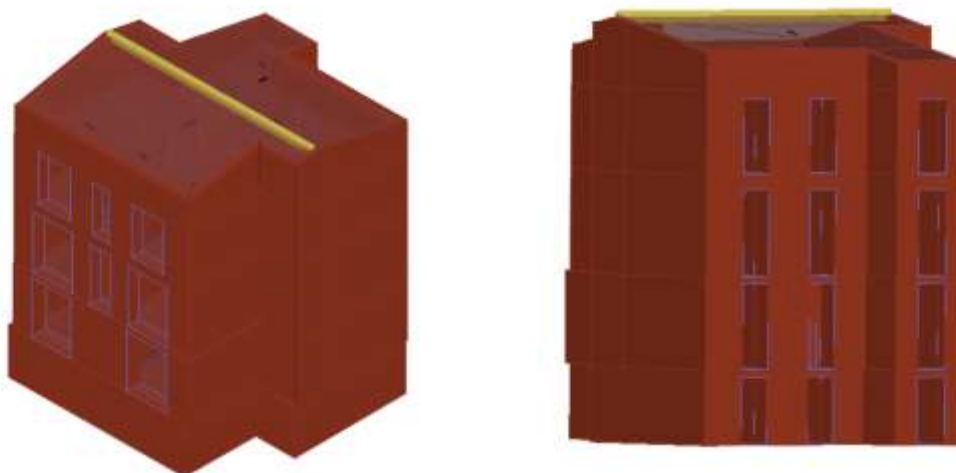


Figura 4.7 – Vista 3D edifício em análise: fachada principal (esq.); fachada posterior (dir.)

Na Figura 4.8 é exibida a malha de macroelementos automaticamente gerada em 3D, enquanto as Figuras 4.9 e 4.10 mostram a malha de macroelementos em 2D.

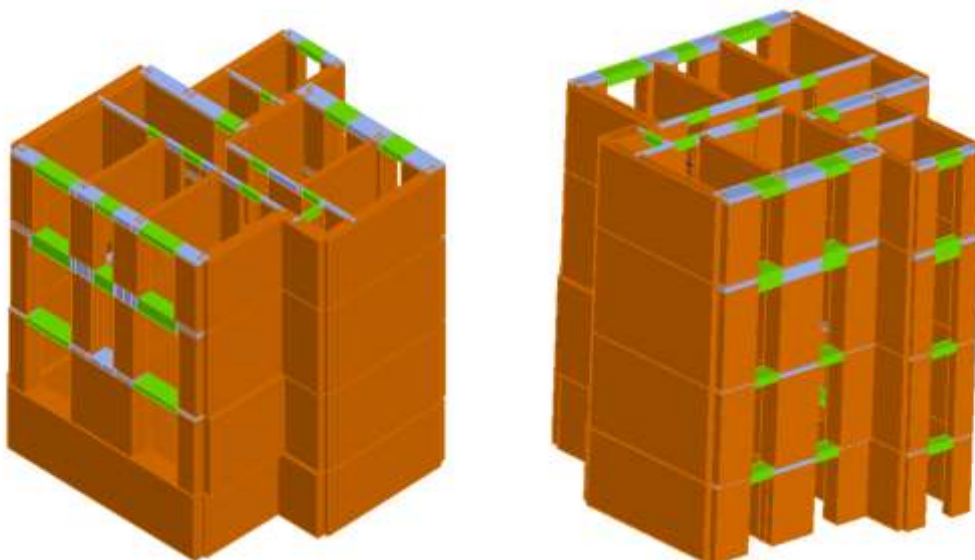


Figura 4.8 – Malha de macroelementos

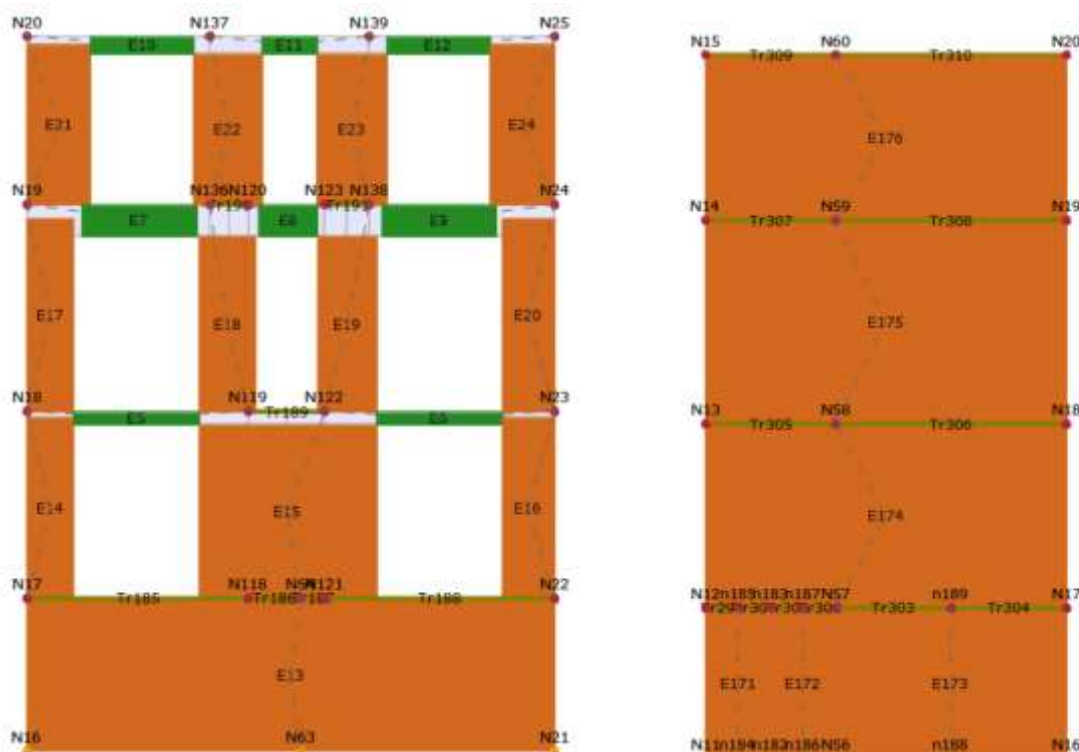


Figura 4.9 – Vista 2D da malha de macroelementos: Fachada principal (à direita); parede de empena (à esquerda)

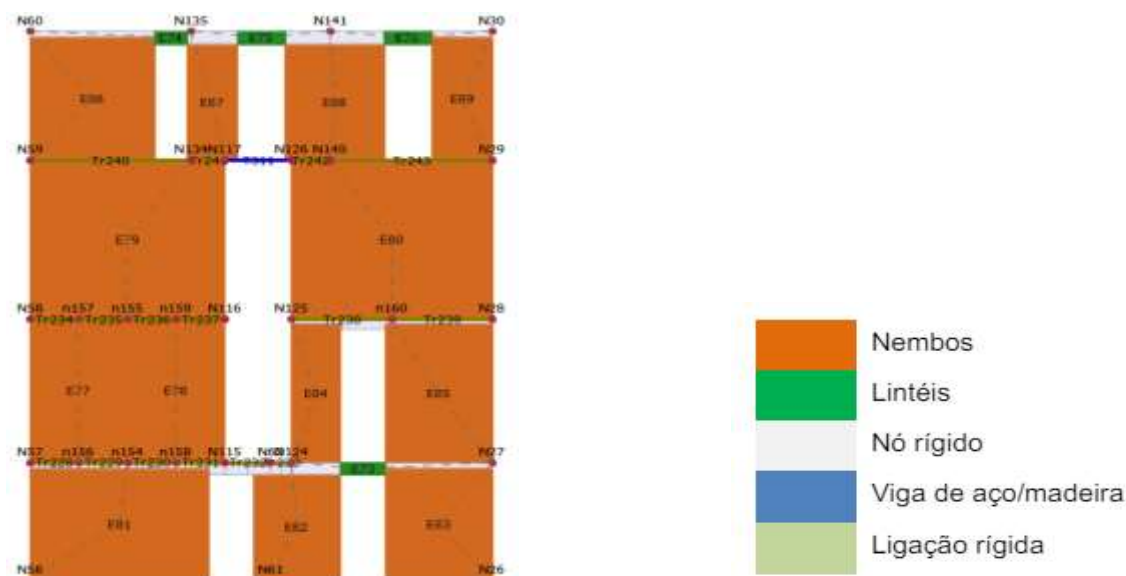


Figura 4.10 – Vista 2D da malha de macroelementos: Fachada principal (dir.); Parede de empenta (esq.)

4.5. Definição do Espectro de Resposta Sísmica Elástico

Na configuração, ou definição, do espectro de resposta elástico, o programa Tremuri oferece duas opções: paramétrica e personalizada. A opção selecionada foi a paramétrica, na qual é necessário especificar o estado limite a considerar, a aceleração de referência e o tipo de solo de fundação.

Para o solo de fundação, conforme mencionado anteriormente, foi definido o tipo C.

O edifício em análise é classificado como corrente, com uma classe de importância II, resultando em um coeficiente de importância de $\gamma_I = 1$. Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3, para edifícios de classe de importância II, a análise de segurança contra a ação sísmica é necessária apenas para o estado limite de Danos Severos (SD).

Os valores de aceleração a_{gR} apresentados no Quadro 4.3 referem-se a edifícios novos, conforme estabelecido pelo Eurocódigo 8 – Parte 1. Para edifícios existentes, esses valores são ajustados de acordo com os fatores associados ao estado limite. (Eurocódigo 8 -Parte 3). Estes fatores são (Continente) de 75% para o sismo do tipo 1 e 84% para o sismo do tipo 2. Além disso, de acordo com a Portaria 302 de 2019, para a avaliação da vulnerabilidade de edifícios existentes, é recomendado considerar 90% do valor corrigido

anteriormente mencionado. Os valores de aceleração corrigidos, para Coimbra, introduzidos no 3Muri, estão apresentados no Quadro 4.6.

Tipo de sismo	a_{gR}	$a_{gR,SD}$	$a_{gR,SD,P302}$
1	0.35	0.263	0.237
2	1.10	0.924	0.832

Quadro 4.6 – Aceleração (m/s^2) de referência à superfície de um terreno de tipo A, de acordo com o Eurocódigo 8 -Parte 1, Eurocódigo 8 -Parte 3 e valor reduzido considerado

4.6. Análise de Resultados

Foi realizado a análise não linear para forças gravíticas relativas à situação de projeto sísmico constantes e variação do carregamento lateral proporcionalmente a um parâmetro, determinado para cada valor deste, ao qual corresponde uma força de corte basal, o valor médio do deslocamento de controlo. O conjunto de pares de deslocamento de controlo e força basal definem a curva de capacidade. Era de se esperar que o programa seleccionasse os nós de controle, porém, como não foi o caso, optou-se por escolher manualmente 4 nós de controle, nomeadamente: 15, 45, 20 e 25 (Figura 4.6 número de nós definidos pelo 3Muri), localizados na cobertura e em pontos periféricos do edifício. (Eurocódigo 8 – Parte 1)

Neste contexto, visando alcançar a condição mais desfavorável para a verificação da segurança sísmica do edifício, foram seleccionadas as 24 ($2 \times 2 \times 1 \times 2 \times 3$) combinações de análise disponibilizadas pelo programa. Essa seleção considerou o tipo de ação sísmica, o padrão de forças laterais, a direção (apenas perpendicularmente à fachada principal), o sentido e a excentricidade accidental. Só se considerou a direção referida por causa da tipologia em banda deste arruamento.

De acordo com o estabelecido na norma, foram conduzidas diversas verificações. Conforme o Eurocódigo 8 – Parte 3, na avaliação global da segurança, compara-se (uma medida d) a exigência global com a capacidade global do edifício. Para o estado limite de danos severos esta verificação é expressa pela inequação:

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

em que:

D_D – representa a exigência na estrutura;

D_{SD} – representa a sua capacidade.

Em termos numéricos, o valor de D_D é derivado do deslocamento alvo d_t , obtido a partir do espectro de resposta elástica, em relação ao deslocamento de um sistema equivalente com 1 grau de liberdade. Já o D_{SD} é obtido considerando $\frac{3}{4}$ do valor do deslocamento último d_u determinado pelo Tremuri, o qual corresponde ao deslocamento quando o esforço de corte basal, na fase de amaciamento após o corte basal máximo, atinge 80% deste valor.

Se a inequação anterior for satisfeita, a estrutura atende aos critérios de segurança para o Estado Limite de Danos Severos (SD).

Na figura 4.9 é apresentado a legenda de cores utilizado pelo Tremuri para a caracterização do dano.

	Não danificado
	Plasticidade Incipiente
	Dano por corte
	Dano por corte incipiente
	Rotura por corte
	Dano por flexão
	Rotura por flexão incipiente
	Rotura por flexão
	Dano severo
	Rotura por compressão
	Rotura por tração
	Rotura durante a fase elástica
	Elemento ineficaz

Figura 4.11 – Legendas de cores dos danos nos painéis de alvenaria (Machango, 2022)

Como referido anteriormente só foi feita a análise pushover na direção Y perpendicular ao arruamento nos 4 nós de controle. A ação sísmica do tipo 2 é considerada a mais desfavorável. Nesta direção o menor valor de α_{SD} (fator de verificação à ação sísmica, associado ao estado limite de danos severos) é igual a 0.953 para a verificação 19, com uma excentricidade de 59.4 cm, observados no nó de controle 15. Este é o único nó onde a

desigualdade 4.3 não é satisfeita, por isso só se vai apresentar os valores para este nó. A Figura 4.12 ilustra as análises realizadas para o nó 15 sob a ação sísmica tipo 2.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	α SD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	0,00	1,57	8,09	4,447
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	0,00	2,08	10,27	4,680
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	0,00	1,50	3,50	2,095
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	0,00	1,96	4,72	2,293
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	0,00	0,24	0,66	1,929
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	0,00	0,32	0,54	1,360
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	0,00	0,27	2,76	4,849
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	0,00	0,35	2,70	3,973
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	59,45	1,61	6,12	3,359
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	-59,45	1,54	6,39	3,591
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	59,45	2,04	3,38	1,621
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	-59,45	2,04	10,72	4,946
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	59,45	1,68	4,36	2,368
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	-59,45	1,52	2,88	1,733
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	59,45	2,04	4,89	2,297
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	-59,45	1,97	4,68	2,259
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	59,40	0,19	0,24	1,258
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	-59,40	0,28	1,86	3,488
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	59,40	0,25	0,24	0,953
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	-59,40	0,37	1,02	1,838
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	59,40	0,22	0,54	1,779
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	-59,40	0,32	1,62	2,976
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	59,40	0,29	0,60	1,467
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	-59,40	0,40	2,70	3,704

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Figura 4.12 – Análises realizadas para o nó 15

O 3muri na Figura 4.13 apresenta que a verificação não é satisfeita, por isso para este ponto não para o estado limite de danos não é satisfeita.

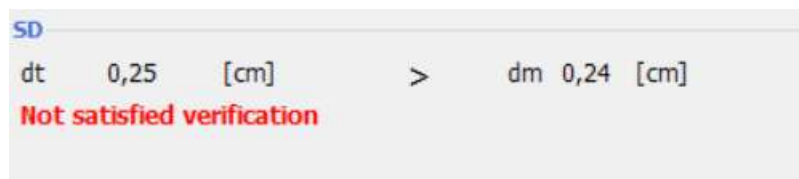


Figura 4.13 – Valores de d_t e de d_m

Na Figura 4.14 é apresentada a curva de capacidade para esta ação sísmica, sendo o eixo das ordenadas a força de corte basal V (daN) e no eixo das abcissas o deslocamento (cm).

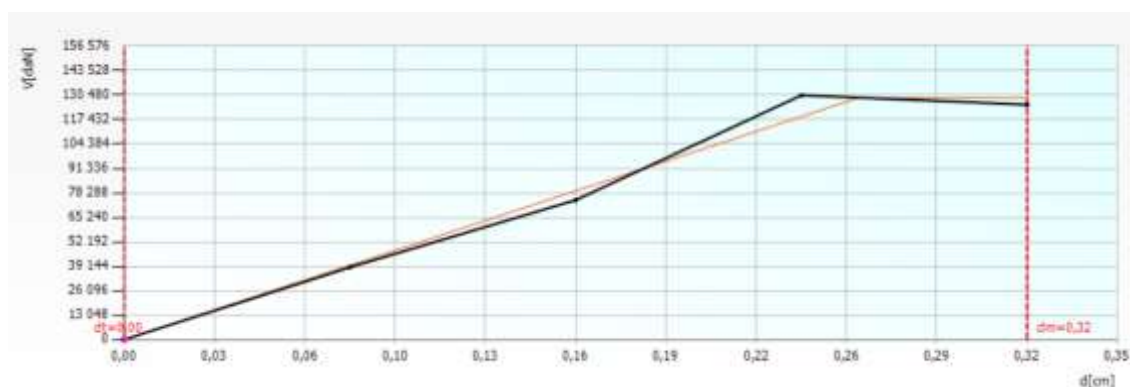


Figura 4.14 – Curva de capacidade para a ação sísmica tipo 2 na direção Y

O valor do deslocamento alvo (d_t) determinado pelo Tremuri é 0,25 cm, por isso para a ação sísmica tipo 2 não é satisfeita a inequação (4.3) e é cumprido os requisitos de segurança do estado limite de danos severos.

As figuras seguintes apresentam os danos causados pela ação sísmica tipo 2 em algumas paredes do edifício, com base na Figura 4.11.

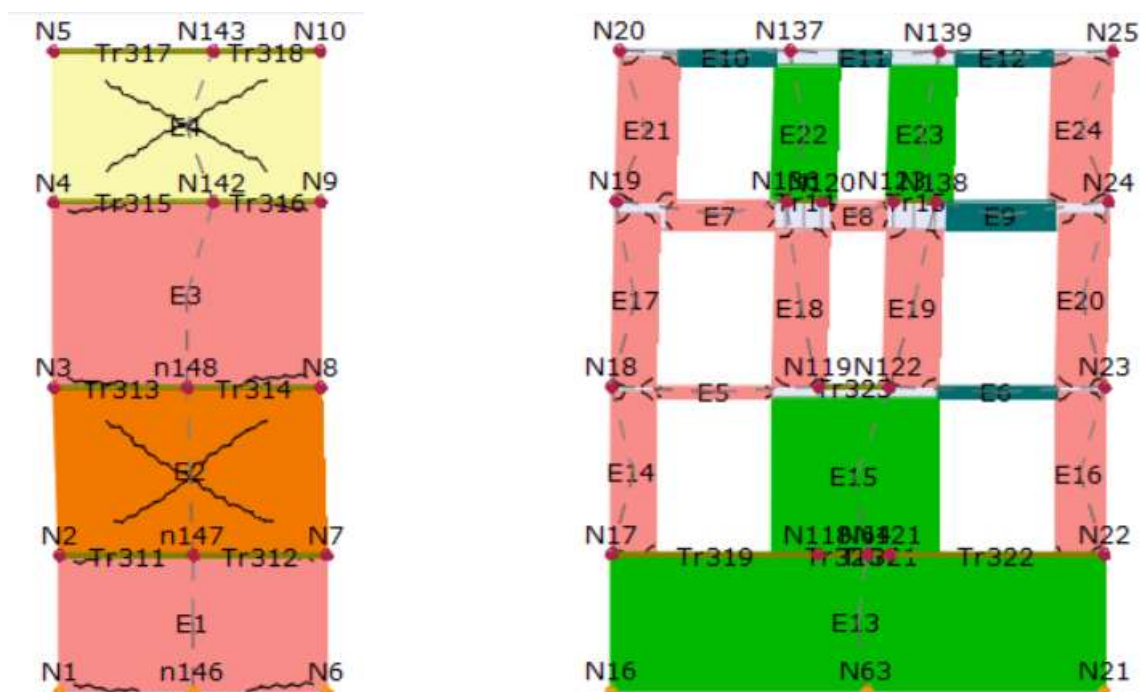


Figura 4.15 – Danos observados nas paredes P1 e P2

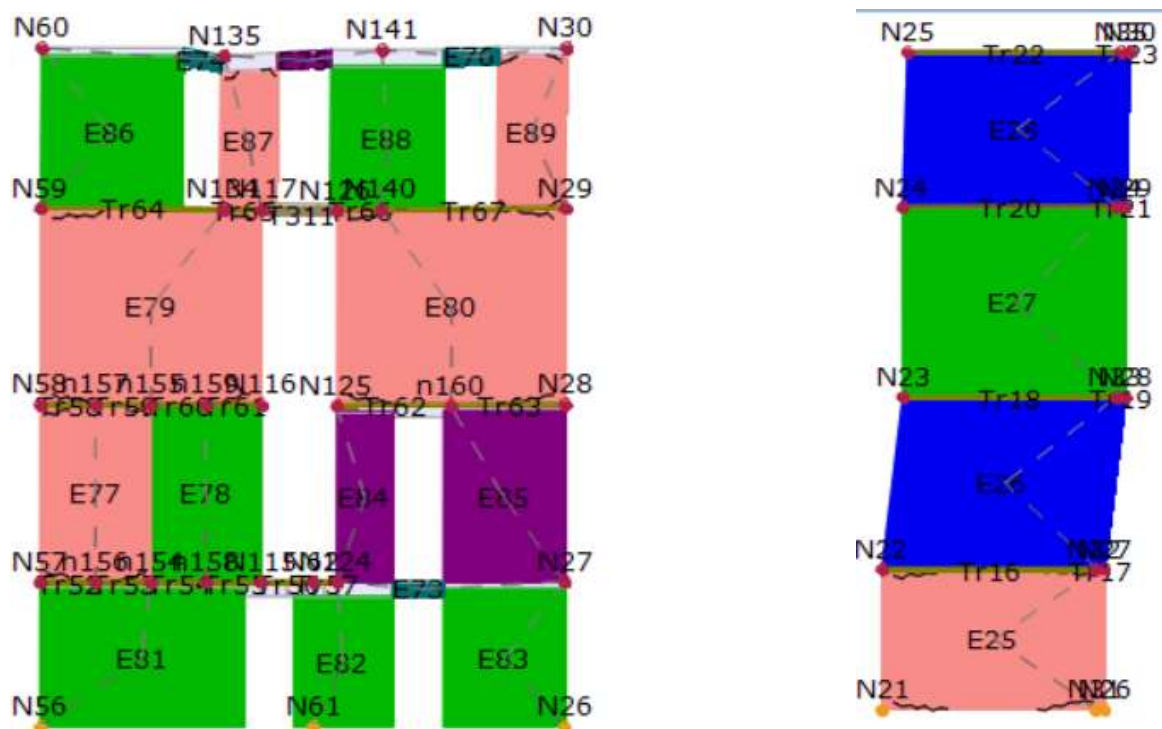


Figura 4.16 – Danos observados nas paredes P3 e P9

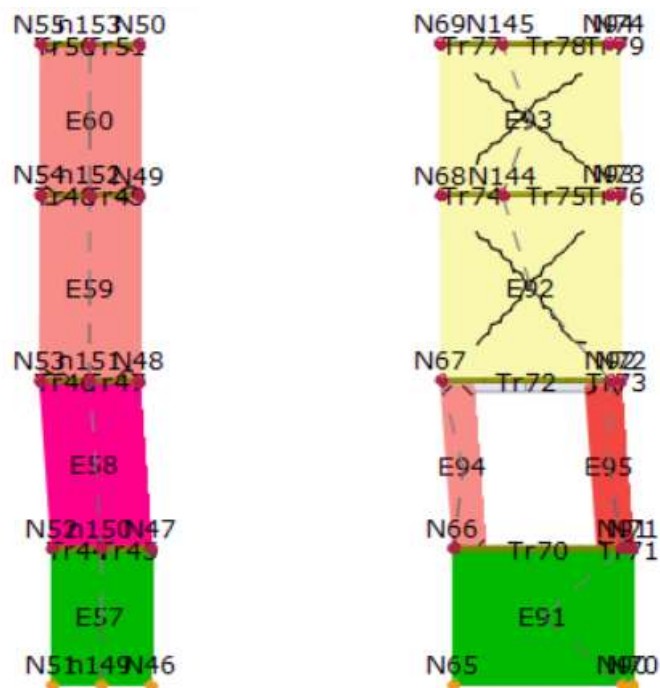


Figura 4.17 – Danos observados nas paredes P7 e P11

Para ação sísmica tipo 1 são cumpridos todos os requisitos relativos ao estado limite de danos severos. O menor valor de α_{SD} é 3.345 na direção Y. A Figura 4.18 apresenta a verificação das análises para a ação sísmica tipo 1.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	α SD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	0,00	0,35	7,69	15,649
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	0,00	2,08	10,27	4,680
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	0,00	1,50	3,50	2,095
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	0,00	1,96	4,72	2,293
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	0,00	0,07	0,66	6,772
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	0,00	0,09	0,54	4,773
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	0,00	0,08	2,76	17,024
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	0,00	0,10	2,70	13,949
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	59,45	1,61	6,12	3,359
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	-59,45	0,00	0,00	0,000
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	59,45	2,04	3,38	1,621
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	-59,45	2,04	10,72	4,946
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	59,45	1,68	4,36	2,368
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	-59,45	1,52	2,88	1,733
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	59,45	2,04	4,89	2,297
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Static forces	-59,45	1,97	4,68	2,259
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	59,40	0,05	0,24	4,418
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	-59,40	0,08	1,86	12,245
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	59,40	0,07	0,24	3,345
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Static forces	-59,40	0,11	1,02	6,453
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	59,40	0,06	0,54	6,244
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	-59,40	0,09	1,62	10,447
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	59,40	0,08	0,60	5,152
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Static forces	-59,40	0,12	2,70	13,003

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Figura 4.18 – Análises realizadas para ação sísmica tipo 1 (Nó 15)

Como se pode observar na imagem 4.19 é satisfeita a condição.

SD	dt	0,07	[cm]	<=	dm	0,24	[cm]
Satisfied verification							

Figura 4.19 – Valores de d_t e d_m

A Figura 4.20 apresenta a curva de capacidade para a ação sísmica tipo 1.

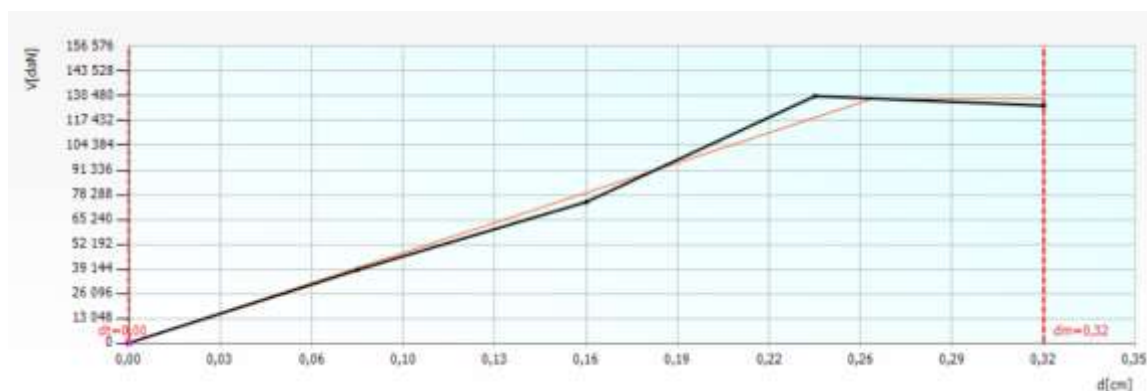


Figura 4.20 – Curva de capacidade para ação sísmica tipo 1 (Nó 15)

4.7. Discussão de Resultados

Neste capítulo, foram conduzidas análises estáticas não lineares para avaliar o desempenho sísmico do edifício em estudo, utilizando o método N2 conforme proposto no Eurocódigo 8. Para este propósito, foi empregue o software 3Muri, que possibilitou a modelação tridimensional do edifício. Este programa determinou os parâmetros de avaliação da segurança sísmica, como o deslocamento alvo (d_t) e o deslocamento último (d_u), e permitiu visualizar os danos previsíveis nas paredes de alvenaria.

O desempenho global não é seguro para os dois tipos de ação sísmica, para o estado limite de danos severos, sendo a ação sísmica tipo 2 a mais crítica, pois tem menor valor da razão α_{SD} .

Nas figuras apresentadas, observa-se que os danos, observa-se que a maioria dos danos são predominantemente causados por flexão, havendo também alguns danos atribuídos ao corte, enquanto em menor quantidade podem ser observadas falhas por compressão e flexão.

Com esse tipo de análise, é possível identificar nos nêmbos as áreas mais vulneráveis na estrutura e determinar os locais que requerem reforço para mitigar essas vulnerabilidades.

5. Conclusão

5.1. Considerações Finais

Neste estudo, realizou-se uma avaliação da segurança sísmica de um edifício existente situado em Coimbra, construído em alvenaria de pedra irregular. Para alcançar esse objetivo, utilizou-se o software Tremuri para realizar uma análise estática não linear.

É importante ressaltar que o edifício em questão é um edifício em banda, ou seja, está aderido aos dois lados a outros edifícios. Para uma análise mais precisa da segurança sísmica, seria ideal incorporar os edifícios vizinhos no modelo do programa. Contudo, devido à falta de informações sobre as plantas desses edifícios, eles não foram incluídos, o que pode afetar a avaliação da segurança sísmica do edifício em estudo. Esta omissão pode resultar em uma subestimação dos efeitos sísmicos reais, uma vez que a interação entre edifícios adjacentes desempenha normalmente um papel significativo no comportamento sísmico de estruturas em banda. Além disso, foi necessário definir (arbitrar) o tipo de solo, uma variável que pode influenciar a resposta sísmica do edifício. No entanto, a falta de uma inspeção detalhada no edifício, que resultaria em informação fundamental para este tipo de análise, também pode condicionar os resultados. A ausência de informações geotécnicas específicas sobre o terreno subjacente pode limitar a precisão das previsões sobre o comportamento sísmico da estrutura.

É igualmente relevante destacar que as paredes de tabique foram incluídas no modelo do programa, mesmo sendo consideradas elementos não estruturais. No entanto, foram atribuídas características reduzidas a essas paredes, a fim de minimizar seu impacto na análise. Esta decisão é crucial, pois, mesmo com características reduzidas, as paredes de tabique ainda proporcional algum travamento aos demais elementos estruturais, influenciando assim o comportamento global da estrutura frente a cargas sísmicas. Tal como as paredes de tabique, também as vigas de madeira fictícias inseridas no programa foram modeladas com características reduzidas para minimizar seu impacto na análise.

Como este edifício é de classe de importância II só foi feita a análise para o estado limite de danos severos. A avaliação da segurança foi conduzida através da comparação entre a capacidade estrutural global e uma exigência ligeiramente inferior ao estado limite de danos severos (ou seja, a redução de 10% definida na Portaria 302). Este procedimento teve como objetivo avaliar o cumprimento dos requisitos de desempenho estabelecidos para o edifício, visando garantir sua adequação e resistência frente a eventos sísmicos.

Em conclusão, este trabalho demonstra a importância de realizar uma avaliação da segurança em edifícios existentes, mesmo em áreas onde a atividade sísmica é geralmente considerada não crítica. Este tipo de avaliação é essencial durante projetos de reabilitação, garantindo que a estrutura seja adequadamente avaliada quanto à sua resistência sísmica. Caso seja identificada qualquer vulnerabilidade estrutural, é crucial que a intervenção inclua medidas de reabilitação sísmica para melhorar a capacidade de resistência do edifício a eventos sísmicos. Por outro lado, se a intervenção de reabilitação alterar a estrutura ou massas originais, também é necessário avaliar a segurança sísmica da solução proposta.

5.2. Desenvolvimentos Futuros

A seguir, destacam-se alguns pontos a considerar em trabalhos futuros relacionados à temática abordada nesta dissertação:

1. Investigação adicional sobre a interação entre edifícios em banda e seu impacto na segurança sísmica, incluindo a incorporação de edifícios vizinhos nos modelos de análise quando possível;
2. Realização de uma inspeção detalhada nos edifícios em estudo para obtenção de informações precisas, incluindo geotécnicas, essenciais para análises sísmicas mais rigorosas;
3. Exploração de técnicas avançadas de modelação para incluir com mais precisão elementos não estruturais, como paredes de tabique e vigas de madeira fictícias, de forma a capturar com maior fidelidade o seu efeito no comportamento global da estrutura;
4. Avaliação da eficácia de diferentes estratégias de reforço sísmico em edifícios antigos de alvenaria, procurando identificar as soluções mais adequadas para melhorar sua capacidade de resistência a eventos sísmicos;
5. Estudo comparativo entre diferentes métodos de análise sísmica, como análise estática não linear, análise modal com espectro de resposta e análise da resposta sísmica no tempo, para determinar a abordagem mais apropriada em diferentes contextos e cenários de projeto.

6. Bibliografia

Appleton, João. 2011. *Reabilitação de edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*. s.l. : Amadora: Edições Orion, 2011.

Bento, Rita. 2015. Reabilitação sísmica de edifícios antigos de alvenaria. *Seminário de Paredes de Alvenaria Lisboa*. 2015, pp. 83-103.

Beyer, Katrin. 2012. Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Engineering Structures*. 2012, pp. 533-547.

Candeias, Paulo. 2008. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho : Tese de Doutoramento, 2008.

Candeias, Paulo, et al. 2020. *Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 - Parte 3 - Anexo C (Informativo) - Edifícios de alvenaria*. 2020.

Cardoso, Igor Filipe Garrote. 2021. O levantamento de um edifício antigo em Coimbra tendo em vista a sua reabilitação. *Tese de Mestrado* . 2021.

Cattari, S. e Lagomarsino, S. 2008. A Strength Criterion For The Flexural Behaviour of Spandrels in Un-reinforced Masonry Walls. 2008.

DATA, S.T.A. *Help 3Muri*.

Decanini, Luis, et al. 2004. Performance of Masonry Buildings During the 2002 Molise, Italy, Earthquake. 2004.

Falcão, S. S. 2002. *Performance Based Seismic Design*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa : Tese de Mestrado, 2002.

Ferreira, Ana Margarida Oliveira Louro. 2014. *Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade de Lisboa : Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas, 2014.

Galasco, Alessando, et al. 2004. *Non-linear seismic analysis of masonry structures*. Vancouver, B.C., Canada : 13th world conference on earthquake engineering, 2004.

Gambarotta, Luigi e Lagomarsino, Sergio. 1996. On dynamic response of masonry panels. 1996.

Gouveia, João e Lourenço, Paulo. 2006. O eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria. 2006.

- Haach, Vladimir G., Vasconcelos, Graça e Lourenço, Paulo B. 2011.** Influence of aggregates grading and water/cement ratio in workability and hardened properties of mortars. *Construction and Building Materials*. 2011, pp. 2980-2987.
- Krawinkler, Helmut e Seneviratna, G.D.P.K. 1998.** Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*. 1998, pp. 452-464.
- Lagomarsino, Sergio, et al. 2013.** Tremuri program: An equivalent frame model for nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*. 2013, pp. 1787-1799.
- Lourenço, Paulo B., Mendes, Nuno e Marques, Rui. 2009.** Earthquake design and assessment of masonry structures: review and applications. *Trends in Civil and Structural Engineering Computing*. 2009, pp. 77-101.
- Machango, Nilza Eunito. 2022.** Tese de Mestrado . *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria tradicional de acordo com o eurocódigo 8 - Parte 3*. 2022.
- Magenes, Guido. 2000.** A method for pushover Analysis in seismic assessment of masonry buildings. 2000.
- Magenes, Guido e Fontana, A. Della. 1998.** *Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings*. University of Pavia : s.n., 1998.
- Magenes, Guido. 2000.** Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. 2000.
- Magenes, Guigo e Calvi, Gian Michele. 1997.** *In-plane seismic response of brick masonry walls*. 1997.
- Marques, Rui Filipe Pedreira. 2012.** Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada. Universidade do Minho: Tese de Doutoramento : s.n., 2012.
- Moreira, Francisco José da Costa. 2023.** Tese de Mestrado . *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício em alvenaria na região centro*. 2023.
- Murty, C.V.R. 2003.** How do Brick Masonry Houses behave during earthquakes. 2003.
- Normalização, C.E. 2009.** *NP EN 1990: Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas*. Bruxelas: European Committee for Standardization : s.n., 2009.

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: Europeans Comitte for Standardization : s.n., 2018.

—. **2009.** *NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.* Bruxelas: European Comitte for Standardization : s.n., 2009.

—. **2005.** *NP EN 1996-1-1: Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada .* Bruxelas: European Comitte for Standardization : s.n., 2005.

—. **2017.** *NP EN 1998-3: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.* Bruxelas: European Comitte for Standardization : s.n., 2017.

Penã, Fernando, et al. 2010. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Engineering Structures.* 2010, pp. 1466-1478.

Pinho, Fernando Farinha da Silva. 2007. Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados. Dissertação para obtenção do Doutoramento, 2007.

Pinto, Jorge, et al. 2011. Caracterização de paredes tradicionais de tabique. 2011.

Pires, André, Guedes, João Miranda e Iharco, Tiago. 2016. Análise de paredes de tabique: estudo numérico. s.l. : Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, 2016.

Rita Bento, Mário Lopes. 2010. Concepção, modelação estratégias de reforço e análise sísmica de estruturas antigas. Lisboa : IST, 2010.

Roque, João. 2002. Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria. Escola de Engenharia da Universidade do Minho : Dissertação em Engenharia Civil, 2002.

Simão, Ricaro José Luís. 2017. Tese de Mestrado. *Avaliação do desempenho sísmico de edifício antigo em Lisboa.* 2017.

Sorrentino, Luigi, et al. 2016. Review of out-of-plane Seismic Assessment Techniques Applied to Existing Masonry Buildings. 2016, pp. 2-21.

Vasco Bernardo, Alfredo Campos Costa, Aníbal Costa, José Manuel Catarino, Paulo X.