

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE SOLUÇÕES DE INTERVENÇÃO ESTRUTURAL EM PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS EM ZONAS SÍSMICAS

EDGAR PAULO MONTEIRO AURÉLIO

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

Orientador: Professor Doutor Abel Ribeiro Henriques

Acompanhamento dos trabalhos na empresa: Eng. António Manuel Sampaio Guedes

JUNHO 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*,

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

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

A mim mesmo

Aprender é como remar contra a corrente: quem para, recua

Provérbio africano

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Abel Ribeiro Henriques, pela orientação rigorosa, disponibilidade permanente e pelo acompanhamento dedicado ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Miguel Ferraz, pelo contributo académico e apoio prestado no decurso deste trabalho.

À Core Concept e, em particular, ao engenheiro Artur Castro, por ter tornado possível a realização do presente trabalho, bem como aos engenheiros António Guedes, Rui Costa, Marcelo Coelho e Inês Pacheco, pela disponibilidade demonstrada e pelo apoio prestado nas diferentes fases do projeto.

À minha família, em especial aos meus pais Arão Cachiñavissa Aurélio e Augusta Raúl Lucas e aos meus irmãos Jackson, Sócrates, António, Edne, Pompeu, Anderson, Adelaide e Amélia pelo apoio incondicional, incentivo constante e motivação ao longo de todo este percurso académico.

Aos meus colegas e companheiros de faculdade Pedro Guterres, Admiro Paixão, José Neto, Daniela Simões, João Rodrigues, Diogo Almeida e Mafalda Morais pelo companheirismo, espírito de entreajuda e pelos momentos partilhados ao longo desta etapa.

Estendem-se ainda os agradecimentos aos meus amigos fora do contexto académico Ricardo Jorge, Manuel Júnior, Evandro Mánico, Adão Vunge, Bernardo Cangaia, Duany dos Santos e Riaan Robert pelo apoio moral e pelos momentos de descontração, fundamentais para a gestão do stress ao longo destes dois anos.

RESUMO

Os edifícios antigos de alvenaria de pedra constituem uma parte significativa do património edificado português, apresentando frequentemente vulnerabilidades estruturais associadas ao envelhecimento dos materiais e à reduzida capacidade de resposta às ações horizontais, em particular às ações sísmicas. Entre os elementos que mais influenciam o comportamento global destas construções destacam-se os pavimentos, cuja rigidez e capacidade de funcionamento como diafragma horizontal assumem um papel fundamental na distribuição das ações sísmicas pelos elementos resistentes.

A presente dissertação teve como objetivo avaliar diferentes soluções de intervenção estrutural aplicáveis aos pavimentos de um edifício antigo de alvenaria de pedra, considerando critérios de desempenho estrutural, comportamento sísmico, viabilidade construtiva, reversibilidade, impacto ambiental e custo de execução.

Para o efeito, foi realizado o estudo de um edifício representativo deste tipo de construção, procedendo-se à sua caracterização estrutural e à modelação numérica através do software Autodesk Robot Structural Analysis. A análise efetuada permitiu identificar as principais insuficiências da estrutura e definir três soluções de intervenção: o reforço do pavimento de madeira existente através da adição de vigas metálicas; a substituição dos pavimentos por lajes maciças de betão armado; e a substituição por um pavimento metálico com painéis OSB.

Os resultados obtidos evidenciaram diferenças significativas entre as soluções estudadas. A solução em betão armado apresentou maior rigidez global e melhor comportamento de diafragma, enquanto o reforço com vigas metálicas se destacou pela reduzida intrusão na estrutura existente, menor custo e maior compatibilidade com os princípios da reabilitação. A solução de pavimento metálico com painéis OSB revelou um desempenho intermédio, associado a um reduzido peso próprio e a uma melhoria do comportamento estrutural.

Conclui-se que a seleção da solução de intervenção mais adequada deve resultar de uma avaliação integrada dos diferentes critérios técnicos, económicos e ambientais, contribuindo para uma reabilitação estrutural mais eficiente e sustentável.

Palavras-chave: reabilitação estrutural; edifícios antigos; alvenaria de pedra; reforço sísmico; pavimentos de madeira.

ABSTRACT

Traditional stone masonry buildings constitute a significant part of the Portuguese built heritage and frequently exhibit structural vulnerabilities associated with material ageing and a limited capacity to resist horizontal actions, particularly seismic loads. Among the structural components that most influence the overall behaviour of these buildings are the floors, whose stiffness and ability to act as horizontal diaphragms play a fundamental role in the distribution of seismic forces to the vertical resisting elements.

The aim of this dissertation was to evaluate different structural intervention strategies applicable to the floors of a traditional stone masonry building, considering structural performance, seismic behaviour, constructability, reversibility, environmental impact and execution cost.

To achieve this objective, a representative case study building was selected and subjected to structural characterisation and numerical modelling using Autodesk Robot Structural Analysis. The assessment carried out enabled the identification of the main structural deficiencies and the definition of three intervention solutions: strengthening the existing timber floor through the addition of steel beams; replacing the floors with reinforced concrete slabs; and replacing them with a steel floor system incorporating OSB panels.

The results highlighted significant differences between the solutions analyzed. The reinforced concrete solution provided the highest overall stiffness and the most effective diaphragm behaviour, whereas the strengthening solution based on the addition of steel beams stood out due to its reduced intrusion into the existing structure, lower cost and greater compatibility with rehabilitation principles. The steel floor system with OSB panels exhibited intermediate performance, combining low self-weight with improved structural behaviour.

It is concluded that the selection of the most appropriate intervention strategy should be based on an integrated assessment of technical, economic, and environmental criteria, thereby contributing to a more efficient and sustainable structural rehabilitation process.

Keywords: structural rehabilitation; traditional masonry buildings; seismic strengthening; timber floors; sustainability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2 MOTIVAÇÃO	3
1.3 OBJETIVO DE INVESTIGAÇÃO.....	3
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	7
2.1 REFORÇO DE ESTRUTURAS	7
2.1.1 Inspeção e diagnóstico	7
2.1.2 Danos estruturais.....	8
2.1.3 Intervenção em estruturas de madeira	18
2.1.4 Sistema construtivo de construções antigas ordinárias	20
2.1.5 Intervenção em estruturas tradicionais de alvenaria.....	28
2.1.6 Ações atuantes na estrutura	39
3 CASO DE ESTUDO: CARACTERIZAÇÃO, MODELAÇÃO E AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA	43
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	43
3.2 MODELAÇÃO NÚMERICA	49
3.2.1 Ações consideradas no projeto	53
3.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS	60
3.3.1 Análise das Fachadas	60
3.3.2 Análise dos pavimentos.....	62

4 INTERVENÇÃO ESTRUTURAL NO EDIFÍCIO EM ESTUDO E COMPARAÇÃO DAS DIFERENTES SOLUÇÕES.....	69
4.1 SOLUÇÃO PARA OS PISOS NO EDIFÍCIO EM ESTUDO	70
4.1.1 Reforço do pavimento de madeira através da adição de vigas metálicas....	70
4.1.2 Substituição do pavimento de madeira por uma laje de betão armado.....	77
4.1.3 Substituição do pavimento de madeira por um pavimento com estrutura metálica.....	84
4.2 COMPARAÇÃO DAS TRÊS SOLUÇÕES	92
5 CONCLUSÕES	97
ANEXOS	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Degradação de materiais em alvenarias: (a) perda de coesão; (b) humidade e cristalização de sais; (c) redução da capacidade resistente ; (d) ataque biológico . Gerada com Chat GPT, 04 de Março de 2026	9
Figura 2.2 - Principais mecanismos geradores de fissuração em alvenarias: (a) Assentamentos diferenciais; (b) variação de temperatura; (c) sobrecarga; (d) ação sísmica. Gerada com Chat GPT, 04 de Março de 2026	9
Figura 2.3 - Abertura de juntas (esquerda); Deslizamento relativo entre blocos (direita).....	10
Figura 2.4 - Rotura localizada de bloco pétreo. (Dreamstime, n.d.)	10
Figura 2.5 - Embarrilamento de parede de alvenaria: (a) estado inicial; (b) início da deformação; (c) embarrilamento desenvolvido. Gerada com Chat GPT, 05 de Março de 2026	11
Figura 2.6 - Separação entre paredes ortogonais por ausência de amarração. Gerada com Chat GPT, 05 de Março de 2026.....	11
Figura 2.7 - Falta de manutenção, Sábado, 16 de abril de 2026, https://www.sabado.pt/	13
Figura 2.8 - Cristalização de sais, Construção Magazine, 16 de Março de 2026, https://www.construcaomagazine.pt/	14
Figura 2.9 - Degradação do material, Construção Magazine, 16 de Março de 2026, https://www.structurevalue.com/	15
Figura 2.10 - Destacamento de revestimento aplicado em intervenção devido à incompatibilidade das matérias, M. WOMERSELEYS, 16 de Março de 2026, https://www.mwomersleys.co.uk/	16
Figura 2.11 - Danos mecânicos devido ao desenvolvimento das raízes, cviewprojects, 16 de Março de 2026, https://www.cviewprojects.com.au/	16
Figura 2.12 - Reforço perfis metálicos/empalmes aplicados lateralmente, Lisboa, 16 de Abril de 2026, https://informacoeseservicos.lisboa.pt/	19
Figura 2.13 - Alvenaria ordinária (Botelho, 2023)	23
Figura 2.14 - Alvenaria aparelhada (Botelho, 2023)	24
Figura 2.15 - Alvenaria aparelhada (Botelho, 2023)	24
Figura 2.16 - Alvenaria de cantaria (Botelho, 2023).....	25
Figura 2.17 - Parede de uma folha (Botelho, 2023)	25
Figura 2.18 - Parede duas folhas com ligação (Botelho, 2023)	26
Figura 2.19 - Parede de duas folhas com ligação (Botelho, 2023)	26
Figura 2.20 - Parede de três folhas (Botelho, 2023)	27
Figura 2.21 - Antes e depois da aplicação da técnica "scuci-cuci" (Guedes, 2025b)	29
Figura 2.22 - Reposição ou melhoria do preenchimento de juntas (Guedes, 2025b)	30
Figura 2.23 - Introdução de conectores transversais (Guedes, 2025b).....	30
Figura 2.24 - Aplicação de reboco armado (Guedes, 2025b)	31
Figura 2.25 - Ancoragem da parede (Guedes, 2025b)	32

Figura 2.26 - Reforço sísmico de pisos com diagonais metálicas (Guerreiro, 2015)	35
Figura 2.27 - Reforço de pisos com diagonais e placas metálicas (Guerreiro, 2015)	36
Figura 2.28 - Soalho do duplo aplicado a 90 (esquerda), aplicado a 45 (direita) (Guerreiro, 2015)	36
Figura 2.29 - Exemplo de reforço sísmico de um piso com laje colaborante (Guerreiro, 2015)	37
Figura 2.30 - Exemplo de reforço sísmico de um piso com FRP (Guerreiro, 2015).....	39
Figura 2.31- Esforço provocados nas paredes resistentes por influência da ação sísmica (Marques, 2017)	41
Figura 2.32 - (a) Excessiva deformabilidade do pavimento conduzindo ao derrube das paredes perpendiculares à ação sísmica; (b) pavimento com comportamento rígido permitindo a transferência das ações horizontais para as paredes resistentes laterais, paralelas à direção da ação sísmica; (c) exemplos de diferentes mecanismos de colapso observados em paredes resistentes durante eventos sísmicos. Adaptado de Piazza et al. (2008).	42
Figura 3.1 - Estrutura do piso 0.....	44
Figura 3.2 - Plantas arquitetónicas do edifício: pisos -1 e 0	45
Figura 3.3 - Plantas arquitetónicas do edifício: pisos 1 e cobertura	46
Figura 3.4 - Alçados Norte e Este	46
Figura 3.5 - Alçados Sul e Oeste	46
Figura 3.6 – Biodeterioração das alvenarias.....	47
Figura 3.7 – Fissuração em parede de alvenaria.....	48
Figura 3.8 – Deformação do pavimento	48
Figura 3.9 - Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência (Candeias et al., 2020)	50
Figura 3.10 - Modelo de cálculo estrutural desenvolvido com recurso ao Autodesk Robot Structural Analysis	53
Figura 3.11 - Modo fundamental de vibração na direção X devido à ação sísmica	57
Figura 3.12 - Modo fundamental de vibração na direção Y devido à ação sísmica	58
Figura 3.13 - Tensões principais σ_{xx} nas paredes das fachadas Sul e Oeste	61
Figura 3.14 - Tensões principais σ_{xx} nas paredes das fachadas Norte e Este	61
Figura 3.15 - Tensões principais σ_{yy} nas paredes das fachadas Sul e Oeste	61
Figura 3.16 - Tensões principais σ_{yy} nas paredes das fachadas Norte e Este.....	62
Figura 3.17 - Tensões principais σ_{xy} nas paredes das fachadas Sul e Oeste	62
Figura 3.18 - Tensões principais σ_{xy} nas paredes das fachadas Norte e Este.....	62
Figura 3.19 - Deformação do pavimento (Piso 1) nas condições atuais	63
Figura 3.20 - Verificação dos perfis de madeira e aço constituintes do piso 0 para os Estados Limite Último (ELU), à esquerda, e de Serviço (ELS), à direita	64
Figura 3.21 - Deformação do pavimento (Piso 2) nas condições atuais	65
Figura 3.22 - Verificação dos perfis de madeira e aço constituintes do piso 0 para os Estados Limite Último (ELU), à esquerda, e de Serviço (ELS), à direita	66
Figura 4.1 - Plantas de alterações proposta (“vermelhos e amarelos”).....	70
Figura 4.2 - Deformação do pavimento após a adição de novas vigas metálicas.....	71

Figura 4.3 - Reforço do pavimento através da aplicação de tirantes	72
Figura 4.4 - Pormenor construtivo da ligação entre a parede de alvenaria e a viga metálica.	74
Figura 4.5 - Deformação da laje de betão armado.....	79
Figura 4.6 - Ligação da laje de betão através do perfil UNP.....	81
Figura 4.7- Deformação do pavimento metálico	85
Figura 4.8 - Pormenor da ligação entre os perfis metálicos do pavimento e a parede de alvenaria de pedra.....	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores médios, ou intervalos de valores de propriedades de alguns tipos de Alvenarias. Adaptado de Eurocódigo 8 – Parte 3 (CEN, 2024).	50
Tabela 3.2 - Relação entre níveis de conhecimento, método de análise e coeficientes de conhecimento (Adaptado do quadro 3.1 do Eurocódigo 3)	51
Tabela 3.3 - Parâmetros para a definição do piso de madeira	52
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas de cálculo adotadas para os elementos modelados, considerando a aplicação dos coeficientes de confiança	52
Tabela 3.5 - Cargas verticais consideradas no modelo estrutural	53
Tabela 3.6 – Parâmetros de cálculo adotados para a determinação da ação do vento e respetivas pressões finais.....	55
Tabela 3.7 - Parâmetros para a definição do espectro de resposta	56
Tabela 4.1 - Estimativa de custos da solução de reforço do pavimento de madeira através da adição de vigas metálicas.	75
Tabela 4.2 - Estimativa de custos da solução de substituição do pavimento de madeira por uma laje de betão armado.	82
Tabela 4.3 - Estimativa de custos da solução de substituição do pavimento de madeira por um pavimento com estrutura metálica.	89
Tabela 4.4 - Comparação qualitativa das três soluções analisadas	95

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

C_e - Coeficiente de exposição

C_r - Coeficiente de rugosidade

E - módulo de elasticidade [MPa]

f_c - resistência à compressão [MPa]

FRP - Polímero reforçado com fibras (Fiber Reinforced Polymer)

f_t - resistência à tração [MPa]

f_{v0} - resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (Coesão de Mohr-Coulomb) [MPa]

G - módulo de distorção [MPa]

GFRP - Polímero reforçado com fibra de vidro (Glass Fiber Reinforced Polymer)

G_K - Ação permanente característica

k_{def} - coeficiente de fluência

LF - Método das forças laterais (Lateral Force).

MRS - Análise modal por espectro de resposta (Modal Response Spectrum)

OSB - Painel de tiras de madeira orientadas (Oriented Strand Board)

P - Ação do pre-esforço

q - Coeficiente de comportamento

Q_K - Ação variável característica

V_m - Velocidade média

W_e - Pressão exercida pelo vento

w_{final} - Deformação/flecha final

w_{inst} - Deformação/flecha instantânea

W - peso volúmico [KN/m³]

γ_G - coeficiente parcial das ações permanentes

γ_Q - coeficiente parcial das ações variáveis

σ_{xx} - Tensão normal em x

σ_{xy} - Tensão de corte

σ_{yy} - Tensão normal em y

Ψ_0 - fator de combinação

Ψ_1 - fator de valor frequente

Ψ_2 - fator de valor quase permanente

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

A reabilitação estrutural do edificado existente constitui um dos principais desafios da engenharia civil contemporânea, particularmente em países com um elevado número de construções anteriores à introdução de regulamentação sísmica moderna. Em Portugal, esta problemática assume especial relevância, uma vez que, de acordo com os Censos 2021, o parque edificado nacional é constituído por aproximadamente 3,57 milhões de edifícios, dos quais cerca de 50 % foram construídos antes de 1981, data da entrada em vigor do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP). Consequentemente, uma parcela significativa do património construído foi concebida sem critérios de dimensionamento sísmico compatíveis com os requisitos atualmente estabelecidos pelo Eurocódigo 8.

Entre as tipologias mais representativas deste parque edificado destacam-se os edifícios em alvenaria resistente com pavimentos intermédios em madeira, amplamente disseminados em centros históricos e em numerosas zonas rurais. Estas construções caracterizam-se por um comportamento sísmico frequentemente condicionado pela reduzida resistência da alvenaria a esforços de tração e corte, pela limitada capacidade de dissipação de energia, pela insuficiente ligação entre paredes e pavimentos e pela ausência de mecanismos eficazes de transmissão de forças horizontais. A degradação acumulada dos materiais e das ligações estruturais ao longo da vida útil dos edifícios agrava estas limitações, contribuindo para a redução da capacidade resistente e para o aumento da vulnerabilidade sísmica.

A necessidade de intervenção neste património assume particular importância num país localizado numa região de perigosidade sísmica moderada a elevada, onde eventos históricos, como os sismos de 1531, 1755 e 1969, evidenciaram a vulnerabilidade do edificado tradicional. Neste contexto, a reabilitação estrutural constitui uma medida essencial para reduzir o risco sísmico, salvaguardar vidas humanas e preservar um património construído com elevado valor histórico, cultural e funcional.

O caso de estudo considerado nesta dissertação corresponde a um edifício tradicional localizado em Santana da Carnota, no concelho de Alenquer, inserido no contexto construtivo característico da região de Lisboa. O edifício é constituído por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos intermédios em madeira, representando uma tipologia amplamente disseminada no território nacional e particularmente relevante no âmbito da reabilitação sísmica.

Neste enquadramento, o reforço estrutural surge como uma estratégia fundamental para a melhoria do desempenho sísmico e para o prolongamento da vida útil do edificado existente. Contudo, a seleção da solução de intervenção mais adequada não deve basear-se exclusivamente no incremento da capacidade resistente, devendo integrar simultaneamente critérios de viabilidade económica, compatibilidade construtiva, impacto ambiental e sustentabilidade. A crescente adoção de princípios de economia circular e de redução da pegada carbónica na construção reforça a necessidade de metodologias que permitam comparar diferentes soluções de intervenção de forma objetiva e multidisciplinar.

Assim, a presente dissertação propõe a avaliação do desempenho sísmico de um edifício existente através de modelação numérica, bem como a análise comparativa de diferentes estratégias de reforço estrutural, recorrendo a soluções em betão, aço e madeira. A comparação é desenvolvida com base numa abordagem multicritério que integra indicadores de desempenho sísmico, viabilidade económica e impacto ambiental, visando identificar soluções de reabilitação estrutural que conciliem segurança, sustentabilidade e eficiência técnica.

1.2 MOTIVAÇÃO

Paralelamente ao enquadramento técnico europeu, a motivação subjacente ao presente trabalho encontra-se igualmente associada à necessidade de preservação e valorização do património edificado, particularmente em contextos urbanos sujeitos a dinâmicas de renovação construtiva. Verifica-se, com frequência, a substituição de edifícios existentes por novas construções de maior escala, muitas vezes sem uma avaliação aprofundada do potencial de reabilitação estrutural das estruturas preexistentes.

A demolição sistemática do edificado antigo implica não só a perda de valor histórico e identitário, mas também impactos ambientais significativos, decorrentes da produção de novos materiais e da gestão de resíduos de construção. Neste contexto, a reabilitação estrutural afirma-se como uma abordagem tecnicamente fundamentada e alinhada com os princípios da sustentabilidade urbana, independentemente da natureza das ações predominantes.

1.3 OBJETIVO DE INVESTIGAÇÃO

Os edifícios existentes apresentam, frequentemente, insuficiências estruturais face às exigências regulamentares atuais, resultantes da degradação dos materiais, da evolução dos critérios de dimensionamento ou da alteração das condições de utilização. Em regiões de perigosidade sísmica, esta vulnerabilidade assume particular relevância, uma vez que um desempenho estrutural inadequado pode favorecer mecanismos de colapso frágeis e comprometer a segurança das pessoas e dos bens.

Neste contexto, a seleção da solução de reforço estrutural mais adequada não deve basear-se exclusivamente no aumento da capacidade resistente da estrutura, mas resultar de uma avaliação integrada de múltiplos critérios, designadamente o desempenho estrutural e sísmico, a viabilidade económica, o impacto ambiental e a compatibilidade da intervenção com a estrutura existente.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo geral avaliar comparativamente diferentes soluções de reforço estrutural aplicáveis a um edifício existente localizado na região de Lisboa, analisando o seu desempenho sísmico, o impacto económico e o impacto ambiental, de forma a identificar a solução de intervenção mais adequada.

Para atingir este objetivo geral, definem-se os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar estruturalmente o edifício existente e avaliar o seu desempenho sísmico na condição original;
- Desenvolver modelos numéricos representativos do comportamento estrutural do edifício;
- Definir e modelar diferentes estratégias de reforço estrutural recorrendo a soluções em betão, aço e madeira;
- Comparar o desempenho das soluções propostas através de indicadores estruturais, incluindo rigidez, deslocamentos e capacidade resistente;
- Avaliar os custos estimados associados a cada solução de reforço;
- Estimar o impacto ambiental das diferentes intervenções;
- Identificar a solução de reforço que proporcione o melhor compromisso entre desempenho sísmico, viabilidade económica e sustentabilidade ambiental.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos, organizados de forma a conduzir progressivamente o leitor desde o enquadramento do tema até às conclusões finais do trabalho desenvolvido.

Capítulo 1 - Introdução:

Neste capítulo é efetuado o enquadramento geral da temática abordada, evidenciando-se a relevância da reabilitação estrutural de edifícios antigos e os principais desafios associados a este tipo de intervenções. São igualmente definidos os objetivos da investigação, a metodologia adotada e a estrutura geral da dissertação.

Capítulo 2 - Revisão da literatura:

Este capítulo apresenta uma síntese dos principais conceitos teóricos relacionados com o tema em estudo. São abordadas as características construtivas dos edifícios antigos, os mecanismos de degradação e danos mais frequentes, as respetivas causas e metodologias de diagnóstico. Adicionalmente, são analisadas diferentes técnicas de intervenção e reforço estrutural descritas na literatura, bem como as principais ações atuantes nos edifícios, com especial enfoque nas ações verticais, do vento e sísmicas.

Capítulo 3 - Caso de estudo: Caracterização, modelação e avaliação da estrutura:

Neste capítulo é apresentada uma caracterização detalhada do edifício objeto de estudo, incluindo os seus aspetos geométricos, construtivos e estruturais. São apresentados os pressupostos adotados para a modelação numérica da estrutura, bem como a definição das ações consideradas na análise. Por fim, procede-se à avaliação do comportamento estrutural do edifício e à identificação das principais insuficiências ou patologias que justificam a necessidade de intervenção.

Capítulo 4 - Intervenção estrutural no edifício em estudo e comparação das diferentes soluções:

Este capítulo é dedicado ao desenvolvimento e análise das soluções de intervenção consideradas para a resolução dos problemas identificados no capítulo anterior. São apresentadas as diferentes alternativas de reforço ou substituição dos pavimentos, avaliando-se o seu desempenho estrutural através de critérios como a resistência, rigidez, comportamento sísmico, reversibilidade, intrusão na estrutura existente, tempo de execução e custos associados. Por fim, é realizada uma comparação entre as soluções estudadas, permitindo identificar as respetivas vantagens e limitações.

Capítulo 5 - Conclusões:

No último capítulo são apresentadas as principais conclusões resultantes do trabalho desenvolvido, destacando-se os aspetos mais relevantes observados ao longo da investigação e as conclusões obtidas relativamente às soluções analisadas. São ainda identificadas algumas limitações do estudo e propostas possíveis linhas de investigação futura que poderão complementar ou aprofundar os resultados obtidos.

2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 REFORÇO DE ESTRUTURAS

2.1.1 Inspeção e diagnóstico

A inspeção e o diagnóstico constituem etapas fundamentais na elaboração de qualquer projeto de reabilitação ou reforço estrutural. Antes da definição de soluções técnicas, é indispensável proceder à caracterização rigorosa do estado de conservação da estrutura, bem como à identificação dos mecanismos responsáveis pela degradação observada (Guedes, 2025d).

Numa fase preliminar, devem ser analisadas todas as informações disponíveis, nomeadamente projetos originais, relatórios de inspeção anteriores, histórico de intervenções, alterações de uso e registos de patologias. Esta análise documental permite compreender o sistema estrutural adotado, os materiais utilizados e o enquadramento regulamentar vigente à data da construção (Guedes, 2025d).

Caso a informação disponível seja insuficiente, torna-se necessário desenvolver um plano de inspeção detalhado, adaptado às especificidades do edifício em estudo. Este plano pode incluir:

- Inspeção visual sistemática;
- Levantamento geométrico;
- Ensaaios não destrutivos;
- Extração de amostras para ensaios laboratoriais e,
- Avaliação do estado de corrosão das armaduras.

O diagnóstico estrutural deve culminar na identificação das causas primárias das anomalias, distinguindo entre problemas associados a deficiências de projeto, erros de execução, degradação dos materiais ou alteração das ações atuantes. Só após esta fase é tecnicamente justificável propor medidas de intervenção.

2.1.2 Danos estruturais

Os danos estruturais manifestam-se quando as tensões induzidas por uma ou mais ações ultrapassam a capacidade resistente dos materiais em zonas significativas da estrutura. Tal situação pode resultar de dois fatores principais: aumento das ações atuantes (sobrecargas, ações sísmicas, alterações funcionais) ou diminuição da capacidade resistente devido à degradação dos materiais ao longo do tempo (Paupério et al., 2015).

As paredes de alvenaria de pedra podem apresentar diferentes tipos de danos estruturais, particularmente quando sujeitas a ações horizontais ou a degradação ao longo do tempo. Entre os mecanismos mais relevantes destacam-se (Paupério et al., 2015):

A degradação dos materiais constitui uma das principais causas de redução do desempenho estrutural das alvenarias de pedra. Este fenómeno resulta frequentemente da perda de coesão das argamassas das juntas, associada ao envelhecimento dos ligantes e à exposição prolongada a agentes atmosféricos (figura 2.1a). A ação da humidade, por infiltração ou capilaridade, favorece a dissolução de componentes da argamassa e pode originar processos de cristalização de sais no interior dos poros, provocando microfissuração e desagregação progressiva dos materiais (figura 2.1b). Adicionalmente, o ataque biológico, através do desenvolvimento de fungos, líquenes ou musgos, contribui para a retenção de humidade e acelera a degradação superficial da alvenaria (figura 2.1d). Em conjunto, estes processos conduzem à diminuição da resistência mecânica e comprometem a capacidade de transmissão de esforços entre os blocos (figura 2.1c). (Paupério et al., 2015).

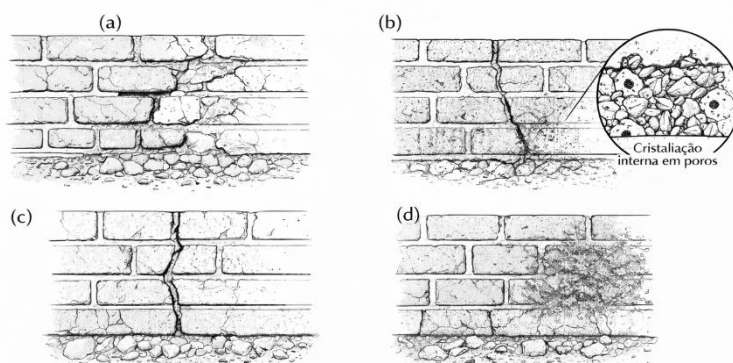


Figura 2.1 - Degradação de materiais em alvenarias: (a) perda de coesão; (b) humidade e cristalização de sais; (c) redução da capacidade resistente ; (d) ataque biológico . Gerada com Chat GPT, 04 de Março de 2026

Fissuração, resultante de assentamentos diferenciais, variações térmicas, sobrecargas ou ações sísmicas (figura 2.2). A presença de fissuras reduz a continuidade estrutural da parede e pode comprometer a capacidade de transmissão de esforços entre as unidades de alvenaria, aumentando a vulnerabilidade da estrutura (Guedes, 2025a).

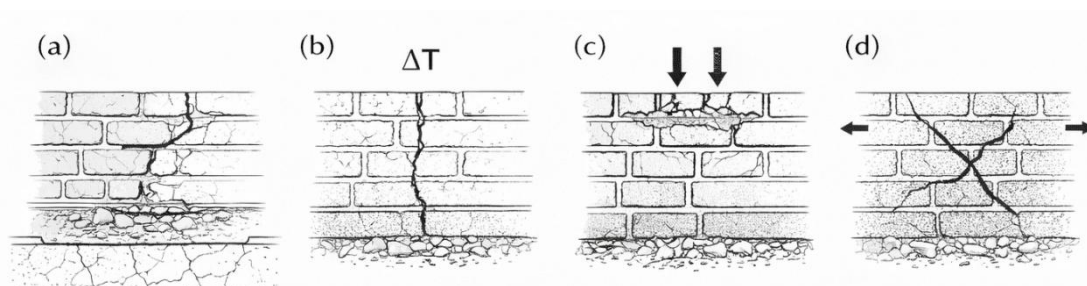


Figura 2.2 - Principais mecanismos geradores de fissuração em alvenarias: (a) Assentamentos diferenciais; (b) variação de temperatura; (c) sobrecarga; (d) ação sísmica. Gerada com Chat GPT, 04 de Março de 2026

Abertura e deslizamento de juntas, geralmente associados à fraca resistência ao corte das argamassas ou à insuficiente compressão vertical nas paredes (figura 2.3). Este fenómeno facilita a mobilização de movimentos relativos entre blocos, podendo conduzir à perda de estabilidade local da alvenaria (Guedes, 2025a).



Figura 2.3 - Abertura de juntas (esquerda); Deslizamento relativo entre blocos (direita)

(Magalhães, 2014)

Fratura ou rotura localizada de blocos pétreos, normalmente provocada por concentrações de tensões ou pela degradação progressiva dos materiais (figura 2.4). Este tipo de dano compromete a integridade das unidades estruturais e reduz a capacidade resistente da parede (Guedes, 2025a).



Figura 2.4 - Rotura localizada de bloco pétreo. (Dreamstime, n.d.)

Embarrilamento de paredes de duas folhas, frequentemente associado à perda de confinamento do núcleo interior ou à ausência de ligação eficaz entre os panos da parede. Este mecanismo provoca deformação transversal e pode evoluir para a separação dos paramentos (Guedes, 2025a).

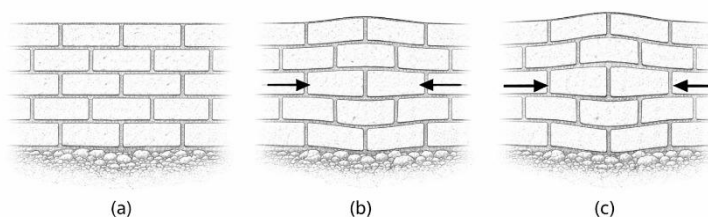


Figura 2.5 - Embarrilamento de parede de alvenaria: (a) estado inicial; (b) início da deformação; (c) embarrilamento desenvolvido. Gerada com Chat GPT, 05 de Março de 2026

Destacamento de paredes transversais, decorrente da inexistência de amarração eficaz entre elementos estruturais ortogonais (figura 2.6).

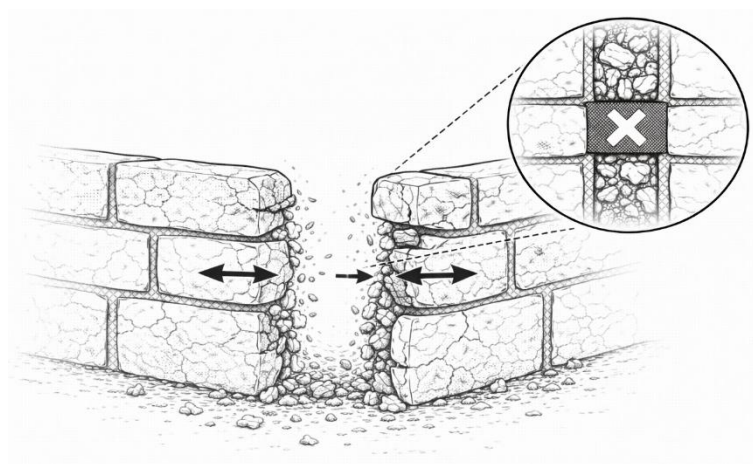


Figura 2.6 - Separação entre paredes ortogonais por ausência de amarração. Gerada com Chat GPT, 05 de Março de 2026

Em contexto sísmico, estes danos assumem particular relevância, uma vez que estruturas previamente degradadas apresentam menor capacidade resistente, reduzida dissipação de energia e comportamento mais frágil, fatores críticos no âmbito dos princípios de dimensionamento estabelecidos no Eurocódigo 8 (CEN, 2024).

Em muitos casos, a fragilidade estrutural não reside nos elementos principais, mas nas suas ligações, nomeadamente nas ligações entre paredes ortogonais e entre paredes e pavimentos. A inexistência de amarração eficaz compromete o comportamento monolítico da estrutura. O reforço pode consistir no aumento da capacidade resistente das ligações através da introdução de tirantes metálicos, conectores transversais ou sistemas de ancoragem.

- ***Principais causas***

As construções existentes são frequentemente constituídas por diversos materiais e elementos com funções estruturais e não estruturais que, no seu conjunto, contribuem para o comportamento global do edifício, o que muitas vezes dificulta a distinção clara da estrutura resistente. Em alguns casos, elementos aparentemente não estruturais acabam por desempenhar funções estruturais, tornando a identificação das causas dos danos uma tarefa complexa que exige um conhecimento detalhado da construção. Além disso, os danos observados resultam frequentemente da combinação de vários fatores que podem atuar simultaneamente ou resultar de processos progressivos de degradação ao longo do tempo. Nos parágrafos seguintes apresentam-se alguns dos danos mais frequentes que afetam este tipo de construções (Paupério et al., 2015).

A falta de manutenção constitui uma causa frequente de degradação em estruturas antigas, favorecendo a deterioração dos materiais e o aparecimento de infiltrações que podem originar danos estruturais (figura 2.7). A manutenção periódica e a conservação das argamassas de revestimento, que atuam como camada de proteção, são essenciais para proteger a estrutura (Paupério et al., 2015);



Figura 2.7 - Falta de manutenção, Sábado, 16 de abril de 2026, <https://www.sabado.pt/>

Presença de água: a água no interior dos edifícios resulta, geralmente, da infiltração de água da chuva através da cobertura ou fachadas (portas e janelas), de deficiências nas canalizações ou da ascensão capilar nas paredes de alvenaria. A sua ação pode manifestar-se de forma física, por exemplo através da cristalização dos materiais e consequente perda de resistência, e de forma **química**, como na cristalização de sais (figura 2.8) ou na corrosão de elementos metálicos (Paupério et al., 2015);



Figura 2.8 - Cristalização de sais, Construção Magazine, 16 de Março de 2026,
<https://www.construcaomagazine.pt/>

Perda e (ou) degradação de material: resulta sobretudo do envelhecimento dos materiais, sendo frequentemente agravada pela presença de água e pela falta de manutenção (figura 2.9). A reposição periódica de material degradado e o controlo da humidade são essenciais para prolongar a vida útil das estruturas. Exemplos comuns incluem a perda de argamassa das juntas e revestimentos, a desagregação de pedras e o apodrecimento de elementos de madeira (Paupério et al., 2015);



Figura 2.9 - Degradação do material, Construção Magazine, 16 de Março de 2026, <https://www.structurevalue.com/>

Movimentos das fundações: resultam de alterações nas características do terreno ou das ações transmitidas à fundação, provocando deslocamentos que levam a estrutura a reajustar-se na procura de uma nova posição de equilíbrio. Estes movimentos estão frequentemente associados à presença de água no solo, a escavações para construção de caves ou fundações de edifícios adjacentes, que podem provocar descompressão do terreno ou alteração do nível freático (Paupério et al., 2015);

Alterações da estrutura ou do seu uso: o aumento de cargas devido à mudança de utilização do edifício, bem como a remoção ou substituição de elementos estruturais, são causas frequentes de danos em construções antigas. Como estas estruturas funcionam de forma integrada, qualquer alteração deve ser cuidadosamente avaliada (Paupério et al., 2015);

Intervenções de reabilitação inadequadas: em algumas construções observam-se intervenções onde não foram respeitados critérios de compatibilidade entre os novos materiais e a estrutura existente (figura 2.10). Estas situações podem ter consequências negativas, podendo conduzir ao aumento das ações ou à aceleração da degradação estrutural e material (Paupério et al., 2015);



Figura 2.10 - Destacamento de revestimento aplicado em intervenção devido à incompatibilidade das matérias, M. WOMERSELEYS, 16 de Março de 2026, <https://www.mwomersleys.co.uk/>

Ação biológica: resulta principalmente do crescimento de vegetação nas juntas ou no topo das paredes, geralmente associado à falta de manutenção. O desenvolvimento das raízes pode provocar danos mecânicos nos elementos estruturais (figura 2.11), enquanto líquenes e fungos afetam sobretudo os revestimentos e, na sua ausência, os próprios elementos resistentes (Paupério et al., 2015);



Figura 2.11 - Danos mecânicos devido ao desenvolvimento das raízes, cvviewprojects, 16 de Março de 2026, <https://www.cvviewprojects.com.au/>

Deficiente qualidade dos materiais ou da estrutura: algumas construções antigas apresentam erros de concepção ou materiais de baixa qualidade que, ao longo do tempo, podem originar situações anómalas e favorecer o aparecimento de danos estruturais. Exemplos incluem paredes de pedra de fraca qualidade, paredes de duplo paramento sem travadouros ou com ligações deficientes nos cunhais (Paupério et al., 2015);

Ações climáticas: incluem as ações ambientais que atuam de forma contínua ao longo do tempo, como o vento, a chuva, a neve e as variações de temperatura, podendo contribuir para a degradação progressiva dos materiais e da estrutura (Paupério et al., 2015);

Ações catastróficas: correspondem a ações naturais ou de origem humana de baixa probabilidade de ocorrência, mas com potencial para provocar danos severos ou mesmo a destruição da estrutura, como ciclones, sismos, inundações, incêndios ou explosões (Paupério et al., 2015).

- ***Danos mais frequentes em habitações***

Os danos mais frequentes em edifícios de habitação estão geralmente associados ao mau funcionamento dos elementos estruturais dos pisos e da cobertura. Os barrotes dos pavimentos contribuem para o travamento e ligação entre paredes, enquanto as asnas de madeira transmitem essencialmente ações verticais. Os frechais confinam as paredes ao nível superior e distribuem as cargas da cobertura. Apesar de não terem sido concebidos originalmente como elementos de reforço, estes componentes podem atualmente desempenhar um papel importante na estabilidade global da construção. A qualidade dos cunhais e o adequado imbricamento das pedras são também fundamentais para garantir uma ligação eficaz entre paredes e aumentar a resistência do edifício (Paupério et al., 2015).

Entre os danos mais relevantes destacam-se os impulsos laterais nas paredes resultantes da degradação das coberturas ou dos barrotes dos pisos, que podem provocar deslocamentos e perda de ligação entre elementos estruturais. Como consequência, podem ocorrer empenamentos, destacamentos entre paredes e fissuração concentrada nas zonas mais frágeis, como os vãos de portas e janelas. A presença de elementos internos mais deformáveis, como paredes de tabique, pode ainda gerar assimetrias de deformação e aumentar os esforços nas paredes de alvenaria. De modo geral, muitos destes danos estão associados ao mau desempenho dos elementos estruturais de madeira, particularmente das asnas e vigas (Paupério et al., 2015).

2.1.3 Intervenção em estruturas de madeira

Intervenção a nível local

As intervenções locais aplicam-se quando os danos se encontram circunscritos a zonas específicas do elemento estrutural, não sendo necessária a substituição integral da peça. Este tipo de abordagem permite preservar a maior parte do material original, reduzindo custos e impacto patrimonial. (Guedes, 2025c)

A reparação pode envolver a criação de próteses em madeira ou noutros materiais compatíveis, sendo frequentemente combinada com elementos metálicos. Em qualquer solução adotada, deve ser garantida a eficaz transferência de esforços entre o elemento existente e o novo material introduzido. (Guedes, 2025c)

Ao reforçar elementos de madeira, devem observar-se os seguintes princípios fundamentais:

- A ligação entre o elemento novo e o elemento existente deve garantir uma transmissão eficaz de esforços, assegurando simultaneamente a compatibilidade deformacional entre os materiais envolvidos;
- As zonas degradadas podem ser mantidas, desde que devidamente tratadas contra agentes bióticos e libertadas de qualquer função estrutural;
- A limpeza, desinfestação e tratamento preventivo são obrigatórios antes de qualquer intervenção.

Reforço com perfis metálicos aplicados lateralmente

Consiste na fixação de perfis metálicos numa ou em ambas as faces do elemento de madeira, aumentando a sua capacidade resistente e rigidez. Sempre que possível, recomenda-se a aplicação bilateral, garantindo simetria de comportamento e reduzindo efeitos de torção. Esta solução é frequentemente utilizada no reforço de vigas e pilares fissurados (Guedes, 2025c).

Reforço com empalmes de madeira

Baseia-se na aplicação de elementos adicionais de madeira ligados lateralmente ao elemento existente, funcionando como aumento de secção resistente. O princípio de aplicação é semelhante ao reforço com perfis metálicos, privilegiando-se, contudo, a compatibilidade material (figura 2.12) (Guedes, 2025c).

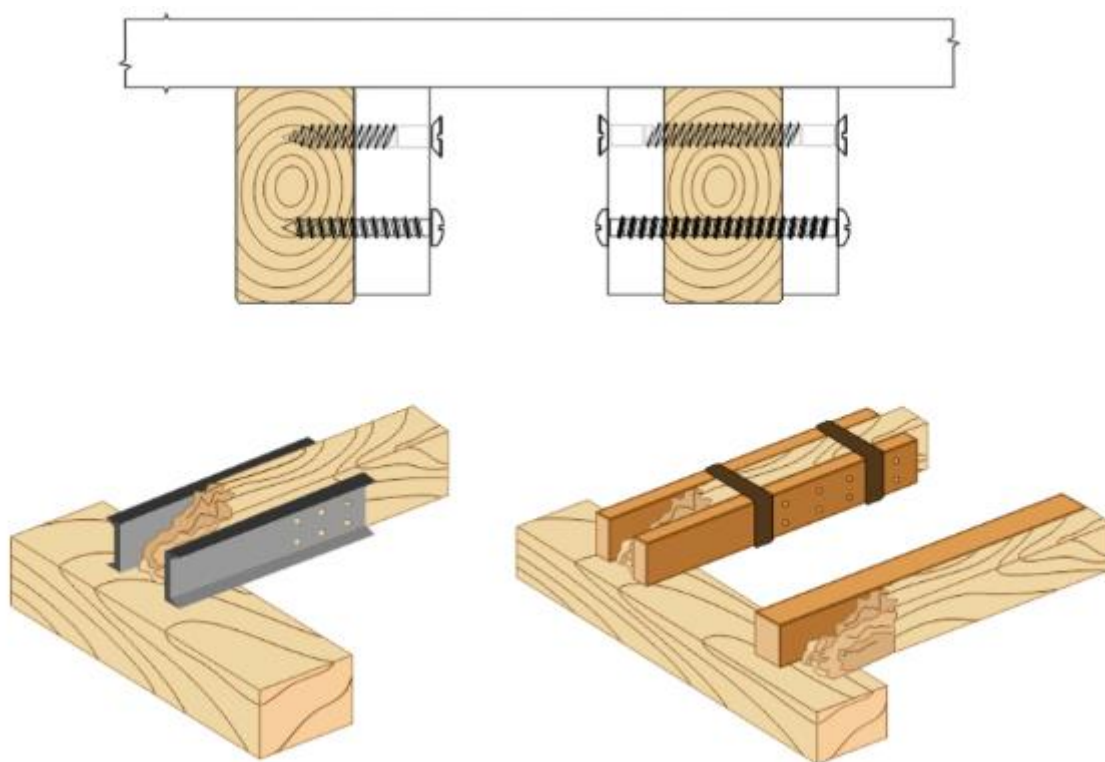


Figura 2.12 - Reforço perfis metálicos/empalmes aplicados lateralmente, Lisboa, 16 de Abril de 2026, <https://informacoeseservicos.lisboa.pt/>

Substituição parcial de elementos

Quando existe degradação localizada severa, pode proceder-se à remoção da zona afetada e à sua substituição por um novo troço de madeira, garantindo continuidade estrutural através de ligações mecânicas ou coladas adequadamente dimensionadas (Guedes, 2025c).

Reforço de ligações entre elementos

Em muitos casos, a fragilidade estrutural não reside nas peças principais, mas nas suas uniões. O reforço pode consistir no aumento da capacidade resistente das ligações através da introdução de conectores metálicos, chapas de reforço ou sistemas de ancoragem adicionais (Guedes, 2025c).

Intervenção a nível global

As intervenções globais visam melhorar o comportamento do sistema estrutural como um todo, em vez de atuar apenas em elementos isolados.

Uma das estratégias mais comuns consiste na redução dos vãos livres dos pavimentos mediante a introdução de apoios intermédios. Esta solução conduz a (Guedes, 2025c):

- Redução das tensões atuantes nas vigas;
- Diminuição das deformações;
- Aumento da rigidez global do sistema;
- Melhoria do conforto vibratório, através do aumento das frequências próprias do pavimento.

Este tipo de intervenção é particularmente relevante em edifícios antigos, onde as exigências de utilização atuais superam frequentemente as previstas no projeto original.

2.1.4 Sistema construtivo de construções antigas ordinárias

As construções tradicionais em alvenaria antiga são, em geral, constituídas por paredes portantes em alvenaria resistente, complementadas por pavimentos, coberturas e escadas executados em estrutura de madeira. A configuração geométrica, os materiais utilizados e as técnicas construtivas adotadas encontram-se fortemente condicionados pelos recursos disponíveis localmente, bem como por fatores culturais e construtivos específicos de cada região (Paupério et al., 2015).

A alvenaria pode ser definida como um sistema estrutural composto pela sobreposição de unidades discretas (blocos ou pedras), organizadas segundo determinado padrão construtivo e, em muitos casos, ligadas por argamassa. O seu funcionamento estrutural baseia-se predominantemente na transmissão de esforços de compressão entre os elementos constituintes. De um modo geral, a alvenaria apresenta boa resistência à compressão, mas comportamento frágil e reduzida resistência à tração, sendo particularmente vulnerável à fissuração quando sujeita a ações horizontais (Paupério et al., 2015).

A resistência ao corte da alvenaria depende fortemente das características das juntas. Quando estas são preenchidas com argamassa, a capacidade resistente está associada à coesão e à aderência entre blocos e ligante. No caso de juntas secas, a resistência ao corte depende essencialmente do atrito mobilizado entre as superfícies em contacto, tornando o comportamento mais sensível ao estado de conservação e ao nível de compressão vertical existente (Guedes, 2025a).

O desempenho estrutural das construções em alvenaria é significativamente influenciado por diversos fatores, entre os quais se destacam:

- Adequação das fundações e uniformidade dos assentamentos;
- Existência de estados de tensão predominantemente compressivos, com tensões de tração reduzidas ou residuais;
- Características dos blocos, nomeadamente resistência mecânica, dimensão, forma e grau de interligação;
- Qualidade das juntas, incluindo tipo e propriedades da argamassa, espessura e regularidade de execução;
- Existência de confinamento e de ligações eficazes entre paredes, pavimentos e cobertura, assegurando comportamento estrutural global.

Segundo L. Binda (1998), as alvenarias de pedra podem ser classificadas com base em quatro aspetos principais que influenciam diretamente o seu comportamento estrutural (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

O primeiro diz respeito às características da pedra, nomeadamente a sua forma, dimensões, origem e estado de conservação. Pedras mais regulares e bem aparelhadas tendem a proporcionar melhor distribuição de tensões e maior capacidade resistente (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

O segundo aspeto refere-se à secção transversal da parede, incluindo a sua espessura, o número de folhas e o grau de interligação entre elas. Paredes com fraca ligação transversal apresentam maior vulnerabilidade, sobretudo a ações fora do plano (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

O terceiro parâmetro é o modo de assentamento das pedras, isto é, a disposição, regularidade das fiadas e qualidade do encaixe entre elementos. Uma textura mais regular favorece um comportamento estrutural mais estável (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

Por fim, as características da argamassa das juntas como espessura, consistência e qualidade influenciam a resistência ao corte e a coesão global da alvenaria (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

Esta classificação é fundamental para compreender o desempenho mecânico das construções tradicionais e para fundamentar a avaliação da sua vulnerabilidade estrutural e sísmica.

Para que seja possível realizar uma análise rigorosa do comportamento estrutural das construções em alvenaria de pedra, é indispensável proceder a um estudo detalhado do edifício em estudo. A diversidade de geometrias, técnicas construtivas e materiais utilizados neste tipo de construções implica que cada caso apresente características próprias que influenciam significativamente a sua resposta mecânica.

Entre os parâmetros a considerar destacam-se o tipo de aparelhamento, o modo de assentamento das pedras, o estado de conservação e degradação dos materiais, a percentagem e distribuição de vazios no interior das paredes e as propriedades físicas e químicas das argamassas das juntas. Estes fatores condicionam diretamente a resistência à compressão e ao corte, a rigidez global e a capacidade de redistribuição de esforços (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

Do ponto de vista da modelação numérica, a correta identificação destes parâmetros é essencial para a definição de propriedades mecânicas equivalentes representativos do comportamento real da alvenaria. A adoção de valores inadequados pode conduzir a resultados pouco fiáveis, comprometendo a avaliação da vulnerabilidade estrutural e a eficácia das soluções de reforço propostas (Vasconcelos Mota & Miranda Guedes, 2009).

Classificação tipológica da alvenaria de pedra.

A caracterização tipológica das paredes de alvenaria de pedra constitui uma etapa fundamental para a correta avaliação do seu comportamento estrutural, especialmente no âmbito da análise sísmica. A heterogeneidade inerente a este sistema construtivo implica que propriedades mecânicas como a resistência à compressão, a resistência ao corte, a rigidez e a capacidade de dissipação de energia dependam fortemente da textura da alvenaria e da sua secção transversal (Botelho, 2023).

Classificação segundo a textura

A textura da alvenaria está relacionada com o grau de regularidade geométrica das unidades pétreas, o tipo de aparelhamento e a qualidade do assentamento (Botelho, 2023).

A **alvenaria ordinária** caracteriza-se pela utilização de pedras irregulares, dispostas sem alinhamento definido e com elevada percentagem de vazios, frequentemente preenchidos com argamassa de fraca qualidade (figura 2.13). Esta tipologia apresenta comportamento mecânico altamente heterogéneo, reduzida resistência ao corte e elevada vulnerabilidade a mecanismos locais de colapso induzidos por ações sísmicas (Botelho, 2023).

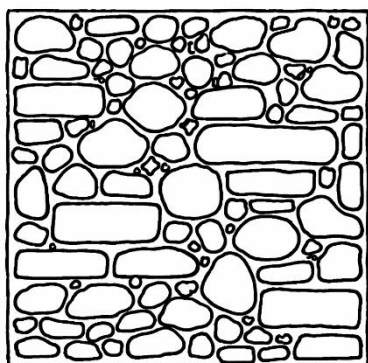


Figura 2.13 - Alvenaria ordinária (Botelho, 2023)

Na **alvenaria aparelhada irregular**, observa-se alguma organização geométrica, com melhor contacto entre blocos e juntas parcialmente alinhadas (figura 2.14). Esta configuração permite uma distribuição de tensões mais eficiente e um desempenho estrutural superior ao da alvenaria ordinária, embora mantenha significativa variabilidade mecânica (Botelho, 2023).

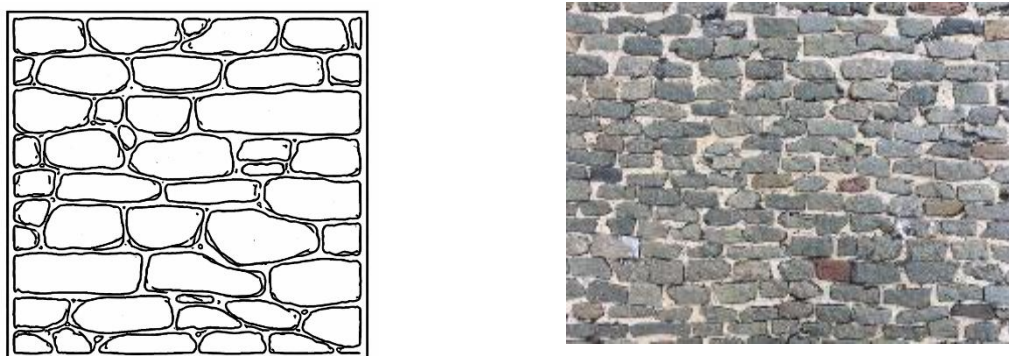


Figura 2.14 - Alvenaria aparelhada (Botelho, 2023)

A **alvenaria aparelhada regular** apresenta fiadas horizontais bem definidas e blocos com geometria aproximadamente regular (figura 2.15). A continuidade das juntas e o melhor encaixe entre unidades favorecem a transmissão de esforços verticais e horizontais, resultando num comportamento estrutural mais previsível e numa maior capacidade resistente (Botelho, 2023).

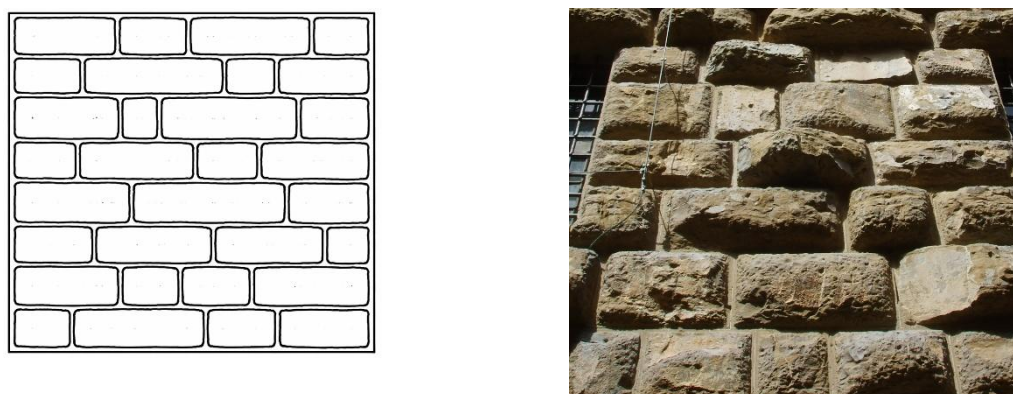


Figura 2.15 - Alvenaria aparelhada (Botelho, 2023)

Por fim, a **alvenaria de cantaria** distingue-se pela utilização de blocos talhados e juntas de pequena espessura (figura 2.16). Esta tipologia apresenta elevada resistência à compressão e maior rigidez global. Contudo, mesmo neste caso, a inexistência de ligação transversal adequada pode comprometer o desempenho fora do plano sob ação sísmica (Botelho, 2023).

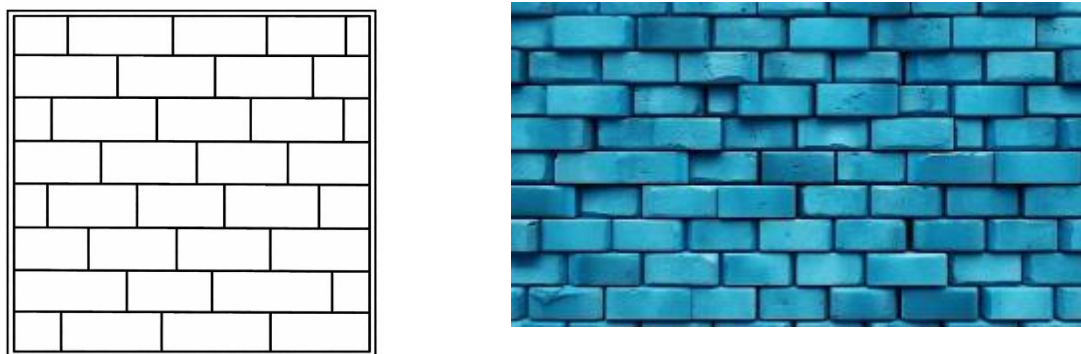


Figura 2.16 - Alvenaria de cantaria (Botelho, 2023)

Classificação segundo a secção transversal

A configuração da secção transversal das paredes é determinante no comportamento estrutural, sobretudo no que respeita à resposta fora do plano e à integridade dos paramentos (Botelho, 2023).

As **paredes de uma folha** apresentam secção homogénea ao longo da espessura (figura 2.17). Apesar da sua simplicidade construtiva favorecer a continuidade estrutural, a espessura limitada pode traduzir-se numa reduzida rigidez fora do plano (Botelho, 2023).

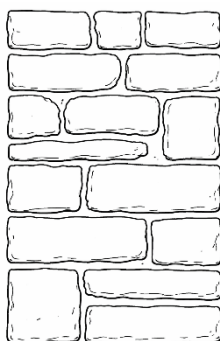


Figura 2.17 - Parede de uma folha (Botelho, 2023)

As **paredes de duas folhas com ligação** são constituídas por dois panos exteriores interligados através de sobreposição parcial das unidades ou por elementos transversais, como perpianhos (figura 2.18). A existência de ligação eficaz promove o funcionamento monolítico da secção, aumentando a capacidade resistente e reduzindo o risco de destacamento dos paramentos (Botelho, 2023).

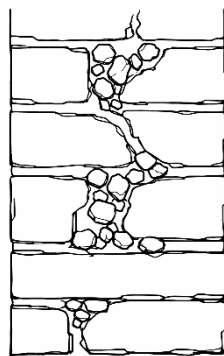


Figura 2.18 - Parede duas folhas com ligação (Botelho, 2023)

Nas **paredes de duas folhas sem ligação**, os panos comportam-se de forma praticamente independente, podendo existir uma junta vertical contínua entre eles (figura 2.19). Esta configuração é particularmente vulnerável à ação sísmica, verificando-se frequentemente fenómenos de delaminação e colapso fora do plano (Botelho, 2023).

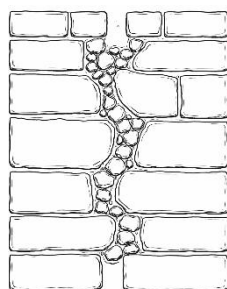


Figura 2.19 - Parede de duas folhas com ligação (Botelho, 2023)

As **paredes de três folhas**, ou de duas folhas com núcleo de enchimento, apresentam dois panos exteriores resistentes e um núcleo interior constituído por material heterogéneo e frequentemente pouco coeso, com elevada percentagem de vazios (figura 2.20). Esta secção composta revela comportamento mecânico não homogéneo, sendo comum o fraco contributo estrutural do núcleo e o destacamento dos paramentos sob ações horizontais (Botelho, 2023).

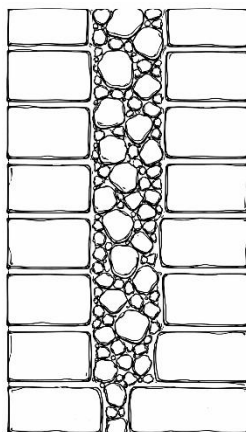


Figura 2.20 - Parede de três folhas (Botelho, 2023)

As paredes de alvenaria que não recebem diretamente as estruturas de madeira dos pavimentos ou da cobertura desempenham, ainda assim, um papel estrutural relevante, assegurando a ligação entre os diferentes panos de parede e contribuindo para o travamento global e para a estabilidade do edifício. Estes elementos funcionam como componentes de amarração, favorecendo o comportamento conjunto da construção perante ações horizontais, nomeadamente sísmicas (Botelho, 2023).

Fundações de paredes

De forma geral, as fundações de paredes portantes ou pilares em alvenaria são do tipo direto, correspondendo ao prolongamento destes elementos estruturais em profundidade até atingirem solo com capacidade resistente adequada. Frequentemente, ao nível da base, a espessura da parede é aumentada com o objetivo de reduzir as tensões transmitidas ao terreno e melhorar a distribuição das cargas (Magalhães, 2014).

Importa referir que a alvenaria das fundações nem sempre apresenta a mesma qualidade construtiva da alvenaria situada acima do nível do solo, podendo ser constituída por materiais menos selecionados ou com menor regularidade geométrica (Magalhães, 2014).

Quando as características geotécnicas do terreno não permitiam a adoção de fundações diretas superficiais, eram utilizadas soluções alternativas, tais como (Magalhães, 2014):

- Construção de um piso subterrâneo, permitindo aprofundar a cota de fundação;
- Execução de estacas de alvenaria, interligadas superiormente por arcos igualmente em alvenaria;

- Introdução de estacas de madeira cravadas no solo para melhoria da capacidade resistente e controlo de assentamentos.

Estas soluções refletem a adaptação das técnicas construtivas tradicionais às condicionantes do terreno, sendo fundamentais para a compreensão do comportamento global dos edifícios históricos em alvenaria (Magalhães, 2014).

Atendendo à ausência de indícios de patologias que indiquem a necessidade de reforço das fundações no caso analisado nesta dissertação, o estudo detalhado destas estruturas, bem como a eventual definição de intervenções ao nível das mesmas, não será objeto de análise aprofundada no âmbito da presente dissertação (Magalhães, 2014).

2.1.5 Intervenção em estruturas tradicionais de alvenaria

As intervenções em estruturas de alvenarias podem ser classificadas em intervenções a nível do material e em intervenções globais.

Intervenção a nível do material

As intervenções ao nível do material visam melhorar as propriedades mecânicas da alvenaria existente, restaurando a continuidade estrutural e aumentando a sua capacidade resistente, sem alterar significativamente o sistema estrutural original. Estas soluções são particularmente relevantes em edifícios de alvenaria de pedra degradada, onde a perda de coesão das argamassas e a presença de vazios comprometem o comportamento global (Guerreiro, 2015).

Desmonte local e reconstrução (“scuci-cuci”): esta metodologia baseia-se na remoção localizada das zonas degradadas da alvenaria, seguida da sua reconstrução, com o objetivo de restabelecer a integridade e continuidade estrutural da parede, especialmente nas áreas afetadas por fissuração (figura 2.21). A técnica é também utilizada na reabilitação de trechos de alvenaria severamente deteriorados. Sempre que viável, recomenda-se a utilização de materiais com características compatíveis às da construção original, particularmente no que respeita à geometria, dimensões, resistência mecânica e rigidez. (Guerreiro, 2015).

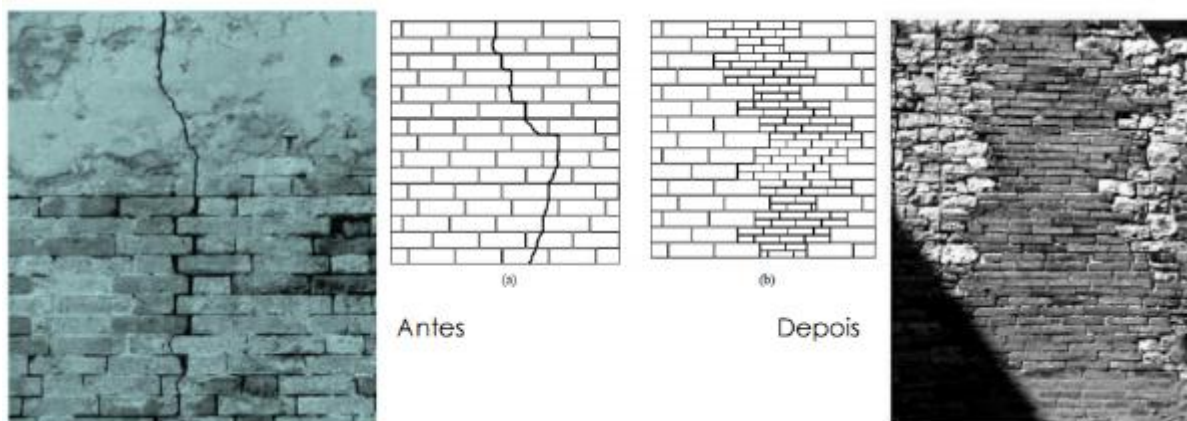


Figura 2.21 - Antes e depois da aplicação da técnica "scuci-cuci" (Guedes, 2025b)

Esta solução é especialmente eficaz quando os danos resultam de ações sísmicas moderadas ou assentamentos diferenciais, permitindo recuperar parcialmente a capacidade resistente sem recorrer a substituições extensivas de material.

Reposição ou melhoria do preenchimento das juntas: A degradação das argamassas de assentamento constitui uma das principais causas da perda de resistência e de rigidez das alvenarias antigas. A deterioração das juntas reduz a capacidade de transmissão de esforços entre os elementos pétreos, favorecendo a infiltração de água e acelerando os processos de degradação. A reposição ou o refechamento das juntas com argamassas compatíveis, preferencialmente à base de cal, permite restabelecer a continuidade mecânica da alvenaria, melhorar a sua durabilidade e aumentar a resistência às ações mecânicas, sem comprometer a compatibilidade física e química com os materiais originais (figura 2.22). A intervenção pode consistir em (Guerreiro, 2015):

- Remoção de argamassa deteriorada;
- Rejuntamento com argamassa compatível (frequentemente à base de cal);
- Injeção de caldas para preenchimento de vazios internos.

A melhoria do preenchimento de juntas aumenta a resistência ao corte da parede e melhora o comportamento fora do plano, reduzindo o risco de destacamento de blocos (Guerreiro, 2015).



Figura 2.22 - Reposição ou melhoria do preenchimento de juntas (Guedes, 2025b)

Introdução de conectores transversais: em paredes de duas ou três folhas, a ausência de ligação eficaz entre panos é um dos principais fatores de vulnerabilidade sísmica. A introdução de conectores metálicos transversais permite (Guerreiro, 2015):

- Garantir o funcionamento monolítico da secção;
- Reduzir o risco de delaminação;
- Melhorar o desempenho fora do plano.

Esta técnica é particularmente relevante em edifícios de alvenaria tradicional, onde o núcleo interior apresenta frequentemente baixa coesão (figura 2.23).

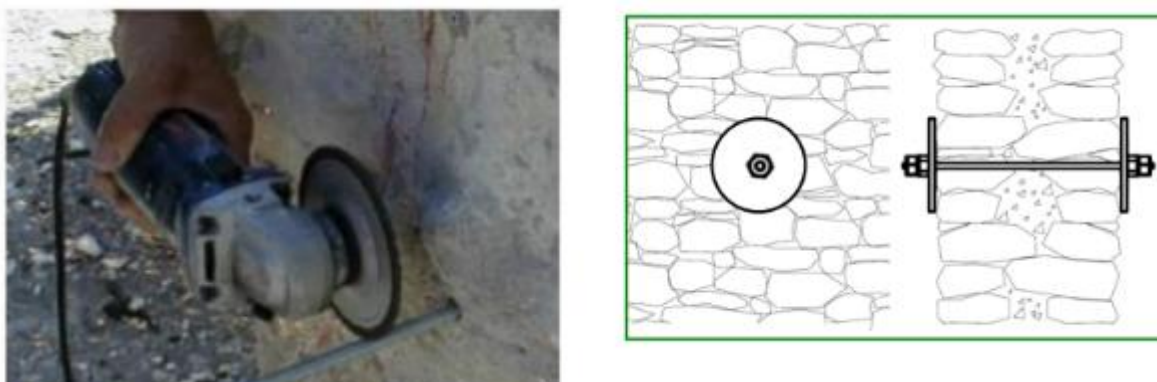


Figura 2.23 - Introdução de conectores transversais (Guedes, 2025b)

Aplicação de reboco armado

O reboco armado consiste na aplicação de uma camada de argamassa reforçada com malha metálica ou fibra, devidamente ancorada à parede existente (figura 2.24). Esta solução proporciona (Guerreiro, 2015):

- Aumento da resistência ao corte no plano;
- Melhoria da capacidade de confinamento;
- Controlo da fissuração.

Contudo, deve ser cuidadosamente dimensionado para evitar um aumento excessivo de rigidez ou incompatibilidades com o suporte existente.



Figura 2.24 - Aplicação de reboco armado (Guedes, 2025b)

Adição de elementos metálicos

A introdução de elementos metálicos, como tirantes horizontais ou verticais, constitui uma estratégia eficaz para melhorar o comportamento global do edifício. Estes elementos (Guerreiro, 2015):

- Promovem a ligação entre paredes ortogonais;
- Aumentam a estabilidade fora do plano;
- Contribuem para o funcionamento em caixa da estrutura.

Em contexto sísmico, esta solução é amplamente utilizada por ser relativamente leve, reversível e compatível com construções históricas. As intervenções globais visam melhorar o comportamento do sistema estrutural como um todo, promovendo o funcionamento conjunto dos elementos estruturais e aumentando a sua capacidade de resistência às ações horizontais. A Figura 2.25 apresenta um exemplo da aplicação desta técnica de reforço estrutural.



Figura 2.25 - Ancoragem da parede (Guedes, 2025b)

Intervenção a nível global

As intervenções de âmbito global visam melhorar o desempenho estrutural do edifício enquanto sistema resistente, atuando ao nível da organização e do funcionamento conjunto dos seus elementos constituintes. Estas intervenções procuram otimizar a resposta estrutural face às ações atuantes, promovendo maior regularidade, continuidade e eficiência na transmissão de esforços, sem se limitarem à melhoria localizada das propriedades mecânicas dos materiais. Revelam-se particularmente relevantes em edifícios de alvenaria tradicional, onde a configuração estrutural e as deficiências de ligação entre elementos condicionam de forma determinante o comportamento global, sobretudo sob ações horizontais (Guedes, 2025c).

- **Introdução de novos elementos estruturais**, tais como paredes resistentes, contrafortes ou tirantes, com o objetivo de reforçar o esquema resistente e melhorar a estabilidade global do edifício (Guedes, 2025c);
- **Melhoria da ligação entre paredes estruturais**, através da criação de mecanismos eficazes de amarração, garantindo a transmissão adequada de esforços e promovendo o funcionamento conjunto da estrutura (Guedes, 2025b);

- **Integração estrutural de elementos inicialmente não resistentes**, conferindo-lhes capacidade de participação no sistema estrutural, quando tal se revele tecnicamente viável e compatível (Guedes, 2025b);
- **Aumento da rigidez no plano dos pavimentos e coberturas**, de forma a melhorar o seu comportamento diafragmático e assegurar uma redistribuição mais eficiente das ações horizontais pelas paredes resistentes (Guedes, 2025b).

Naturalmente, as técnicas referidas podem ser aplicadas de forma isolada ou combinada, consoante a sua adequação às características específicas do caso em estudo.

Melhoramento das ligações Piso-Alvenaria

Nas construções vernaculares em alvenaria de pedra, os pavimentos intermédios em madeira estabelecem uma ligação estrutural direta com as paredes resistentes, normalmente através de vigas apoiadas em nichos, berços ou elementos embebidos na própria alvenaria. Esta solução construtiva, embora simples, só assegura um comportamento estrutural adequado quando existe uma ligação mecânica eficaz capaz de garantir a transmissão das cargas verticais e das forças horizontais resultantes de ações sísmicas. Em muitos edifícios antigos, estas ligações foram alteradas ao longo do tempo, quer pela remoção de elementos originais, quer pela introdução de soluções improvisadas, o que pode comprometer significativamente a estabilidade global da estrutura em caso de sismo (L. Mateus, 2015).

A literatura técnica e os guias de reforço sismo resistente referem que o funcionamento dos pavimentos como diafragmas estruturais depende da continuidade entre o plano horizontal dos pisos e as paredes resistentes adjacentes. Quando esta continuidade é deficiente ou inexistente, as paredes tornam-se mais vulneráveis a mecanismos de instabilidade fora do plano, uma vez que as forças de inércia horizontais não encontram um caminho eficaz de transmissão para o restante sistema estrutural (L. Mateus, 2015).

A ligação entre vigas de madeira e paredes de alvenaria assume particular relevância no desempenho sísmico global, uma vez que (L. Mateus, 2015):

- Assegura a transferência das forças de inércia horizontais do pavimento para as paredes resistentes;
- Reduz o risco de levantamento das extremidades das vigas durante a ação sísmica;

- contribui para o travamento global do edifício, promovendo um comportamento estrutural mais integrado entre pavimentos e paredes.

O conceito de pavimento como diafragma estrutural depende diretamente da qualidade desta ligação. Quando insuficiente, as paredes tendem a comportar-se isoladamente, aumentando a vulnerabilidade a mecanismos locais (L. Mateus, 2015).

Diversos dispositivos e técnicas de reforço têm sido propostos na literatura científica e na prática da reabilitação estrutural, apresentando diferentes níveis de complexidade construtiva, grau de intrusão no material original e eficácia estrutural.

Adição de diagonais metálicas

Esta técnica consiste na introdução de dois tirantes metálicos dispostos em cruz de Santo André, fixados à estrutura do pavimento através de parafusos ou pregos (figura 2.26). Embora contribua para melhorar o comportamento no plano do pavimento, esta solução não aumenta significativamente a rigidez à flexão fora do plano e, devido ao reduzido comprimento e secção das diagonais metálicas, a eficácia do reforço depende da fixação em múltiplos pontos de ligação com as vigas principais do pavimento (Guerreiro, 2015).

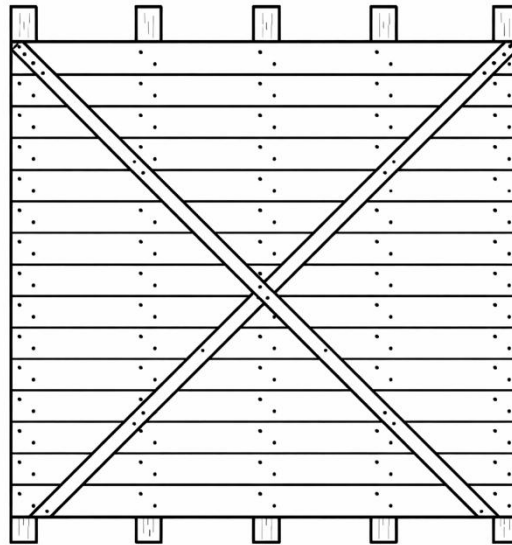


Figura 2.26 - Reforço sísmico de pisos com diagonais metálicas (Guerreiro, 2015)

Em complemento às diagonais metálicas, podem também ser aplicadas placas metálicas sobre o piso existente, perfuradas para a instalação de conectores que asseguram a ligação ao vigamento de madeira. Esta solução permite aumentar a capacidade resistente e a rigidez à flexão do pavimento, formando uma secção composta em T, em que as vigas existentes funcionam como alma e a placa metálica como banzo (figura 2.27). Trata-se de uma técnica utilizada sobretudo quando se pretende preservar a integridade dos pavimentos existentes, sendo particularmente comum em intervenções em edifícios históricos, embora apresente custos superiores relativamente a outras soluções de reforço (Guerreiro, 2015).

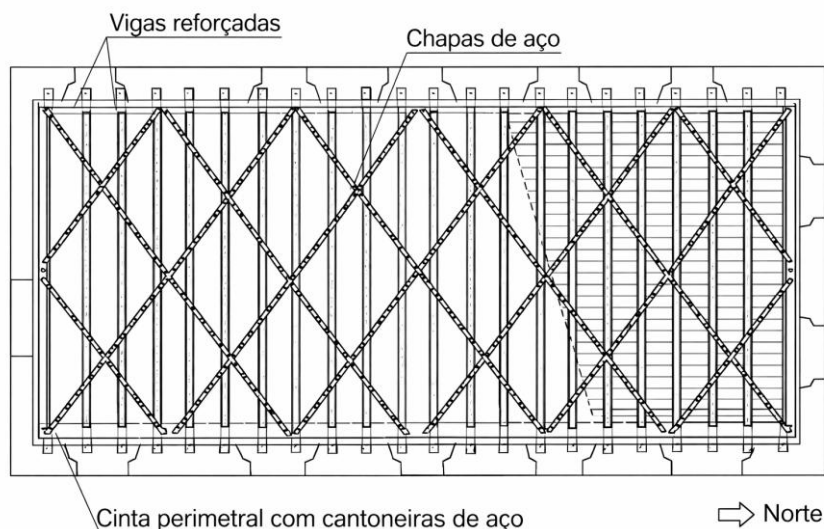


Figura 2.27 - Reforço de pisos com diagonais e placas metálicas (Guerreiro, 2015)

Soalho duplo (ortogonal ou oblíquo)

Esta técnica consiste na aplicação de um segundo soalho sobre o extradorso do pavimento existente, disposto a 45° ou 90° em relação ao pavimento original e fixado por meio de parafusos ou pregos (figura 2.28). Esta solução melhora o comportamento no plano do pavimento, sem acréscimo significativo de peso. Quando a fixação é adequada, o pavimento passa a apresentar um comportamento semelhante ao obtido com diagonais metálicas, mas com uma distribuição mais uniforme dos esforços ao longo do vigamento (Guerreiro, 2015).

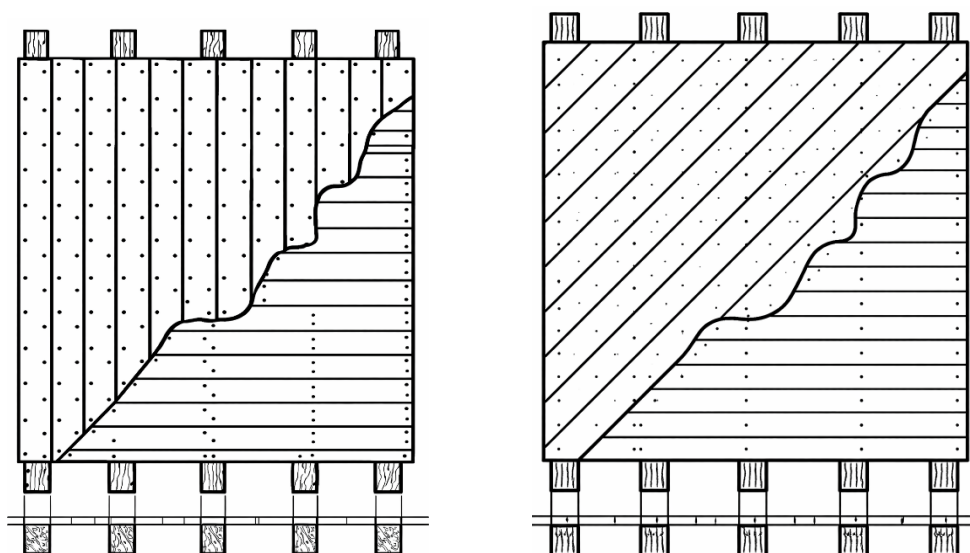


Figura 2.28 - Soalho do duplo aplicado a 90° (esquerda), aplicado a 45° (direita) (Guerreiro, 2015)

Laje colaborante

Esta técnica consiste na execução de uma laje de betão sobre o pavimento de madeira existente, geralmente armada com malha metálica e ligada ao vigamento através de pinos ou conectores metálicos fixados na parte superior das vigas (figura 2.29). A adição desta camada altera o comportamento estrutural do pavimento, transformando um sistema originalmente vigado numa solução composta madeira-betão com secção em T, na qual as vigas de madeira funcionam predominantemente à tração e a laje de betão à compressão. O desempenho estrutural da solução depende da eficácia das ligações entre ambos os materiais, responsáveis pela transmissão dos esforços de corte na interface. Importa referir que uma ancoragem inadequada da laje ao vigamento de madeira ou às paredes pode comprometer o desempenho do sistema, podendo revelar-se desfavorável em situações de ação sísmica intensa (Guerreiro, 2015).

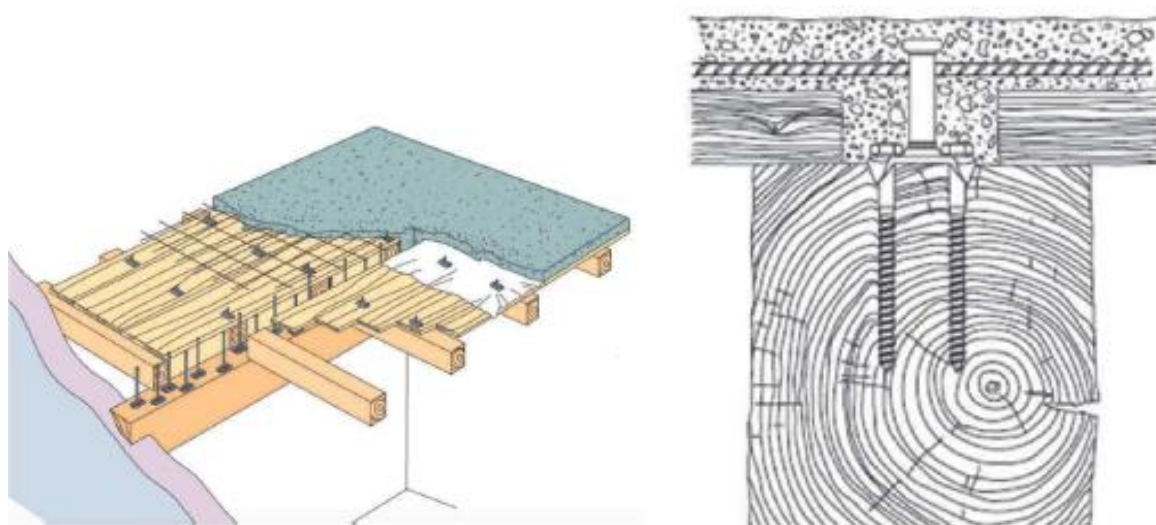


Figura 2.29 - Exemplo de reforço sísmico de um piso com laje colaborante (Guerreiro, 2015)

Uso de Fibras de polímero reforçado (FRP)

A aplicação de bandas laminadas de FRP (Fiber Reinforced Polymers) no extradorso dos pavimentos de madeira constitui uma técnica de reforço destinada a melhorar o comportamento estrutural no plano do piso. Estas bandas são geralmente coladas sobre o soalho existente através de resinas orgânicas, funcionando como elementos resistentes à tração (figura 2.30). O desempenho do sistema depende fortemente da qualidade da ligação entre o compósito e o substrato de madeira, sendo particularmente sensível às condições ambientais, sobretudo ao teor de humidade da madeira e à durabilidade da interface adesiva (Guerreiro, 2015).

O aumento da rigidez no plano do pavimento depende essencialmente da distribuição dos laminados FRP e do seu correto escoramento nos pontos de cruzamento. De forma geral, o reforço é disposto segundo diagonais, assumindo um comportamento semelhante ao das diagonais metálicas, mobilizando principalmente a elevada resistência à tração dos compósitos. Para este tipo de aplicação, recomenda-se a utilização de materiais compósitos unidireccionais, com elevada rigidez axial e espessura reduzida, de modo a garantir eficiência estrutural sem comprometer o comportamento do pavimento em ações fora do plano (Guerreiro, 2015).

Para garantir maior estabilidade do sistema e proteger o reforço, é comum complementar a intervenção com a aplicação de um segundo soalho sobre o extradorso do pavimento. Este novo soalho é geralmente colocado perpendicularmente ao existente e ligado através de pregos ou parafusos, promovendo uma distribuição mais uniforme dos esforços. Antes da instalação desta segunda camada, as bandas de FRP podem ser recobertas com resina adicional para melhorar a aderência entre os elementos. Entre os materiais disponíveis, os compósitos à base de fibra de vidro (GFRP) são frequentemente utilizados, devido ao seu menor módulo de elasticidade, que permite acomodar os movimentos naturais da madeira e as variações dimensionais do pavimento sem gerar tensões excessivas na interface de ligação (Guerreiro, 2015).

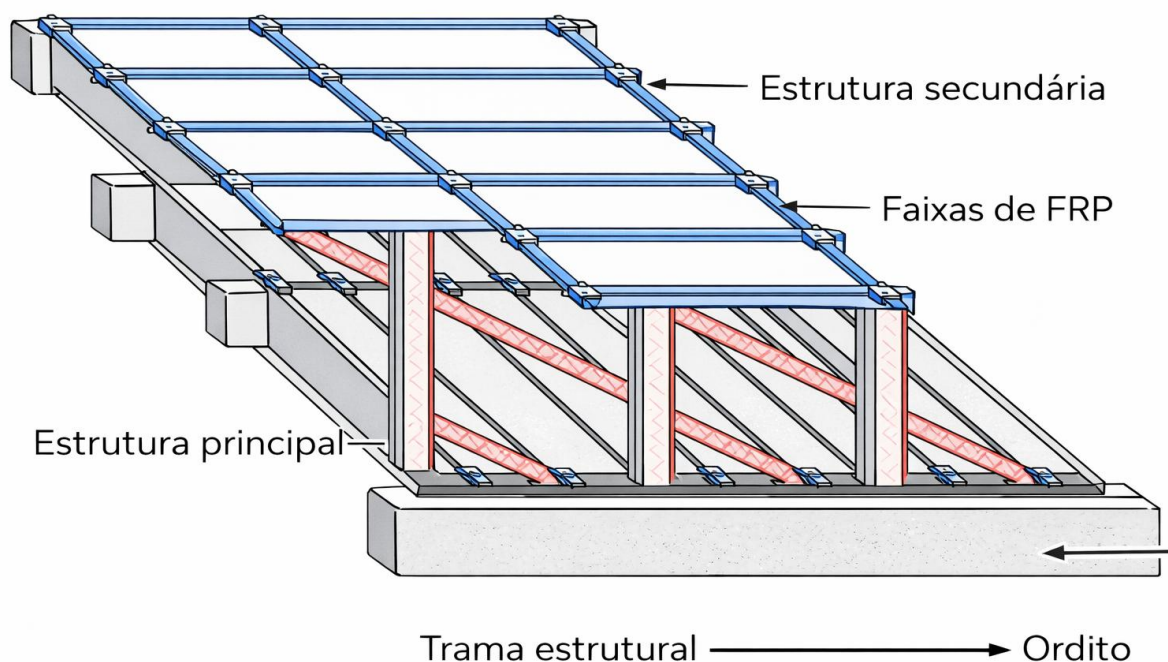


Figura 2.30 - Exemplo de reforço sísmico de um piso com FRP (Guerreiro, 2015)

2.1.6 Ações atuantes na estrutura

As ações atuantes sobre as estruturas dividem-se em verticais (peso próprio e sobrecargas...), horizontais (ação, sísmica, vento ...). Sobre as estruturas de madeira podem ainda atuar as ações químicas e biológicas afetando o material (ICOMOS, 2004)

Efeito diafragma dos pavimentos

O comportamento de diafragma caracteriza-se pela capacidade da estrutura horizontal plana em receber e transmitir os esforços resultantes das ações a que está sujeita para os elementos verticais de contraventamento, nomeadamente as paredes resistentes nos edifícios antigos. Os pavimentos podem apresentar um comportamento de diafragma flexível ou rígido, consoante a sua rigidez no plano e a eficiência da ligação aos elementos verticais.

Nos edifícios antigos de alvenaria, o desempenho dos pavimentos de madeira assume um papel fundamental no comportamento global da estrutura, particularmente na distribuição das ações horizontais e na garantia de um funcionamento conjunto entre os diferentes elementos resistentes.

Ações Horizontais

De uma forma geral as ações horizontais irão incidir diretamente sobre as paredes resistentes (perpendiculares à direção da carga) que as transmitirão para as fundações e para os pavimentos. Por sua vez os pavimentos são solicitados no seu próprio plano, transferindo as reações para as paredes de alvenarias resistentes que as transmitirão para as fundações.

As ações horizontais são, em geral, absorvidas inicialmente pelas paredes resistentes dispostas perpendicularmente à direção da carga, sendo posteriormente encaminhadas para as fundações e para os pavimentos. Os pavimentos, ao serem solicitados no seu plano, desempenham igualmente um papel na redistribuição dessas ações, transferindo-as para as paredes resistentes de alvenaria, responsáveis pela sua condução até à base da estrutura (figura 2.31).

Perante ações sísmicas, o comportamento do pavimento influencia de forma significativa a resposta global do edifício. Pavimentos com reduzida rigidez no plano apresentam deformações mais acentuadas, originando deslocamentos adicionais nos elementos verticais resistentes e aumentando a probabilidade de ocorrência de danos estruturais. Nestas condições, a resposta sísmica tende a depender essencialmente da rigidez individual de cada parede resistente (Cali et al., 2016). Por outro lado, pavimentos com comportamento mais rígido, quando adequadamente ligados às paredes resistentes, favorecem uma distribuição mais uniforme das ações horizontais e uma maior compatibilização dos deslocamentos entre os diferentes elementos estruturais, conforme referido por Branco (2007). Desta forma, o pavimento passa a funcionar como um elemento de estabilização no plano, limitando deformações e preservando a sua configuração geométrica.

Apesar disso, muitos pavimentos de madeira existentes em edifícios antigos de alvenaria apresentam reduzida rigidez no plano, revelando um comportamento excessivamente deformável. Esta limitação justifica frequentemente a necessidade de intervenções de reforço destinadas a melhorar o funcionamento do diafragma horizontal. Contudo, o aumento da rigidez do pavimento deve ser cuidadosamente avaliado, uma vez que soluções excessivamente rígidas podem conduzir à concentração de esforços nas paredes resistentes, originando danos estruturais, tal como observado em alguns casos estudados por Talone (2010).

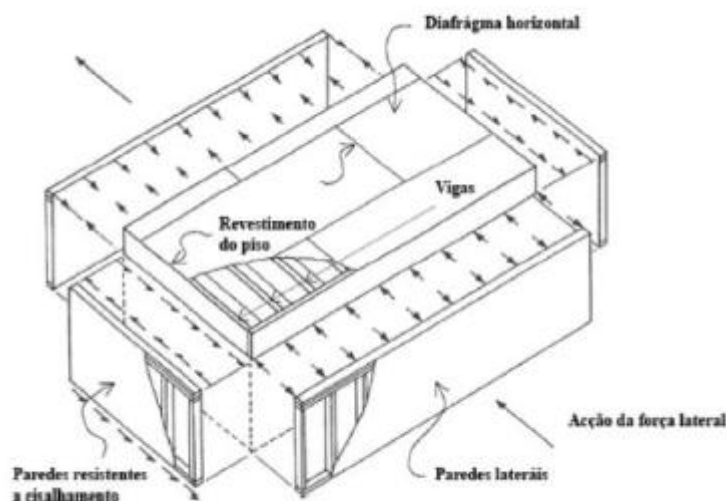


Figura 2.31- Esforço provocados nas paredes resistentes por influência da ação sísmica (Marques, 2017)

As ligações entre os pavimentos e as paredes resistentes, bem como entre as próprias paredes, desempenham um papel determinante no comportamento global dos edifícios antigos de alvenaria, contribuindo de forma significativa para a sua capacidade resistente face às ações horizontais. Segundo (Cali, 2016), ligações eficazes entre os diferentes elementos estruturais permitem que a estrutura responda de forma conjunta às solicitações impostas, promovendo um aumento da rigidez global e um comportamento estrutural integrado, frequentemente designado por *box-behaviour*, ou comportamento em caixa. Deste modo, as ligações assumem uma função essencial na transmissão e redistribuição de esforços entre os vários elementos resistentes.

A insuficiente rigidez dos pavimentos de madeira, associada frequentemente a ligações deficientes entre os elementos estruturais, pode favorecer a ocorrência de danos significativos em paredes de alvenaria sujeitas a ações sísmicas. Estes danos encontram-se normalmente relacionados com diferentes mecanismos de colapso, alguns dos quais se encontram representados na figura 2.32. Entre os mecanismos mais frequentes destaca-se o derrube das paredes exteriores provocado pela excessiva deformabilidade dos pavimentos, conforme ilustrado na figura 2.32(a).

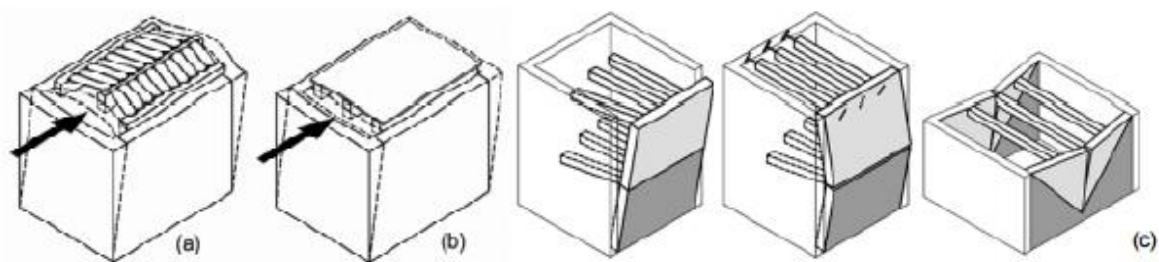


Figura 2.32 - (a) Excessiva deformabilidade do pavimento conduzindo ao derrube das paredes perpendiculares à ação sísmica; (b) pavimento com comportamento rígido permitindo a transferência das ações horizontais para as paredes resistentes laterais, paralelas à direção da ação sísmica; (c) exemplos de diferentes mecanismos de colapso observados em paredes resistentes durante eventos sísmicos. Adaptado de Piazza et al. (2008).

Ações verticais

Relativamente às ações verticais, o desempenho dos pavimentos depende essencialmente da sua rigidez fora do plano, condicionando a sua capacidade resistente face aos carregamentos aplicados. Pavimentos com maior rigidez apresentam, em geral, melhor comportamento estrutural, traduzido numa maior capacidade de carga e em menores deformações e vibrações, aspetos relevantes para o adequado funcionamento e conforto de utilização da estrutura horizontal.

Importa, contudo, referir que intervenções de reforço ou substituição de pavimentos de madeira por soluções constituídas por materiais distintos poderão originar um aumento significativo da massa estrutural. Embora estas soluções possam melhorar a resistência e a rigidez do pavimento, o acréscimo de massa conduz igualmente ao aumento das forças de inércia geradas durante a ocorrência de ações sísmicas, podendo agravar a vulnerabilidade sísmica global do edifício.

3

CASO DE ESTUDO: CARACTERIZAÇÃO, MODELAÇÃO E AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O edifício em análise corresponde a uma habitação unifamiliar isolada localizada em Santana da Carnota, no concelho de Alenquer. Trata-se de uma construção tradicional, cuja edificação se estima ter ocorrido entre o final do século XIX e o início do século XX, período em que este tipo de solução construtiva era amplamente utilizado em contextos rurais e periurbanos da região.

Dado que, à data das primeiras modelações, não se encontravam disponíveis ficheiros que permitissem a determinação rigorosa das dimensões verticais do edifício, os dados adotados no presente projeto foram estimados com base no ficheiro em formato PDF, recorrendo a relações de proporcionalidade.

O edifício é constituído por um piso abaixo da cota de soleira (figura 3.2, esquerda) e dois pisos acima da cota zero (Figura 3.2, direita e figura 3.3, esquerda), apresentando uma cobertura acessível (figura 3.4, direita). Em planta, possui dimensões aproximadas de $16,60 \times 17,40 \text{ m}^2$, correspondendo a uma área de implantação de cerca de $249,00 \text{ m}^2$, e uma altura total aproximada de 13,10 m. O pé-direito médio dos pisos é cerca 3,50 m para o piso abaixo da cota da soleira e 2,80 m para os dois acima (figura 3.4 e 3.5).

A estrutura resistente vertical é predominantemente constituída por paredes exteriores portantes em alvenaria de pedra irregular, ligadas por argamassa tradicional. Estas paredes apresentam uma espessura média aproximada de 0,85 m, característica comum em construções deste período. No interior, a compartimentação é assegurada maioritariamente por elementos não estruturais, não sendo evidenciada a presença de um sistema estrutural regular em pórtico.

Os pavimentos intermédios são constituídos por vigamento simples de madeira, apoiado diretamente nas paredes de alvenaria. O sistema de piso inclui vigas de madeira espaçadas aproximadamente 0.40 m, suportando um tabuado superior. Este tipo de solução construtiva é frequente em edifícios tradicionais, embora apresente rigidez limitada no plano, condicionando o comportamento diafragmático da estrutura. Nota-se ainda um que o piso foi reforçado com perfis metálicos que aparentam ser IPE 180 (figura 3.1).



Figura 3.1 - Estrutura do piso 0

A cobertura apresenta estrutura principal em madeira, com configuração inclinada de múltiplas águas e revestimento em telha cerâmica tradicional. Nos pisos intermédios observa-se a presença pontual de perfis metálicos associados ao sistema de pavimento, possivelmente introduzidos em intervenções posteriores com o objetivo de reforço estrutural ou adaptação funcional da construção. Estas inserções metálicas deverão ser consideradas na caracterização do sistema estrutural, uma vez que podem alterar localmente a distribuição de esforços e a rigidez dos pavimentos.

Verificam-se ainda algumas aberturas localizadas no plano da cobertura, cuja influência estrutural deverá ser considerada na avaliação do comportamento global do edifício. No piso inferior (abaixo da cota zero) identificam-se dois pilares centrais em alvenaria de pedra, de secção aproximada $2,55 \times 2,51 \text{ m}^2$, assumindo dimensão considerável e desempenhando função relevante na distribuição das cargas verticais provenientes dos pisos superiores.

Não existem elementos documentais disponíveis relativos às fundações. Considerando as práticas construtivas da época, presume-se a utilização de fundações diretas superficiais em alvenaria de pedra, executadas por prolongamento das paredes portantes até solo com capacidade resistente adequada.

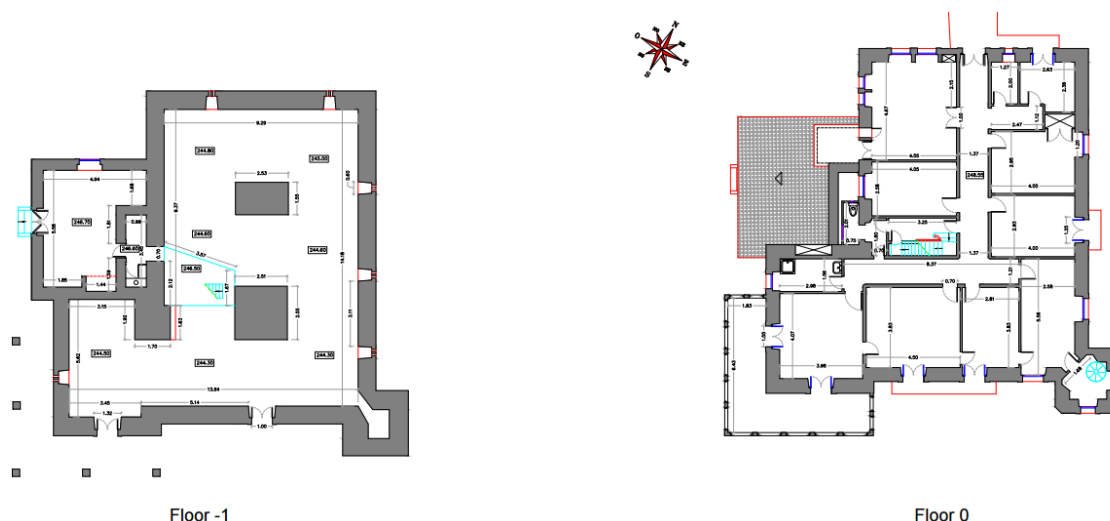


Figura 3.2 - Plantas arquitetónicas do edifício: pisos -1 e 0

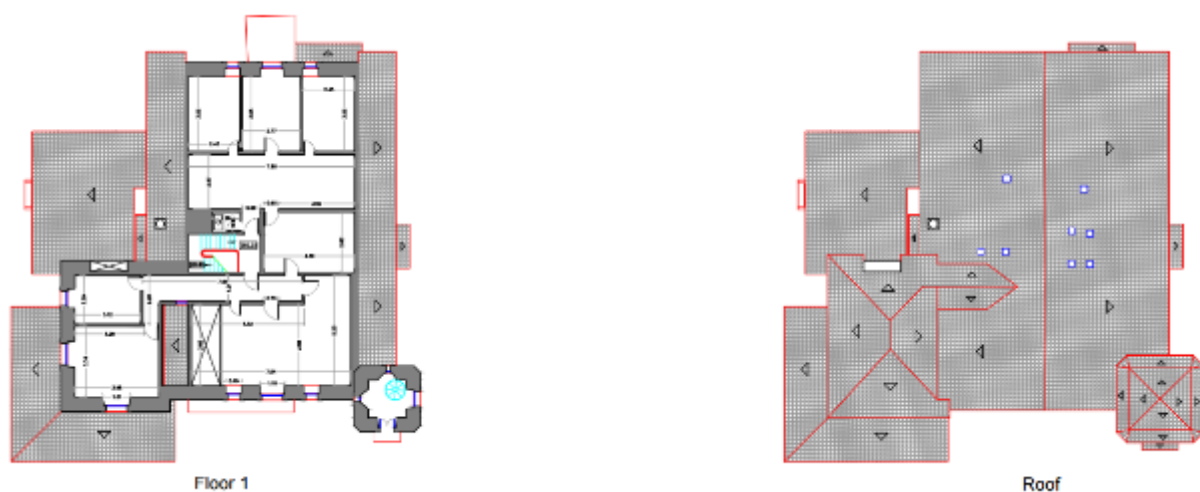


Figura 3.3 - Plantas arquitetónicas do edifício: pisos 1 e cobertura

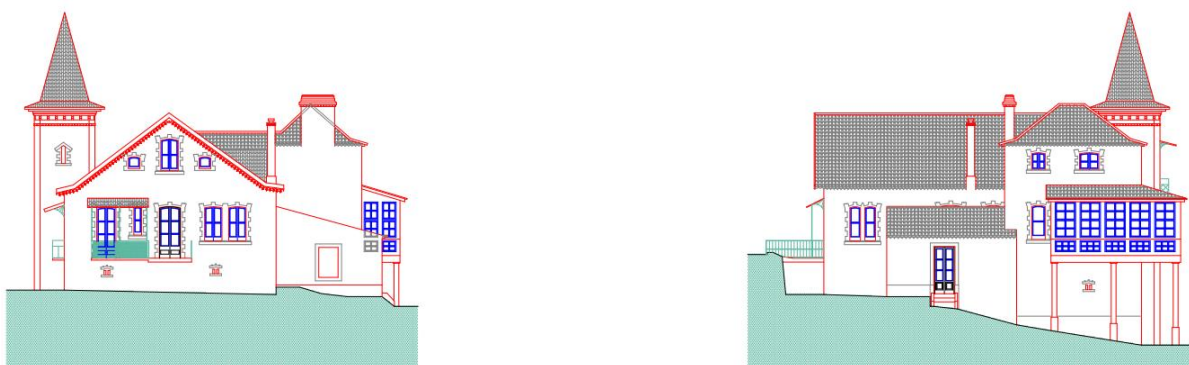


Figura 3.4 - Alçados Norte e Este

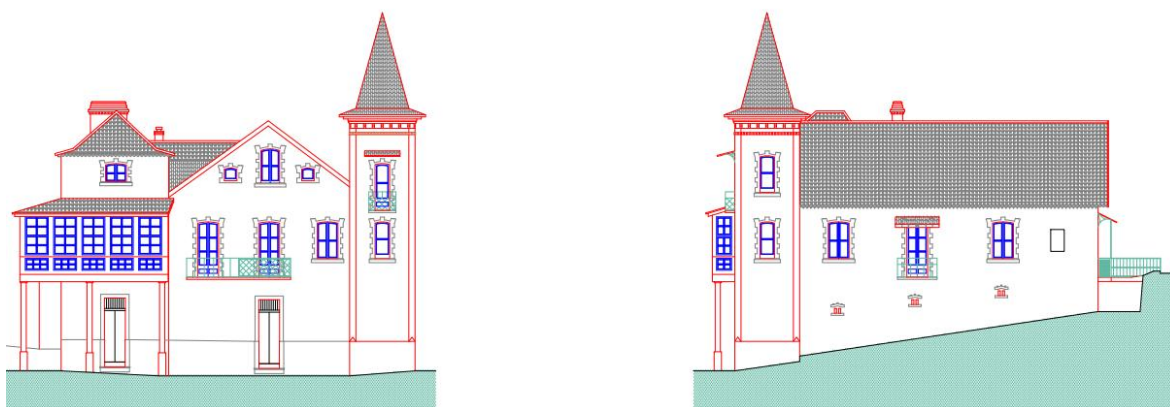


Figura 3.5 - Alçados Sul e Oeste

O edifício encontra-se implantado em terreno com condições geotécnicas aparentemente favoráveis, não sendo observados indícios significativos de instabilidade ou assentamentos diferenciais. A caracterização detalhada do solo deverá, no entanto, ser confirmada através de estudos geotécnicos específicos.

Do ponto de vista geométrico, o edifício apresenta configuração em planta irregular, com algumas descontinuidades volumétricas que podem influenciar o seu comportamento sísmico, particularmente no que respeita à distribuição de massas e rigidez. A inexistência de um sistema estrutural regular e a ausência de elementos específicos de travamento sugerem que o comportamento global do edifício seja dominado pela interação entre as paredes resistentes e os pavimentos em madeira, cuja rigidez no plano é relativamente reduzida.

Durante a inspeção visual preliminar foram identificadas diversas anomalias estruturais e construtivas, entre as quais se destacam:

- Presença de infiltrações na cobertura, associadas à degradação de elementos estruturais e de revestimento ;
- sinais de colonização biológica nas alvenarias, designadamente desenvolvimento de fungos e bolores (biodeterioração), indicativos de elevados níveis de humidade (figura 3.6) ;



Figura 3.6 – Biodeterioração das alvenarias

- fissuração em paredes de alvenaria, com roturas visíveis que poderão estar associadas a retrações ou ações horizontais (figura 3.7) ;



Figura 3.7 – Fissuração em parede de alvenaria

- indícios de deformação excessiva (deflexão) na varanda, sugerindo possível perda de capacidade resistente ou degradação dos elementos estruturais de suporte (figura 3.8) .



Figura 3.8 – Deformação do pavimento

O conjunto das patologias identificadas evidencia um estado de degradação que poderá comprometer o desempenho estrutural do edifício, afetando a sua capacidade resistente, a rigidez global e a integridade dos seus elementos estruturais, podendo traduzir-se numa redução da capacidade da estrutura para resistir às ações atuantes, em particular às ações sísmicas. Neste contexto, torna-se indispensável proceder a uma avaliação estrutural do edifício, de modo a caracterizar o seu estado de conservação e fundamentar a definição das soluções de reforço mais adequadas.

3.2 MODELAÇÃO NÚMERICA

O modelo de cálculo tem como objetivo representar, de forma simplificada, o comportamento estrutural de um edifício quando sujeito ao conjunto de ações que podem ocorrer ao longo da sua vida útil, permitindo avaliar a adequação do seu desempenho.

A avaliação de estruturas em alvenaria apresenta particularidades específicas, sobretudo no âmbito da verificação da segurança face a ações sísmicas, destacando-se:

- A dificuldade na caracterização fiável das propriedades mecânicas dos materiais constituintes;
- A incerteza associada à definição das ligações entre os diferentes elementos estruturais;
- A suscetibilidade à degradação progressiva da rigidez e da resistência quando sujeitas a ações cíclicas;
- O comportamento tendencialmente frágil destas construções, sendo limitado e incerto o nível de ductilidade que pode ser mobilizado.

A modelação estrutural foi desenvolvida com recurso ao software **Autodesk Robot Structural Analysis 2026** (Autodesk, 2025). A sua utilização deveu-se à experiência prévia adquirida com esta ferramenta, ao tempo disponível para o desenvolvimento da dissertação e às limitações inerentes ao processo de modelação, que condicionaram a realização de uma representação e análise mais detalhadas do comportamento estrutural das alvenarias de pedra.

Face à indisponibilidade de ensaios experimentais que possibilitassem a determinação das propriedades mecânicas dos elementos estruturais considerados no projeto, recorreu-se a estudos previamente publicados para a definição das propriedades da alvenaria de pedra, bem como dos restantes elementos estruturais. A parte 3 do Eurocódigo 8 fornece valores médios de propriedades mecânicas para alguns tipos de alvenarias (Candeias et al., 2020). Assumindo que as alvenarias em estudos fazem parte das alvenarias de pedra aparelhadas com boa aderência (figura 3.9), as propriedades mecânicas encontram-se apresentadas na Tabela 3.1



Figura 3.9 - Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência (Candeias et al., 2020)

Tabela 3.1 - Valores médios, ou intervalos de valores de propriedades de alguns tipos de Alvenarias.
Adaptado de Eurocódigo 8 – Parte 3 (CEN, 2024).

Tipo de Alvenaria	F_c [MPa]	f_t [MPa]	f_{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	W [KN/m ³]
Alvenaria de Pedra irregular, com seixo e pedras distribuídas de forma errática	1,1-1,9	0,03-0,05	-	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2,0-3,0	0,05-0,08	-	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2,6-3,8	0,08-0,11	-	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4-2,2	0,05-0,06	-	1100	400	13-16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2,0-3,2	-	0,10-0,19	1400	500	13-16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6,0-8,0	-	0,19-0,25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa á base de cal	2,5-3,4	0,09-0,14	0,13-0,19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (Índice de furação vertical <40%) com argamassa á base de cimento e cal	4,9-8,1	-	0,24-0,32	4600	1100	15
Nota: f_c - resistência à compressão, f_t - resistência à tração, f_{v0} - resistência ao corte para esforço axial nulo, E - módulo de elasticidade, G módulo de distorção, W -peso volúmico						

Cada edifício apresenta características arquitetónicas, estruturais e construtivas próprias. Entre os diversos aspetos passíveis de análise, destacam-se os relacionados com a geometria, as disposições construtivas e os materiais existentes. O Anexo C do Eurocódigo 8-3 (CEN, 2024) complementa esta abordagem, identificando os aspetos que devem ser cuidadosamente avaliados em edifícios existentes de alvenaria.

Tabela 3.2 - Relação entre níveis de conhecimento, método de análise e coeficientes de conhecimento (Adaptado do quadro 3.1 do Eurocódigo 3)

Nível de conhecimento	Método de análise	Coeficiente de confiança (CF)
Conhecimento limitado (KL1)	Método de análise linear (LF, MRS)	1,35
Conhecimento normal (KL2)	Método de análise linear e não linear	1,20
Conhecimento Integral (KL3)	Métodos de análise linear e não linear	1,00

Como já referido anteriormente, face à ausência de informação detalhada relativa às dimensões e à disposição dos materiais, recorreu-se ao conceito de proporções para a definição das características geométricas dos diferentes elementos.

A caracterização das propriedades mecânicas, nomeadamente do módulo de elasticidade, foi efetuada com base nos valores de referência estabelecidos nos Eurocódigos aplicáveis, designadamente o Eurocódigo 3 (CEN, 2022) para o aço, o Eurocódigo 5 (CEN, 2023) para a madeira e o Eurocódigo 6 (CEN, 2022) para a alvenaria.

No caso específico da alvenaria de pedra, atendendo ao carácter existente da construção e à inerente variabilidade e incerteza associadas aos materiais, estes valores foram complementados e ajustados com base nas recomendações do Eurocódigo 8-3 (CEN, 2024), nomeadamente através da consideração de coeficientes de confiança e de abordagens compatíveis com a avaliação de estruturas existentes.

Tabela 3.3 - Parâmetros para a definição do piso de madeira

Descrição	Largura da viga (b) (m)	Altura da viga (h) (m)	Espaçamento entre vigas (i) (m)	Módulo de elasticidade (MPa)
Pedra	0,07	0,15	0,35	9000
Madeira	0,20	0,30	1,05	10000
IPE	-	-	-	210000

As principais propriedades mecânicas dos materiais devem ser corrigidas através da aplicação de coeficientes de confiança antes da sua utilização na modelação, de forma a refletir, de modo mais realista, a condição atual da estrutura. A Tabela 3.4 apresenta os valores adotados após essa correção.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas de cálculo adotadas para os elementos modelados, considerando a aplicação dos coeficientes de confiança

Descrição	Coeficiente de Poisson	Peso específico (KN/m ³)	Módulo de elasticidade (MPa)
Pedra	0,2	14,1	6667
Madeira	-	4,7	7407
Aço	0,3	58,1	15556

Com base nas informações anteriormente apresentadas, foi possível definir um modelo inicial para a realização das análises, conforme ilustrado na figura 3.10.

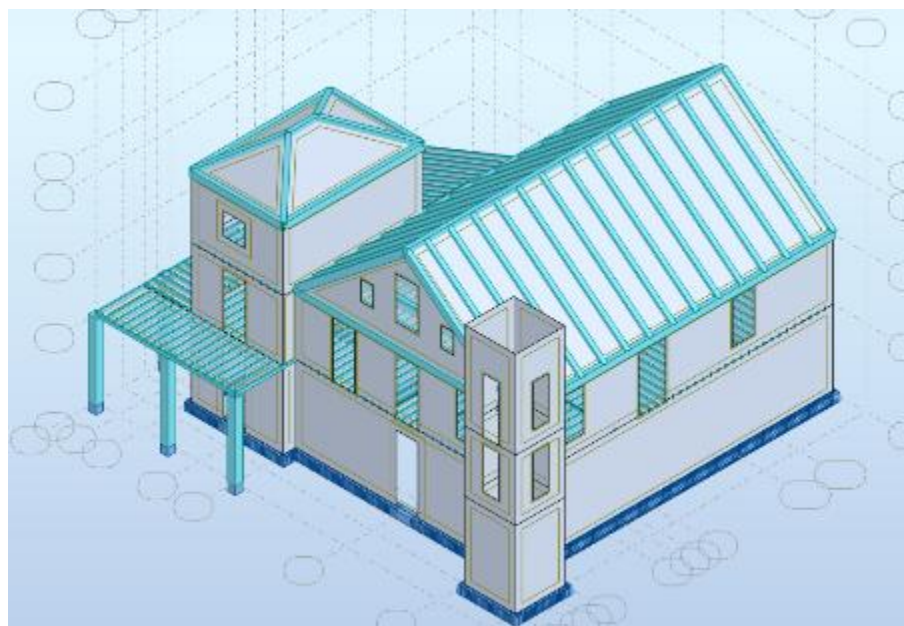


Figura 3.10 - Modelo de cálculo estrutural desenvolvido com recurso ao Autodesk Robot Structural Analysis

3.2.1 Ações consideradas no projeto

Ações verticais

As cargas verticais foram definidas com base nas tabelas técnicas de Farinha e Reis (1993). Para efeitos de cálculo, e de acordo com a informação disponível, adotaram-se os seguintes pressupostos: para as lajes intermédias considerou-se um revestimento em madeira (pinho); para as paredes divisórias, a solução construtiva em tabique; e, para a cobertura, telha marselha, incluindo o peso próprio das telhas, asnas e ripas.

Tabela 3.5 - Cargas verticais consideradas no modelo estrutural

Categoria	GK [KN/m ²]	QK [KN/m ²]
Tabique	1,35	2
Pinho	1,2	
Cobertura	0,65	0,3

Ações Horizontais

Ação do vento

A ação do vento foi determinada de acordo com o Eurocódigo 1-4 (CEN, 2024), que estabelece os princípios e procedimentos para a avaliação das ações do vento em estruturas. Esta norma define as disposições aplicáveis ao cálculo das ações do vento natural no dimensionamento de edifícios e outras obras de engenharia civil, tendo em consideração as diferentes superfícies expostas.

A pressão do vento atuante na estrutura foi determinada com base nas informações disponíveis do projeto e nos procedimentos de cálculo estabelecidos no Eurocódigo 1-4 (CEN, 2024). Para o efeito, foram considerados os parâmetros relevantes para a caracterização da ação do vento, de acordo com as características geométricas do edifício e as condições de exposição do local.

A Tabela 3.6 apresenta um resumo dos principais parâmetros adotados no cálculo, bem como os valores finais da pressão do vento obtidos para as direções consideradas mais relevantes para o caso de estudo

Tabela 3.6 – Parâmetros de cálculo adotados para a determinação da ação do vento e respetivas pressões finais.

Designação	Valores
Altura de referência	13,1 m
Valor básico da velocidade de referência do vento (Zona A)	27 m/s
Categoria do terreno e respetivos parâmetros	III, $Z_0=0,3$ $Z_{min}=8$
Coeficiente de rugosidade (C_r)	1
Coeficiente de exposição (C_e)	2,5
Velocidade média (v_m)	27 m/s
Pressão Dinâmica	1,14 kN/m ²
Coeficiente de pressão exterior para paredes verticais ($h/d=0.73$)	$D=1,0$; $E=-0,7$
Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (0°)	$I=-0,2$; $H=+0,7$
Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (90°)	$I=-0,5$; $H=-1$
Pressão exercida pelo vento sobre as paredes	$W_e (A)=-1,09$ kN/m ²
	$W_e (D)=0,91$ kN/m ²
	$W_e (E)=-0,51$ kN/m ²
Pressão exercida pelo vento sobre as coberturas para 0°	$W_e =-0,8$ kN/m ²
Pressão exercida pelo vento sobre as coberturas para 90°	$W_e =-1,14$ kN/m ²

Ação sísmica

A avaliação da ação sísmica foi realizada de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN, 2024), recorrendo a uma análise modal por espectro de resposta. Este método é particularmente adequado para a análise de estruturas com comportamento dinâmico complexo, uma vez que permite considerar a contribuição dos diferentes modos de vibração na resposta global da estrutura quando sujeita a ações sísmicas.

A definição do espectro de resposta de cálculo foi efetuada com base nos parâmetros regulamentares aplicáveis ao caso de estudo, tendo em consideração a localização da estrutura, as características do terreno de fundação, a importância do edifício e os restantes fatores que influenciam a intensidade da ação sísmica. Estes parâmetros condicionam a forma e a amplitude do espectro de resposta, influenciando diretamente os esforços e deslocamentos obtidos na análise estrutural.

À semelhança do procedimento adotado para a determinação das ações do vento, procurou-se utilizar os dados disponíveis mais representativos das condições reais da estrutura, garantindo a coerência entre os pressupostos de cálculo e as características do edifício em análise. Os principais parâmetros considerados na definição da ação sísmica encontram-se resumidos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Parâmetros para a definição do espectro de resposta

Região		Continente
Tipo de Terreno		B
Zonas sísmicas	Tipo1	1,4
	Tipo2	2,3
Classe de importância		II
Número de pisos		2
Altura do Edifício, H		13,10 m
Largura da base, L		18,00 m
Coeficiente de comportamento, q		1.5
Espectro Utilizado		Elástico, Cálculo
Edifício correntes (habitações)		

Após a aplicação do espectro de cálculo ao modelo estrutural em estudo, foram obtidos os diversos modos de vibração que caracterizam o comportamento dinâmico da estrutura. Os modos de vibração correspondem às configurações deformadas da estrutura associadas às suas frequências naturais, permitindo caracterizar o seu comportamento dinâmico e identificar a forma como responde às ações dinâmicas, nomeadamente às ações sísmicas.

Nas figuras 3.11 e 3.12 encontram-se representados os principais modos de vibração nas direções globais X e Y, respetivamente, os quais evidenciam os padrões dominantes de deformação da estrutura em cada direção principal de análise.

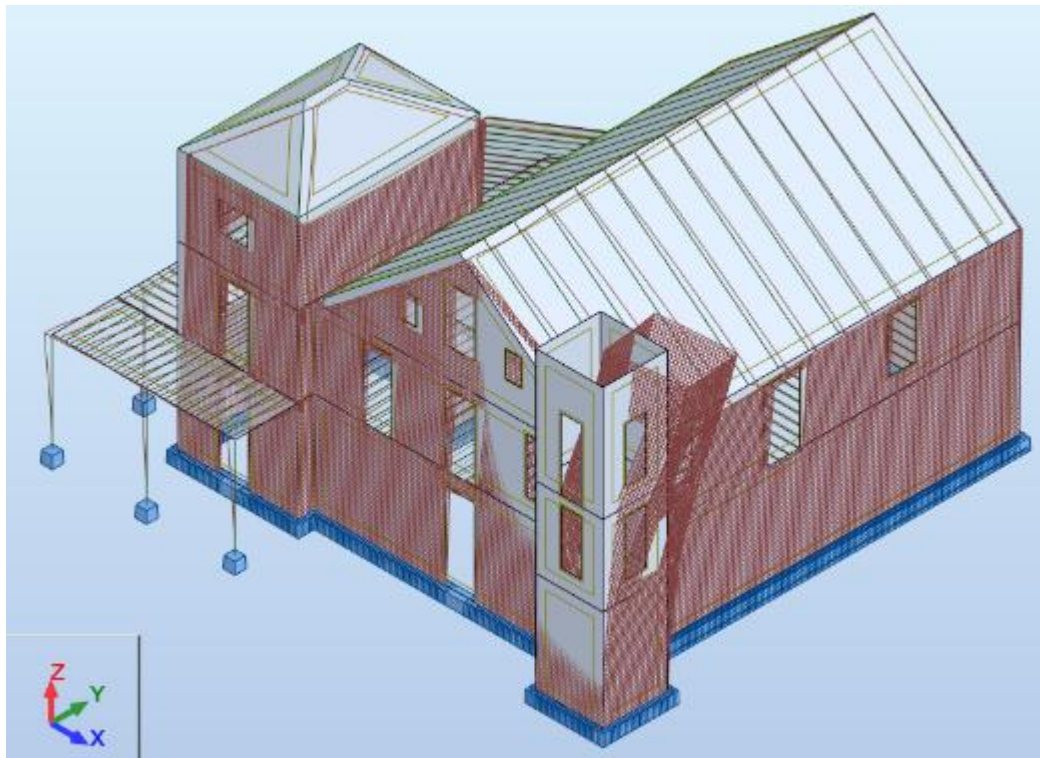


Figura 3.11 - Modo fundamental de vibração na direção X devido à ação sísmica

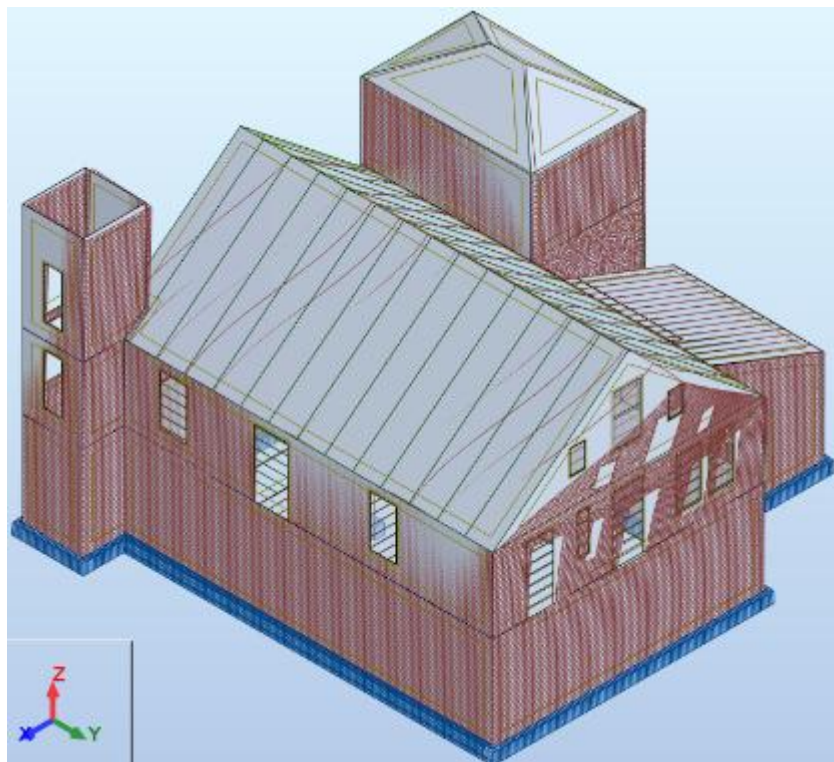


Figura 3.12 - Modo fundamental de vibração na direção Y devido à ação sísmica

Combinações

As combinações de ações foram definidas de acordo com as regras estabelecidas nos pontos 6.4 e 6.5 do Eurocódigo 8 (CEN, 2023), correspondentes, respetivamente, ao Estado Limite Último (ELU) e ao Estado Limite de Serviço (ELS). De acordo com esta norma, os valores de cálculo dos efeitos das ações são determinados através da combinação das ações que se consideram poder ocorrer simultaneamente, tendo em conta os respetivos coeficientes parciais de segurança e fatores de combinação.

Estado Limite Último

Para as situações de projeto persistentes ou transitórias, foram consideradas as combinações fundamentais de ações, dadas por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Para as situações de projeto acidentais, as combinações de ações são expressas por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Relativamente às situações de projeto sísmicas, de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN, 2023), adotou-se a seguinte combinação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

sendo a interação entre as componentes horizontais da ação sísmica considerada através da regra 100/30.

Os coeficientes parciais de segurança adotados para as ações foram:

- Peso próprio da estrutura: $\gamma_G = 1,35$;
- Restantes cargas permanentes: $\gamma_G = 1,35$ (desfavorável) ou 1,0 (favorável);
- Ações variáveis: $\gamma_Q = 1,50$ (desfavorável) ou 0 (favorável).

Estado Limite de Serviço

As combinações de ações para os estados limites de utilização foram definidas de acordo com os requisitos de desempenho da estrutura, considerando as combinações característica, frequente e quase-permanente:

Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Em que:

- $G_{k,j}$ - valor característico da ação permanente;
- P - valor representativo da ação de pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ - valor característico da ação variável principal;
- $Q_{k,i}$ - valores característicos das restantes ações variáveis;

- ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 - fatores de combinação para as ações variáveis, nas combinações característica, frequente e quase-permanente, respetivamente.

Nos anexos apresenta-se a tabela correspondente a todas as combinações de ações consideradas no objeto de estudo.

3.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Atendendo ao facto de se tratar de um edifício antigo em alvenaria de pedra, serão analisadas as tensões nas paredes correspondentes às quatro fachadas, bem como as deformações dos pisos intermédios, considerando, em ambos os casos, as combinações de ações mais desfavoráveis.

3.3.1 Análise das Fachadas

Nas figuras 3.13 a 3.18 observam-se distribuições de tensões normais σ_{xx} e σ_{yy} , bem como tensões de corte σ_{xy} , com presença significativa de zonas alternadas de tração e compressão. Para a componente σ_{xx} , os valores variam aproximadamente entre +2,21 MPa e -1,92 MPa, enquanto para σ_{yy} se situam entre +1,32 MPa e -1,81 MPa.

Verifica-se que as tensões de compressão se encontram globalmente dentro dos intervalos usuais de resistência da alvenaria de pedra (da ordem de 1 MPa a 5 MPa), não sendo expectável a ocorrência de rotura por esmagamento.

Contudo, a ocorrência de tensões de tração em zonas localizadas, associada à reduzida capacidade resistente da alvenaria à tração, constitui um aspeto relevante na avaliação do comportamento estrutural. Estas zonas poderão indicar uma maior suscetibilidade à fissuração, sobretudo na envolvente dos vãos e em regiões com descontinuidades geométricas, devendo a sua importância ser avaliada em função das propriedades mecânicas adotadas para a alvenaria no modelo.

Adicionalmente, a análise das tensões de corte evidencia a existência de esforços significativos que podem contribuir para mecanismos de rotura por deslizamento ou fissuração diagonal, especialmente sob ação sísmica.

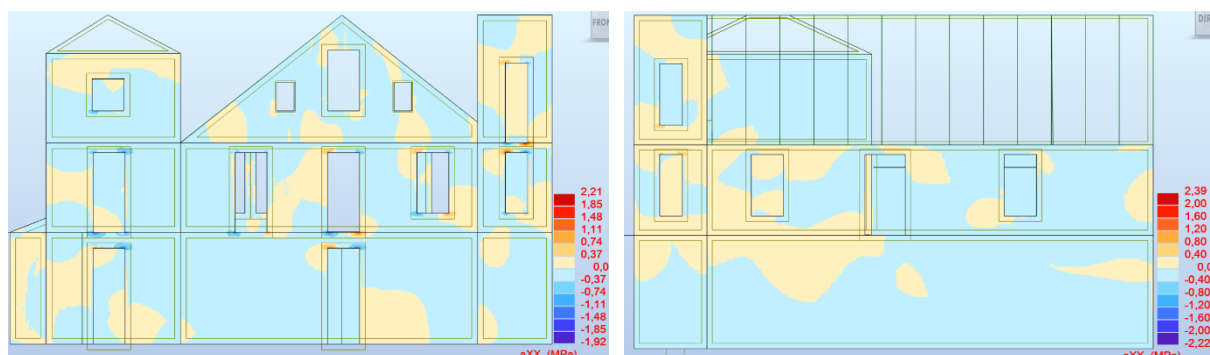


Figura 3.13 - Tensões principais σ_{xx} nas paredes das fachadas Sul e Oeste

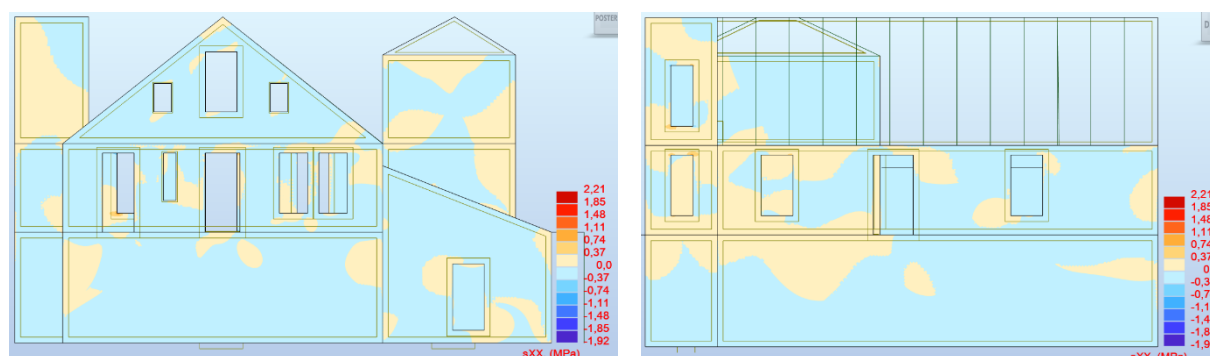


Figura 3.14 - Tensões principais σ_{xx} nas paredes das fachadas Norte e Este

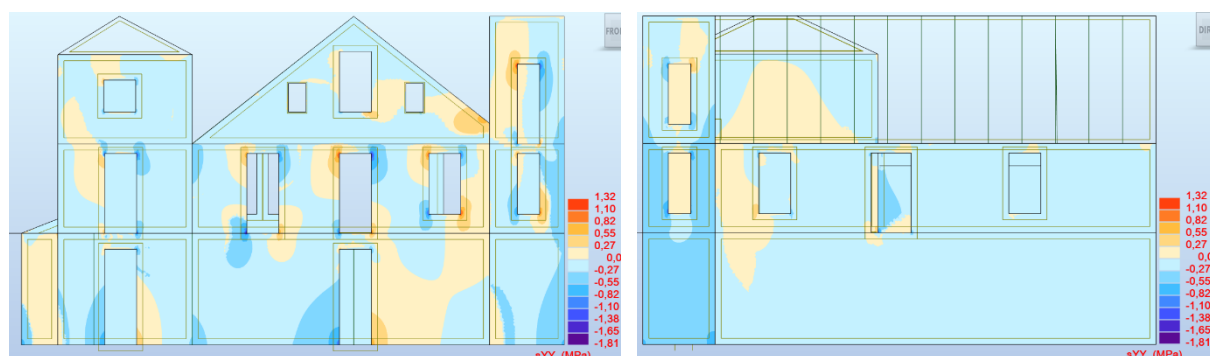


Figura 3.15 - Tensões principais σ_{yy} nas paredes das fachadas Sul e Oeste

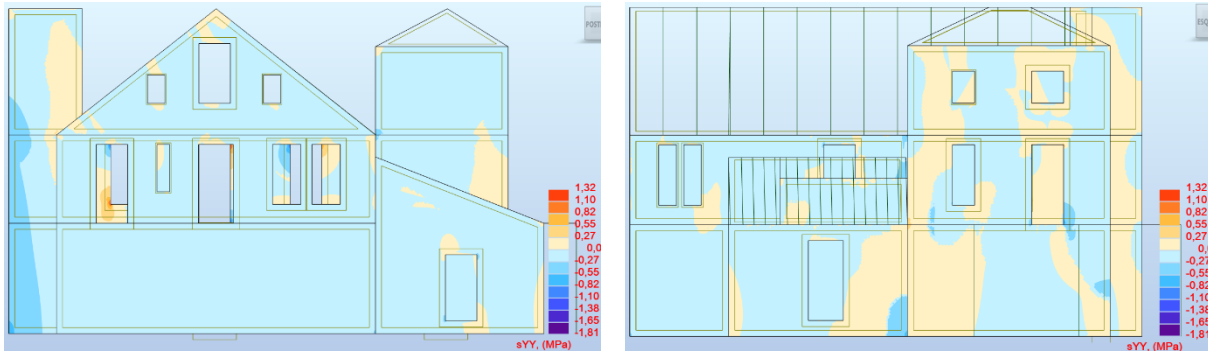


Figura 3.16 - Tensões principais σ_{yy} nas paredes das fachadas Norte e Este

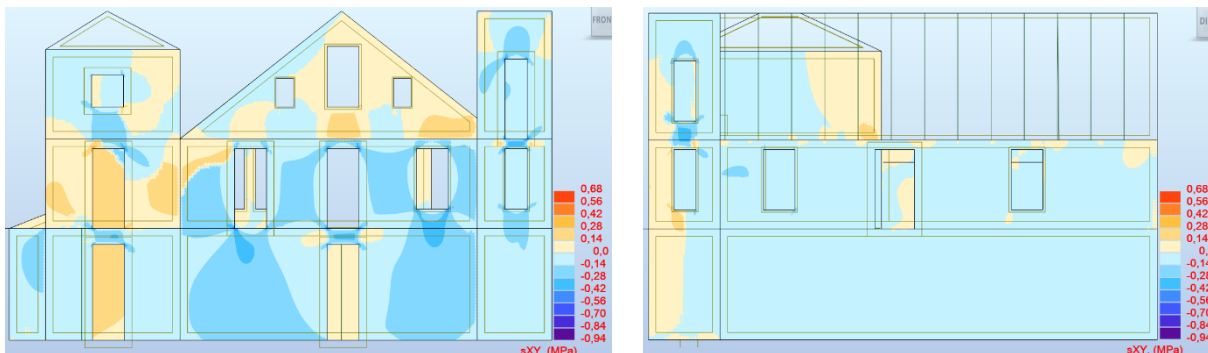


Figura 3.17 - Tensões principais σ_{xy} nas paredes das fachadas Sul e Oeste

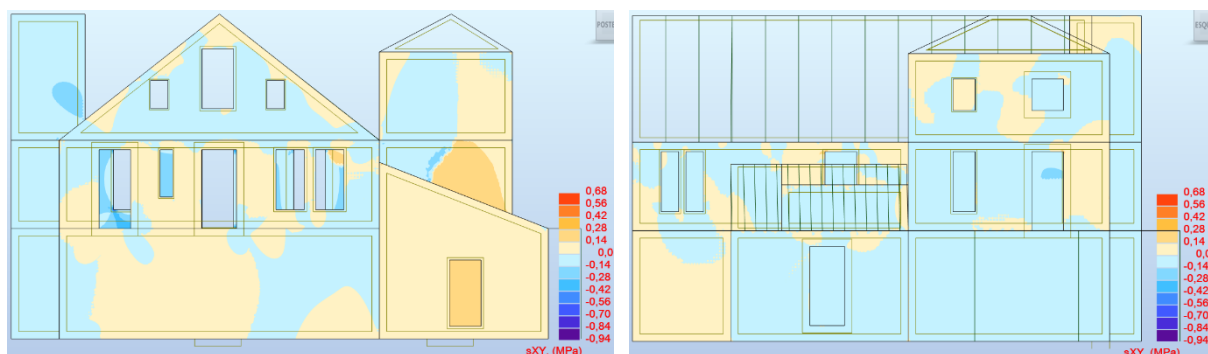


Figura 3.18 - Tensões principais σ_{xy} nas paredes das fachadas Norte e Este

3.3.2 Análise dos pavimentos

Para a análise do comportamento dos pavimentos, consideraram-se como critérios de verificação as deformações verticais, nomeadamente a flecha instantânea e a flecha final (a longo prazo), de acordo com o Eurocódigo 5 (CEN, 2023) e Eurocódigo 3 (CEN, 2022). Foram adotados como limites de verificação os valores de $u = \frac{l}{300}$ para a flecha instantânea e $u = \frac{l}{250}$ para a flecha final para a madeira e para o aço

A avaliação da flecha final foi realizada com base na expressão:

$$w_{final} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) \quad (3.7)$$

considerando $k_{def} = 0,6$, valor representativo para estruturas de madeira em condições de serviço correntes.

Piso 0

Para o pavimento do piso 0, a combinação de ações mais desfavorável conduziu a uma flecha máxima de 0,035 m, conforme ilustrado na figura 3.19.

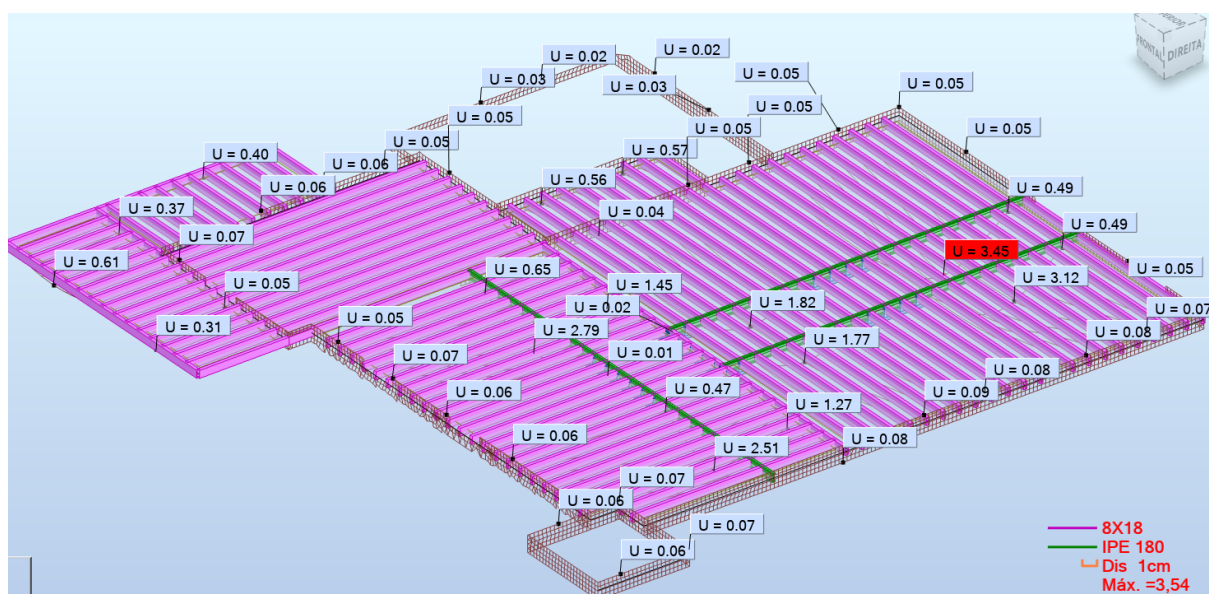


Figura 3.19 - Deformação do pavimento (Piso 1) nas condições atuais

Para um vão de 9,26 que representa o vão mais condicionante, os limites admissíveis correspondem a:

- 0,032 m para a flecha instantânea;
- 0,0481 m para a flecha final.

A partir da flecha instantânea e com recurso à expressão (3.7), obteve-se uma flecha final de 0,057 m. A comparação entre os valores obtidos e os limites regulamentares permite concluir que:

- A flecha máxima do pavimento como um todo excede o limite da flecha instantânea, não cumprindo assim com o critério de deformação em serviço imediato.
- A flecha final calculada ultrapassa igualmente o limite admissível, não satisfazendo assim o critério de deformação a longo prazo.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Membro	Seção	Material	Proporç	Caso (uy)	Proporç	Caso (uz)
21 Viga s travam	8X18	MADEIRA(1.3)	41.76	93.96	inf	2 GK	21 Viga s travam	8X18	MADEIRA(1.3)	0.04	10 Spectro ST1X	0.19	37 ELS5
29	15.5X2.55	Pedra(1.35)	4.85	7.82	0.00	12 ELU1	1159 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	41 ELS9	0.14	36 ELS4
819	25X25	Pedra(1.35)	4.85	4.85	0.00	12 ELU1	1160 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	11 Spectro ST1Y	0.05	37 ELS5
1159 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	61.78	139.00	inf	2 GK	1161 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	41 ELS9	0.16	36 ELS4
1160 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	2 GK	1162 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	36 ELS4	0.13	37 ELS5
1161 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	61.78	139.00	inf	1 DL1	1163 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	37 ELS5	0.32	36 ELS4
1162 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1164 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	36 ELS4	0.14	37 ELS5
1163 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	6 WY-	1165 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	37 ELS5	0.36	36 ELS4
1164 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	6 WY-	1166 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	36 ELS4	0.20	36 ELS4
1165 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	1 DL1	1167 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	37 ELS5	0.36	36 ELS4
1166 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1168 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	40 ELS8	0.22	36 ELS4
1167 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	1 DL1	1169 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	37 ELS5	0.36	36 ELS4
1168 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1170 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	40 ELS8	0.21	34 ELS2
1169 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	1 DL1	1171 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.34	36 ELS4
1170 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1172 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.16	34 ELS2
1171 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	1 DL1	1173 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.31	36 ELS4
1172 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1174 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.09	34 ELS2
1173 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	1 DL1	1175	8X18	MADEIRA(1.3)	0.02	11 Spectro ST1Y	0.28	36 ELS4
1174 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1176	8X18	MADEIRA(1.3)	0.02	11 Spectro ST1Y	0.02	34 ELS2
1175	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	2 GK	1177	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	11 Spectro ST1Y	0.27	36 ELS4
1176	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	2 GK	1178	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	11 Spectro ST1Y	0.05	36 ELS4
1177	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	2 GK	1179	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.27	36 ELS4
1178	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1180	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.06	36 ELS4
1179	8X18	MADEIRA(1.3)	75.25	169.31	inf	2 GK	1208 Viga c trava	IPE 180	AÇO	0.01	37 ELS5	0.89	37 ELS5
1180	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	1 DL1	1209 Viga c trava	IPE 180	AÇO	0.01	37 ELS5	0.88	37 ELS5
1208 Viga c trava	IPE 180	AÇO	118.66	428.80	1.73	13 ELU2	1210 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	11 Spectro ST1Y	0.02	37 ELS5
1209 Viga c trava	IPE 180	AÇO	118.66	428.80	1.67	15 ELU4	1211 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	10 Spectro ST1X	0.12	34 ELS2
1210 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	2 GK	1212 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.04	34 ELS2
1211 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	7 WX+	1213 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.06	37 ELS5
1212 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	7 WX+	1214 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.13	37 ELS5
1213 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	7 WX+	1215 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.16	37 ELS5
1214 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	7 WX+	1216 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.14	37 ELS5
1215 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	34.64	77.94	inf	7 WX+	1217 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	11 Spectro ST1Y	0.08	37 ELS5
							1218 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.00	41 ELS9	0.02	34 ELS2
							1219 Viga s trava	8X18	MADEIRA(1.3)	0.01	37 ELS5	0.11	37 ELS5

Figura 3.20 - Verificação dos perfis de madeira e aço constituintes do piso 0 para os Estados Limite Último (ELU), à esquerda, e de Serviço (ELS), à direita

Os resultados obtidos evidenciam que diversos elementos estruturais satisfazem as verificações em Estado Limite de Serviço (ELS), mas não cumprem os critérios de verificação em Estado Limite Último (ELU), conforme ilustrado na figura 3.20. Esta situação demonstra que, apesar de os elementos apresentarem um comportamento adequado em condições normais de utilização, a sua capacidade resistente poderá revelar-se insuficiente para garantir o cumprimento das exigências de segurança consideradas no dimensionamento.

Este comportamento indica que os elementos apresentam deformações compatíveis com os limites regulamentares em condições de utilização, garantindo um desempenho aceitável em termos de deslocamentos e funcionamento em serviço. Contudo, a capacidade resistente dos elementos revela-se insuficiente para suportar as solicitações de cálculo associadas às combinações últimas de ações.

Tal situação pode ocorrer em estruturas existentes de madeira devido à reduzida secção resistente dos elementos, à degradação das propriedades mecânicas do material ao longo do tempo ou ao aumento das exigências regulamentares introduzidas pelos normativos atuais, particularmente no âmbito da segurança estrutural e da ação sísmica.

Verifica-se ainda que as combinações de ELU incorporam coeficientes parciais de segurança e ações mais gravosas, conduzindo a esforços significativamente superiores aos considerados nas verificações de ELS. Consequentemente, embora os elementos apresentem um comportamento aceitável em serviço, não possuem resistência suficiente para satisfazer as condições de segurança última impostas pelo regulamento.

Piso 1

Para o pavimento do piso 1, a combinação de ações analisada conduziu a uma flecha máxima de aproximadamente 0,015 m, conforme ilustrado na figura 3.21.

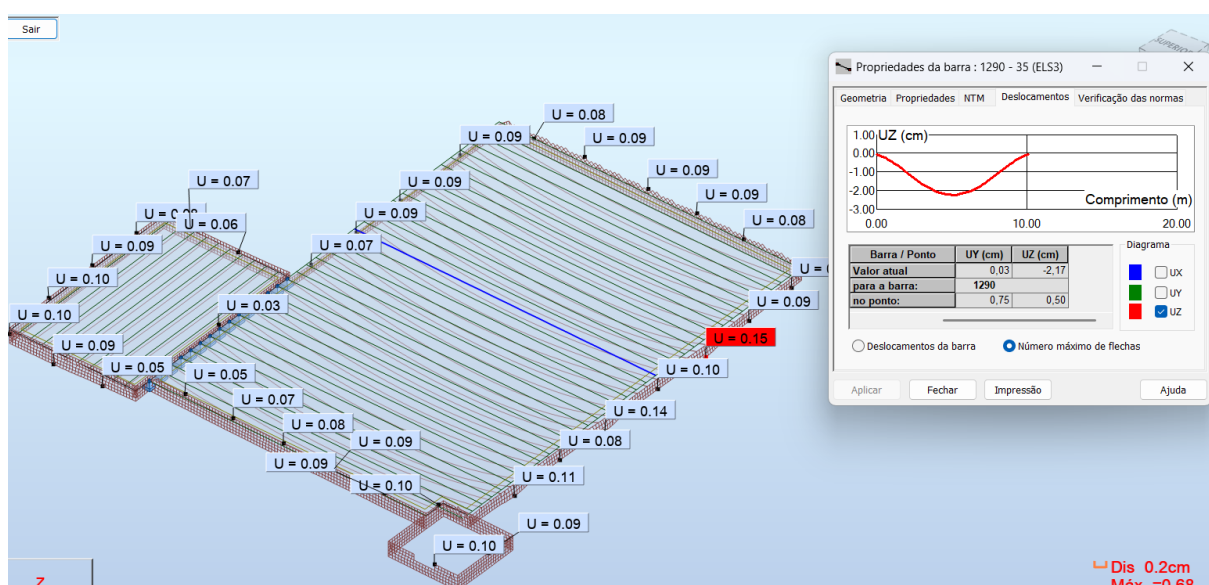


Figura 3.21 - Deformação do pavimento (Piso 2) nas condições atuais

Para o vão mais condicionante, mantêm-se os limites admissíveis previamente definidos:

- 0,032 m para a flecha instantânea;
- 0,0481 m para a flecha final.

A partir da flecha instantânea, obteve-se uma flecha final de 0.0024. A comparação entre os valores obtidos e os limites regulamentares permite concluir que:

- A flecha máxima é significativamente inferior ao limite da flecha instantânea, cumprindo o critério de deformação em serviço imediato.
- A flecha final calculada é igualmente inferior ao limite admissível, satisfazendo o critério de deformação a longo prazo.

Resultados Mensagens							Resultados Mensagens								
Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Membro	Seção	Material	Proporç	Caso (uy)	Proporç	Caso (uz)	Proporç	Caso (vx)
1021 Viga de ma	 8X18	MADERA1.3	122.40	275.40	2.33	13 ELU2	17	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1022 Viga de ma	 8X18	MADERA1.3	122.40	275.40	2.33	13 ELU2	342 Viga de mad	 20X30	MADERA1.3	0.02	(1+0.6)*1 + (1+0.6)*	0.01	(1+0.6)*1 + (1+0.6)*	-	-
1023 Viga de ma	 8X18	MADERA1.3	122.40	275.40	1.90	15 ELU4	734 Viga de mad	 5X10	MADERA1.3	0.01	Spectro ST1Y	0.00	(1+0.6)*1 + (1+0.6)*	-	-
1275 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	1.64	29 SIS5	1275 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.01	Spectro ST1Y
1276 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.98	13 ELU2	1276 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1277 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.93	13 ELU2	1277 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.01	Spectro ST1Y
1278 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.95	13 ELU2	1278 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.01	Spectro ST1Y
1279 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.97	13 ELU2	1279 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1280 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.98	13 ELU2	1280 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1281 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.98	14 ELU3	1281 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1282 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.97	14 ELU3	1282 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1283 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.96	14 ELU3	1283 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1284 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.95	14 ELU3	1284 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1285 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.94	14 ELU3	1285 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1286 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.94	14 ELU3	1286 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1287 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.95	14 ELU3	1287 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1288 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.95	14 ELU3	1288 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1289 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.96	13 ELU2	1289 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1290 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.95	13 ELU2	1290 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1291 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.94	14 ELU3	1291 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1292 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.94	14 ELU3	1292 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1293 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.96	14 ELU3	1293 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1294 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.98	13 ELU2	1294 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL53 (1+2+3)*1.00
1295 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.99	13 ELU2	1295 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1296 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.94	16 ELU5	1296 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL56 (1+2+7)*1.00
1297 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.93	14 ELU3	1297 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL59 (1+2+6)*1.00
1298 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.93	14 ELU3	1298 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1299 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.93	14 ELU3	1299 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1300 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.92	14 ELU3	1300 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1301 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.92	14 ELU3	1301 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1302 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.92	14 ELU3	1302 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1303 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.92	14 ELU3	1303 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1304 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.91	14 ELU3	1304 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL57 (1+2+8)*1.00
1305 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.90	14 ELU3	1305 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1306 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.90	14 ELU3	1306 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1307 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.91	14 ELU3	1307 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1308 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.89	14 ELU3	1308 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1309 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.88	15 ELU4	1309 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	Spectro ST1Y
1310 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	116.97	175.46	0.90	15 ELU4	1310 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL59 (1+2+6)*1.00
1311 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	107.50	161.25	3.31	29 SIS5	1311 Coluna de	 20X30	MADERA1.3	-	-	-	-	0.00	EL56 (1+2+7)*1.00

Figura 3.22 - Verificação dos perfis de madeira e aço constituintes do piso 0 para os Estados Limite Último (ELU), à esquerda, e de Serviço (ELS), à direita

Conclui-se que, para o piso em análise, todas as verificações em Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Último (ELU) são satisfeitas, evidenciando um desempenho estrutural adequado face às combinações de ações consideradas. Conforme ilustrado na figura 3.22, os elementos estruturais apresentam níveis de deformação compatíveis com os limites regulamentares e capacidade resistente suficiente para suportar as solicitações de cálculo previstas.

Os resultados obtidos demonstram que o pavimento possui condições adequadas de segurança e funcionalidade, apresentando um comportamento compatível com os requisitos estabelecidos pelos regulamentos aplicáveis. Deste modo, para as condições analisadas, não foram identificadas insuficiências estruturais que justifiquem a necessidade de intervenções de reforço, considerando-se que o piso assegura satisfatoriamente o desempenho exigido.

O presente capítulo permitiu caracterizar e avaliar o comportamento estrutural do edifício em estudo através de uma modelação numérica desenvolvida com base na informação disponível e em pressupostos fundamentados na regulamentação e na bibliografia técnica. Apesar das limitações decorrentes da ausência de ensaios experimentais e de informação detalhada sobre alguns elementos construtivos, foi possível construir um modelo representativo do comportamento global da estrutura, adequado aos objetivos da presente dissertação.

A caracterização do edifício evidenciou tratar-se de uma construção tradicional em alvenaria de pedra, cujo comportamento estrutural depende essencialmente da interação entre as paredes resistentes e os pavimentos em madeira. A inspeção visual revelou diversas patologias, nomeadamente infiltrações, biodeterioração, fissuração das paredes e deformações em elementos estruturais, demonstrando um estado de degradação que poderá comprometer o desempenho da estrutura, sobretudo perante ações horizontais.

A análise numérica permitiu identificar os principais mecanismos resistentes do edifício e avaliar a sua resposta às ações permanentes, variáveis, do vento e da ação sísmica, de acordo com os Eurocódigos. Os resultados mostram que as tensões de compressão nas paredes permanecem, de um modo geral, dentro dos limites expectáveis para este tipo de construção. Contudo, verificaram-se zonas localizadas sujeitas a tensões de tração e de corte, particularmente junto aos vãos e em regiões de descontinuidade geométrica, evidenciando uma maior suscetibilidade à fissuração e a mecanismos de rotura associados à reduzida resistência da alvenaria a este tipo de solicitações.

Relativamente aos pavimentos, verificou-se um comportamento distinto entre os dois níveis analisados. O pavimento do piso inferior apresentou deformações superiores aos limites regulamentares e insuficiente capacidade resistente em Estado Limite Último, constituindo um dos elementos mais vulneráveis da estrutura. Em contrapartida, o pavimento do piso superior cumpriu as verificações regulamentares, demonstrando um desempenho estrutural adequado para as condições de carga consideradas.

Embora os resultados obtidos estejam condicionados pelas simplificações inerentes ao modelo e pelo nível de conhecimento disponível sobre a construção, a metodologia adotada permitiu identificar de forma consistente as principais vulnerabilidades estruturais do edifício. Assim, considera-se que os objetivos deste capítulo foram alcançados, fornecendo uma base técnica sólida para o desenvolvimento das fases seguintes da dissertação, dedicadas à definição e avaliação de soluções de reforço estrutural que permitam melhorar a segurança e o desempenho sísmico da construção, preservando simultaneamente as suas características construtivas e patrimoniais.

4

INTERVENÇÃO ESTRUTURAL NO EDIFÍCIO EM ESTUDO E COMPARAÇÃO DAS DIFERENTES SOLUÇÕES

A arquitetura proposta constitui um dos critérios fundamentais a considerar na intervenção em estruturas antigas. A alteração da utilização dos compartimentos, a introdução de novos elementos divisórios e a instalação de infraestruturas técnicas podem originar alterações significativas na distribuição e intensidade das cargas atuantes, com especial influência no comportamento dos pavimentos.

No âmbito dos projetos de reabilitação, as plantas de vermelhos e amarelos permitem representar graficamente as transformações previstas relativamente à construção existente. De forma convencional, os elementos assinalados a vermelho correspondem às novas construções ou elementos a executar, enquanto os elementos representados a amarelo identificam as demolições ou remoções previstas. Estas peças desenhadas constituem um importante instrumento de apoio à análise da intervenção, permitindo compreender a extensão das alterações propostas e avaliar as suas implicações arquitetónicas e estruturais.

A figura 4.1 apresenta a planta de vermelhos e amarelos do edifício em estudo, a qual serviu de base à definição das soluções de intervenção consideradas e à avaliação das respetivas necessidades de adaptação estrutural.

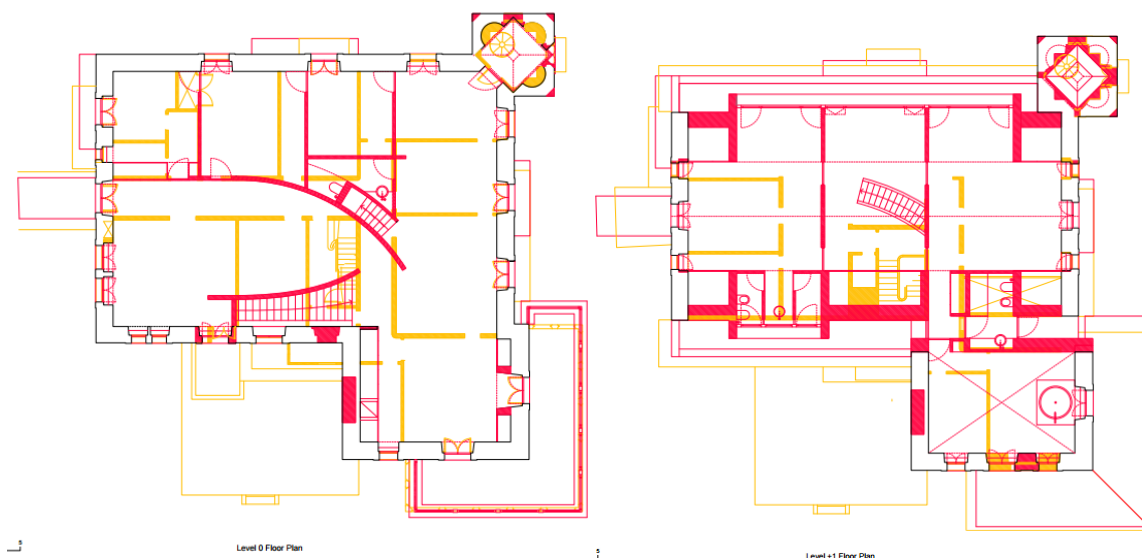


Figura 4.1 - Plantas de alterações proposta (“vermelhos e amarelos”)

4.1 SOLUÇÃO PARA OS PISOS NO EDIFÍCIO EM ESTUDO

4.1.1 Reforço do pavimento de madeira através da adição de vigas metálicas

Modelação e análise

Com esta solução pretende-se reduzir as deformações do pavimento através da introdução de novos elementos metálicos de reforço. Tal como referido no Capítulo 2, esta técnica baseia-se na adição de vigas metálicas ao sistema estrutural existente, com o objetivo de aumentar a sua rigidez e capacidade resistente. No caso em estudo, foram utilizados perfis IPE dispostos perpendicularmente à direção principal das deformações identificadas, de modo a limitar as flechas do pavimento e melhorar o seu comportamento global. Adicionalmente, foram introduzidos perfis paralelos à direção da deformação, com a finalidade de promover uma redistribuição mais eficiente dos esforços e garantir uma maior uniformidade do comportamento estrutural.

A introdução destes elementos metálicos permite ainda reduzir a vulnerabilidade do pavimento face às ações verticais e horizontais, contribuindo para uma melhoria do desempenho global da estrutura sem necessidade de substituição integral do sistema resistente existente. Esta solução apresenta ainda a vantagem de constituir uma intervenção menos intrusiva, preservando parcialmente a configuração estrutural original do edifício.

A modelação estrutural foi desenvolvida com recurso ao software *Autodesk Robot Structural Analysis*, mantendo-se as condições de análise consideradas no capítulo anterior, nomeadamente ao nível das ações, combinações e condições de apoio. Contudo, ao contrário do adotado para os elementos existentes, não foi considerada qualquer redução das propriedades mecânicas das vigas metálicas adicionadas, admitindo-se para estes elementos um comportamento correspondente às características nominais do aço estrutural utilizado.

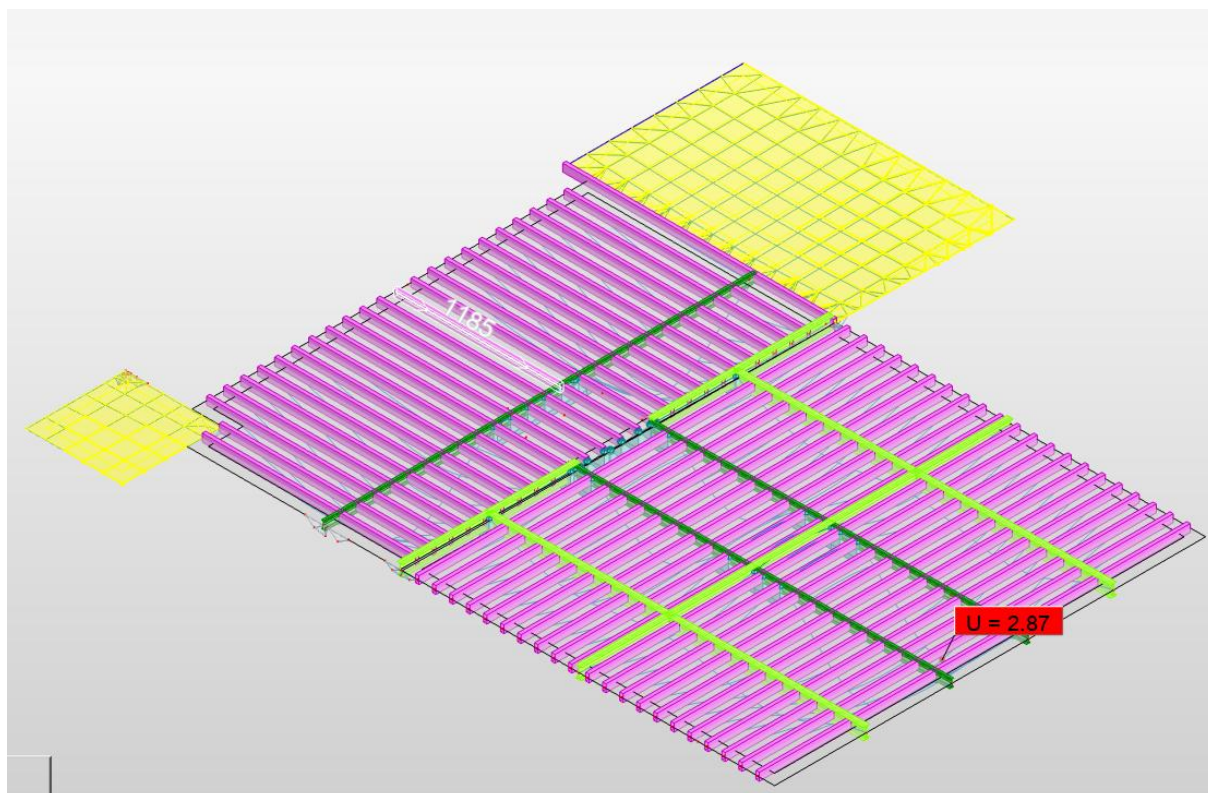


Figura 4.2 - Deformação do pavimento após a adição de novas vigas metálicas

Na figura 4.2 encontram-se representadas as deformações do pavimento após a introdução das novas vigas metálicas. Com base na flecha instantânea obtida através da análise numérica e recorrendo à expressão (3.7), foi determinada uma flecha final de 0,046 m.

A comparação dos resultados obtidos com os limites de deformação estabelecidos permitiu verificar que o pavimento satisfaz os critérios de verificação em Estado Limite de Serviço. Com efeito, a flecha instantânea calculada apresenta-se inferior ao valor limite admissível de 0,032 m, enquanto a flecha final obtida se mantém abaixo do limite de 0,0481 m, determinado de acordo com os critérios definidos no Eurocódigo e com o vão considerado.

Conclui-se, assim, que a solução de reforço adotada proporciona um desempenho adequado em termos de deformabilidade, garantindo níveis de deslocamento compatíveis com as exigências regulamentares de utilização e funcionalidade do pavimento.

Comportamento sísmico

Mesmo quando adequadamente ligados às paredes de alvenaria de pedra, os pavimentos de madeira apresentam, de forma geral, reduzida rigidez no seu plano. Como consequência, estes elementos nem sempre asseguram de forma eficaz a função de contraventamento horizontal, evidenciando um comportamento de diafragma insuficiente para garantir uma distribuição adequada das ações horizontais pelos elementos resistentes verticais.

Com o objetivo de melhorar o comportamento de diafragma dos pavimentos, recorreu-se à aplicação de um sistema complementar de reforço estrutural, constituído por tirantes metálicos disposto em forma de malha destinados a aumentar a rigidez no plano do pavimento e a eficiência da transmissão de esforços horizontais. A figura 4.3 apresenta uma representação da malha formada pelos tirantes metálicos.



Figura 4.3 - Reforço do pavimento através da aplicação de tirantes

Ligação às paredes

De forma a assegurar uma ligação eficiente e minimamente intrusiva entre as novas vigas e as paredes de alvenaria de pedra, será adotada a fixação de chapas metálicas com recurso a ancoragens químicas. Esta solução tem como principal objetivo garantir uma transmissão adequada dos esforços entre os novos elementos estruturais e a alvenaria existente, promovendo um comportamento conjunto mais eficaz do sistema estrutural.

A utilização de ancoragens químicas apresenta vantagens particularmente relevantes em intervenções de reabilitação, uma vez que permite reduzir a necessidade de operações de demolição ou alteração significativa das paredes existentes, minimizando os danos induzidos na alvenaria. Adicionalmente, este tipo de ligação possibilita uma distribuição mais uniforme das tensões localizadas, reduzindo o risco de fendilhação ou degradação adicional dos elementos existentes.

As chapas metálicas funcionarão como elementos de transição entre as vigas e a alvenaria, assegurando o correto apoio e a transferência das ações verticais e horizontais. A definição da geometria das chapas, bem como do número e disposição das ancoragens, deverá ter em consideração as características mecânicas da alvenaria existente e os esforços transmitidos pela nova estrutura. Na figura 4.4 é representado um pormenor de como serão feitas as ligações

Na figura 4.4 é representado um pormenor construtivo das ligações a executar, evidenciando a forma de conexão entre os elementos metálicos do sistema de reforço e os componentes estruturais existentes. Este detalhe permite compreender a solução adotada para a transferência de esforços e a integração do sistema de reforço com o pavimento existente.

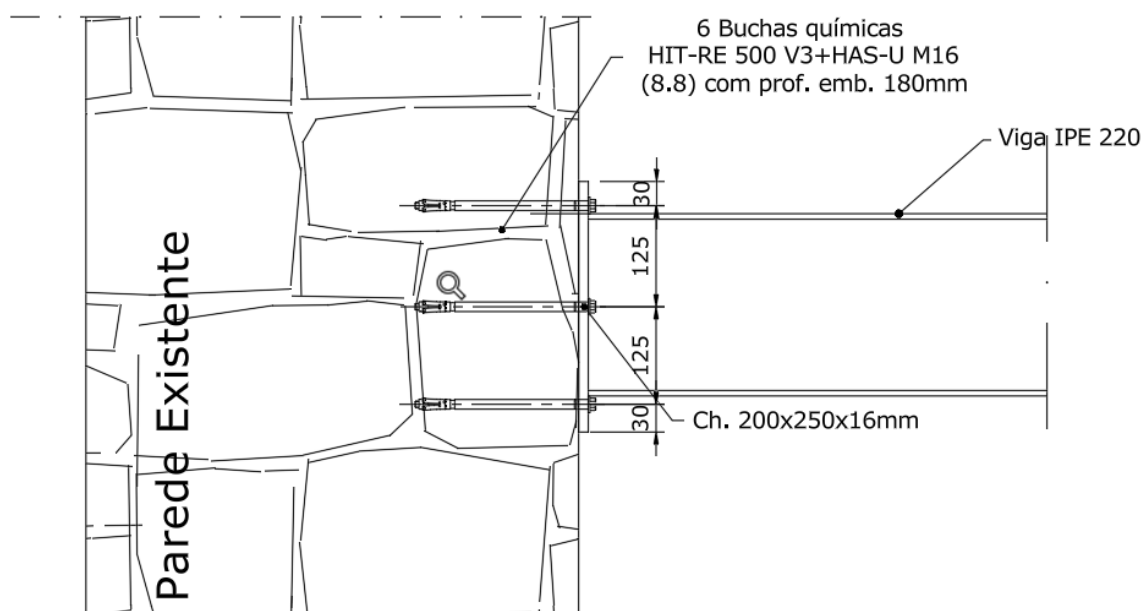


Figura 4.4 - Pormenor construtivo da ligação entre a parede de alvenaria e a viga metálica.

Custo

Quando comparada com outras soluções, a introdução de vigas metálicas pode apresentar vantagens ao nível da execução, nomeadamente pela reduzida necessidade de demolição e pela preservação parcial do sistema estrutural existente. Contudo, os custos associados à utilização de perfis metálicos, às soluções de ligação estrutural, aos tratamentos de proteção anticorrosiva e à necessidade de mão de obra especializada constituem fatores relevantes a considerar na avaliação económica global da intervenção. Os custos associados à solução de reforço do pavimento de madeira com vigas metálicas são apresentados na Tabela 4.1, considerando os principais elementos da intervenção e a respetiva execução em obra.

Tabela 4.1 - Estimativa de custos da solução de reforço do pavimento de madeira através da adição de vigas metálicas.

Descrição	un	Quantidade	Preço	
			Unitário	Totais
IPE 220	Kg	726,8	6€	4 360,80€
Malha de Chapas metálicas 80/20	Kg/m ²	130	40€	5 200,00€
Total				10 285,70€

OBS: O preço unitário apresentado na tabela é um valor estimado que inclui o Fornecimento e a colocação de perfis metálicos de classe S275 JR com tratamentos anti-corrosão, incluindo chapas, acessórios de ligação, escoramento e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução

Reversibilidade da intrusão

Esta solução apresenta um carácter relativamente reversível e pouco intrusivo, constituindo uma alternativa compatível com intervenções de reabilitação em edifícios antigos. A elevada espessura das paredes de alvenaria facilita a execução dos furos necessários à fixação das novas vigas metálicas através de buchas químicas, permitindo a instalação dos elementos de reforço com reduzida afetação da estrutura existente.

A intervenção requer alterações localizadas e de dimensão reduzida, preservando grande parte dos materiais e da configuração construtiva original do edifício. Adicionalmente, a utilização de sistemas de fixação química possibilita, em determinadas situações, a remoção futura dos elementos adicionados com impacto limitado na alvenaria, reforçando o carácter reversível da solução.

Deste modo, a introdução de novas vigas metálicas através deste método constitui uma solução estrutural pouco intrusiva, adequada a intervenções em edifícios existentes onde se pretende minimizar a alteração dos elementos originais.

Tempo e modo de execução

Esta solução apresenta, de forma geral, uma execução relativamente simples e rápida, uma vez que os perfis metálicos são previamente fabricados e chegam à obra prontos para montagem, reduzindo significativamente o tempo necessário para a execução do reforço. Adicionalmente, a intervenção pode ser realizada com menor demolição dos elementos existentes, permitindo preservar parte do pavimento original e minimizar os condicionamentos na obra.

Contudo, o elevado peso próprio das vigas metálicas poderá constituir uma dificuldade significativa durante as operações de transporte, manuseamento e introdução no interior do edifício, particularmente no caso em estudo, onde os acessos são condicionados e o espaço disponível para manobra é reduzido. As vigas de maior comprimento e secção transversal tendem a agravar estas limitações, sobretudo durante as fases de posicionamento e apoio sobre os elementos resistentes existentes.

Nestas situações, poderá ser necessária a utilização de equipamentos auxiliares de elevação e movimentação, bem como a execução faseada da montagem, de forma a garantir condições adequadas de segurança, estabilidade e controlo construtivo durante a intervenção. Adicionalmente, o aumento de peso introduzido pela estrutura metálica deverá ser devidamente considerado na avaliação da capacidade resistente das paredes de alvenaria existentes e das respetivas zonas de apoio.

Impacto Ambiental

A adição de vigas metálicas a um piso originalmente construído em madeira constitui uma intervenção estrutural que acarreta implicações ambientais relevantes, as quais devem ser analisadas numa perspetiva de ciclo de vida. Embora a madeira seja um material de origem renovável, com baixa energia incorporada e capacidade de armazenamento de carbono, o aço apresenta um impacto ambiental significativamente superior na fase de produção, devido ao elevado consumo energético e às emissões associadas aos processos siderúrgicos. Assim, a substituição parcial ou o reforço de elementos em madeira por vigas metálicas tende a aumentar a pegada de carbono inicial da estrutura. Acresce que a fase de intervenção em obra contribui igualmente para o impacto ambiental global, através do transporte de materiais, utilização de maquinaria pesada e eventual geração de resíduos provenientes de adaptações estruturais no sistema existente. No entanto, a avaliação ambiental desta solução não deve restringir-se ao impacto inicial, sendo essencial considerar a durabilidade e o desempenho ao longo do tempo. Com efeito, o reforço metálico pode prolongar significativamente a vida útil do piso e do edifício, evitando intervenções mais invasivas, como a substituição integral da estrutura ou mesmo a demolição. Neste sentido, a análise do impacto ambiental deve ser enquadrada numa lógica de sustentabilidade de longo prazo, em que o aumento do impacto inicial pode ser compensado pela extensão do ciclo de vida útil e pela redução da necessidade de futuras intervenções estruturais.

4.1.2 Substituição do pavimento de madeira por uma laje de betão armado

Modelação e análise

Esta solução consiste na substituição integral do pavimento de madeira existente por lajes maciças de betão armado com 16 cm de espessura, armadas em duas direções, com o objetivo de aumentar significativamente a rigidez global e a capacidade resistente do sistema estrutural. A adoção deste tipo de solução permite obter um comportamento estrutural mais monolítico, promovendo uma distribuição mais uniforme das cargas verticais e uma melhoria substancial da resposta do edifício face às ações horizontais, nomeadamente às ações sísmicas.

A introdução das lajes de betão armado contribui ainda para o aumento da rigidez no plano do pavimento, permitindo um funcionamento mais eficiente como diafragma horizontal e assegurando uma transmissão mais uniforme dos esforços para os elementos resistentes verticais. Contudo, esta solução implica um acréscimo significativo de massa própria relativamente ao pavimento original em madeira, conduzindo ao aumento das ações gravíticas e sísmicas atuantes sobre a estrutura existente.

A modelação estrutural, tal como no caso anterior, foi realizada com recurso ao software Autodesk Robot Structural Analysis, adotando-se as mesmas hipóteses de cálculo, condições de apoio, ações e combinações consideradas nos restantes modelos estudados, de forma a garantir a coerência da análise comparativa. Para a definição das lajes, recorreu-se a elementos de casca (“shell elements”), aos quais foram atribuídas às propriedades mecânicas correspondentes ao betão armado. As deformações instantâneas da laje de betão podem ser observadas na figura 4.5.

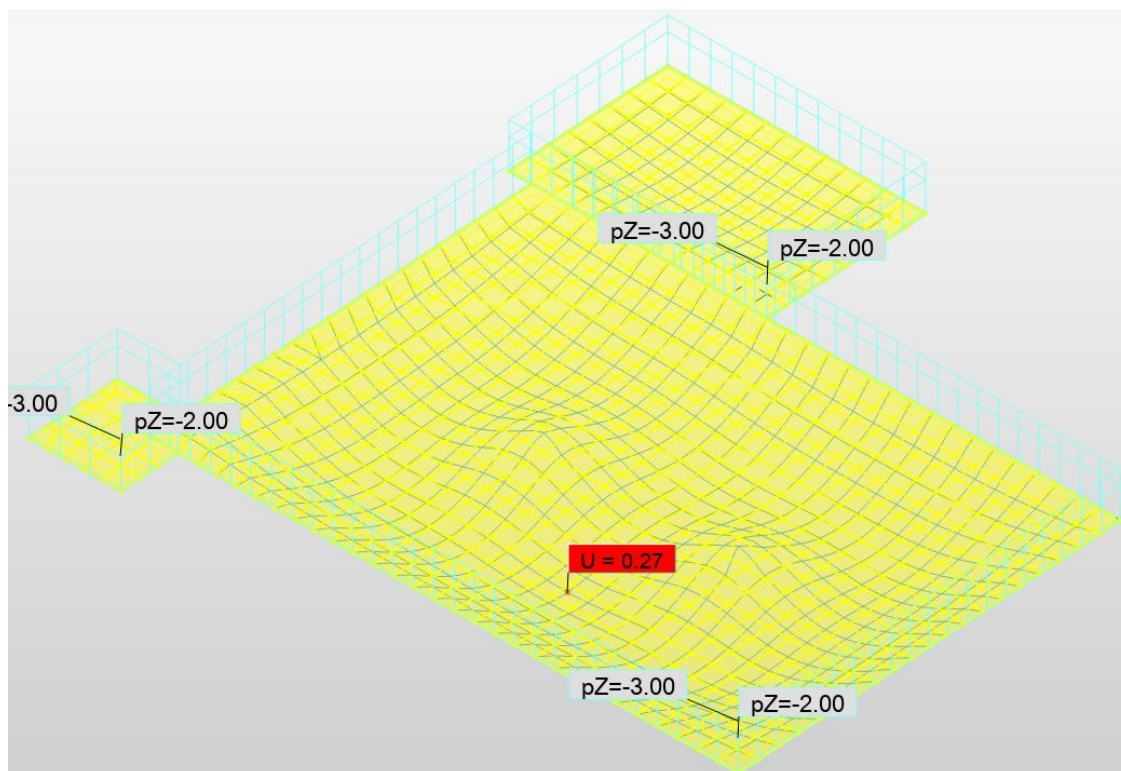


Figura 4.5 - Deformação da laje de betão armado

A comparação dos resultados obtidos com os limites de deformação estabelecidos permitiu verificar que o pavimento satisfaz os critérios de verificação em Estado Limite de Serviço (ELS). A flecha instantânea mantém-se inferior ao limite regulamentar de 0,032 m e a flecha final permanece igualmente abaixo do valor admissível de 0,0481 m, determinado de acordo com os critérios definidos no Eurocódigo para o vão em análise. Estes resultados demonstram que o pavimento apresenta rigidez suficiente para limitar as deformações em condições normais de utilização, assegurando um desempenho estrutural adequado e compatível com os requisitos regulamentares.

Comportamento sísmico

As lajes de betão armado, devido à sua elevada rigidez no plano, permitem potenciar o efeito de diafragma horizontal, contribuindo para a limitação das deformações fora do plano das paredes de alvenaria durante a ocorrência de ações sísmicas. Este comportamento é geralmente considerado vantajoso, tendo sido amplamente adotado como medida de reforço e melhoria do desempenho sísmico de edifícios existentes.

Contudo, a substituição de pavimentos de madeira por lajes de betão armado tem, em alguns casos, conduzido a desempenhos sísmicos insatisfatórios em edifícios de alvenaria. Tal situação pode ser explicada pelo aumento significativo da massa sísmica associado a estas soluções, o que conduz a um acréscimo das forças de inércia atuantes na estrutura. Em edifícios existentes, este aumento de solicitações pode não ser adequadamente compensado pelo ganho de rigidez global proporcionado pelo diafragma rígido, especialmente quando o sistema estrutural não é devidamente reequilibrado ou reforçado de forma integrada.

Neste contexto, são frequentemente referidos casos observados após eventos sísmicos em Itália, nomeadamente nas regiões de Amatrice e Norcia, onde intervenções de reabilitação com substituição de pavimentos em madeira por lajes de betão foram apontadas por técnicos e entidades locais como potencialmente desfavoráveis ao desempenho global de algumas edificações. Estes relatos são frequentemente utilizados na literatura técnica como exemplo da necessidade de uma abordagem equilibrada entre rigidez e massa na reabilitação sísmica de edifícios existentes. (Mirra & Ravenshorst, 2021)

Ligação as paredes

A ligação entre a laje de betão armado e as paredes de alvenaria será assegurada através de um sistema de apoio contínuo em perfis metálicos em “U”, dimensionados para acomodar a espessura da laje e garantir o seu correto assentamento durante a fase construtiva.

A transferência dos esforços horizontais entre o diafragma rígido e as paredes resistentes será garantida por ligações mecânicas constituídas por varões de alta resistência, ancorados no interior da alvenaria existente. Estas ligações são executadas através de perfurações controladas na parede, seguidas da injeção de resina ou de argamassa à base de cal hidráulica compatível com o material existente, assegurando a adequada aderência e durabilidade do sistema de ancoragem.

Os varões podem ser dispostos com ligeira inclinação quando necessário, de forma a otimizar a profundidade de ancoragem e a melhorar o confinamento local da alvenaria, sendo o seu dimensionamento condicionado pelos esforços de corte, tração e pelas ações cíclicas associadas ao comportamento sísmico.

Este sistema de ligação deverá garantir uma transferência eficaz dos esforços de diafragma para as paredes resistentes, promovendo o comportamento global em caixa estrutural (*box behaviour*) e prevenindo mecanismos locais de destacamento ou colapso fora do plano. A figura 4.6 apresenta o pormenor da ligação da laje de betão ao elemento estrutural existente, evidenciando a solução adotada para a transferência de esforços entre os novos elementos e a estrutura preexistente.

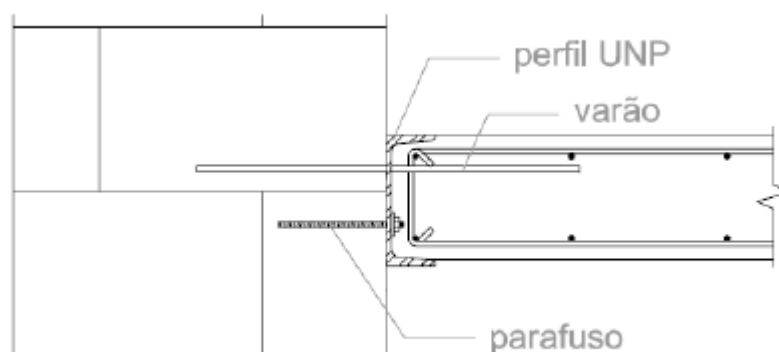


Figura 4.6 - Ligação da laje de betão através do perfil UNP

Custo

Com a solução alternativa de substituição integral do pavimento existente por uma laje de betão armado, verifica-se que esta opção apresenta, em geral, um custo global superior. Para além do custo próprio da laje em betão armado, deve ainda ser considerado o custo adicional associado aos perfis metálicos periféricos necessários para apoio e confinamento da solução, bem como os elementos de ligação e ancoragem à alvenaria existente.

Adicionalmente, esta solução implica normalmente maior complexidade executiva, incluindo trabalhos de escoramento, demolição do pavimento existente e execução de ligações estruturais, o que contribui para o aumento do custo global da intervenção. Os valores estimados para esta solução encontram-se sintetizados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Estimativa de custos da solução de substituição do pavimento de madeira por uma laje de betão armado.

Descrição	un	Quantidade	Preço	
			Unitário	Totais
Laje Maciça	m ³	24,4	1500€	36 660€
Perfil UNP160	Kg	459,5	7€	3 216,5€
Total				39 876,5€
OBS: Execução de laje maciça em betão armado C30/37, esp. 16 cm, incluindo cofragem, escoramento, fornecimento, colocação, vibração e cura do betão, armaduras A500NR Ø12 @0.15 m em ambas as direções, dupla malha, ferrolhos, ligações químicas às paredes existentes, desperdícios e todos os trabalhos e materiais necessários à perfeita execução conforme projeto.				

Reversibilidade da intrusão

O nível de intrusão e a reversibilidade de pisos em betão armado podem estar diretamente relacionados com o modo de ligação do piso às paredes de alvenaria.

No entanto, as lajes maciças de betão armado apresentam, em geral, um elevado grau de intrusão devido ao acréscimo de carga que introduzem na estrutura existente. Essas cargas podem não só provocar alterações significativas no estado de tensão das paredes de alvenaria, como também justificar a necessidade de reforços complementares nas paredes e/ou fundações.

Esses reforços podem consistir, por exemplo, em injeções localizadas de argamassa ou outras técnicas de consolidação, frequentemente necessárias devido à limitada capacidade resistente das alvenarias para suportar as novas solicitações impostas por estes pisos. Estas intervenções aumentam substancialmente o carácter intrusivo da solução e reduzem a sua reversibilidade.

Tempo de execução

As lajes de betão armado implicam, em geral, um tempo de execução consideravelmente elevado. Esta duração deve-se essencialmente às diferentes etapas do processo construtivo, nomeadamente a desmontagem do piso existente em madeira, a colocação da cofragem, a montagem e disposição da armadura, a betonagem, o tempo necessário à cura do betão e, por fim, a descofragem.

No que respeita ao modo de execução, este pode igualmente apresentar algumas dificuldades, uma vez que é necessário garantir o escoramento adequado durante a fase de betonagem da laje, de forma a assegurar a estabilidade da estrutura enquanto o betão não atinge a resistência necessária.

Impacto ambiental

A substituição de um piso de madeira por uma laje em betão armado representa uma mudança estrutural significativa com impactos ambientais relevantes, sobretudo quando analisada numa perspetiva de ciclo de vida. A madeira, enquanto material natural, renovável e com baixa energia incorporada, apresenta ainda a capacidade de armazenar carbono ao longo da sua utilização, o que contribui positivamente para o balanço ambiental do edifício. Em contraste, o betão armado é um dos materiais de construção com maior impacto ambiental, principalmente devido à produção de cimento, processo altamente intensivo em energia e responsável por elevadas emissões de dióxido de carbono, além do impacto associado à extração e processamento dos agregados e do aço de armadura.

Para além da fase de produção dos materiais, a substituição do piso implica uma intervenção construtiva com impactos adicionais, incluindo demolição da estrutura existente em madeira, transporte e deposição de resíduos, bem como o consumo energético associado à execução da nova laje em betão armado. Este conjunto de processos contribui para um aumento significativo da pegada ecológica da intervenção. No entanto, a avaliação ambiental não deve ser limitada ao impacto inicial, sendo fundamental considerar o desempenho ao longo do ciclo de vida. As lajes em betão armado apresentam elevada durabilidade, resistência ao fogo e menor necessidade de manutenção quando comparadas com pisos em madeira, o que pode resultar numa maior longevidade do sistema construtivo e na redução da frequência de intervenções futuras.

Assim, embora a substituição de um piso de madeira por uma laje em betão armado implique, em termos gerais, um aumento do impacto ambiental inicial, especialmente devido às emissões associadas ao cimento e ao aço, esta solução pode justificar-se em determinados contextos quando se considera a durabilidade, a capacidade estrutural e a redução de intervenções futuras. A análise deve, portanto, ser enquadrada numa abordagem de sustentabilidade integrada, baseada na avaliação do ciclo de vida e no equilíbrio entre impacto inicial e desempenho a longo prazo.

4.1.3 Substituição do pavimento de madeira por um pavimento com estrutura metálica

Modelação e análise

Para esta solução, optou-se pela substituição integral do pavimento de madeira existente por uma nova estrutura metálica, mantendo, contudo, a disposição estrutural original dos elementos resistentes. Esta abordagem permitiu o reaproveitamento dos apoios e dos encaixes já existentes nas paredes de alvenaria, minimizando a necessidade de alterações significativas nos elementos construtivos existentes e reduzindo o impacto da intervenção sobre a estrutura original.

A adoção de perfis metálicos teve como principal objetivo aumentar a capacidade resistente e a rigidez global do pavimento, proporcionando um comportamento estrutural mais eficiente face às ações verticais e horizontais. Comparativamente à solução original em madeira, a nova estrutura apresenta uma maior capacidade de controlo das deformações e uma melhoria significativa da resposta global do pavimento.

Complementarmente, foi prevista a aplicação de uma camada contínua de painéis OSB, com a função de melhorar o comportamento do pavimento como diafragma horizontal. Este elemento contribui para uma distribuição mais eficiente das ações horizontais, nomeadamente das ações sísmicas, assegurando uma transmissão mais uniforme dos esforços para as paredes resistentes e promovendo um comportamento global mais compatível da estrutura.

A modelação estrutural desta solução foi desenvolvida com recurso ao software Autodesk Robot Structural Analysis, considerando as mesmas hipóteses de cálculo, condições de apoio, ações e combinações adotadas no modelo inicial apresentado neste capítulo, de forma a garantir a coerência da análise comparativa entre as diferentes soluções estudadas. As deformações desta solução podem ser observadas na figura 4.7.

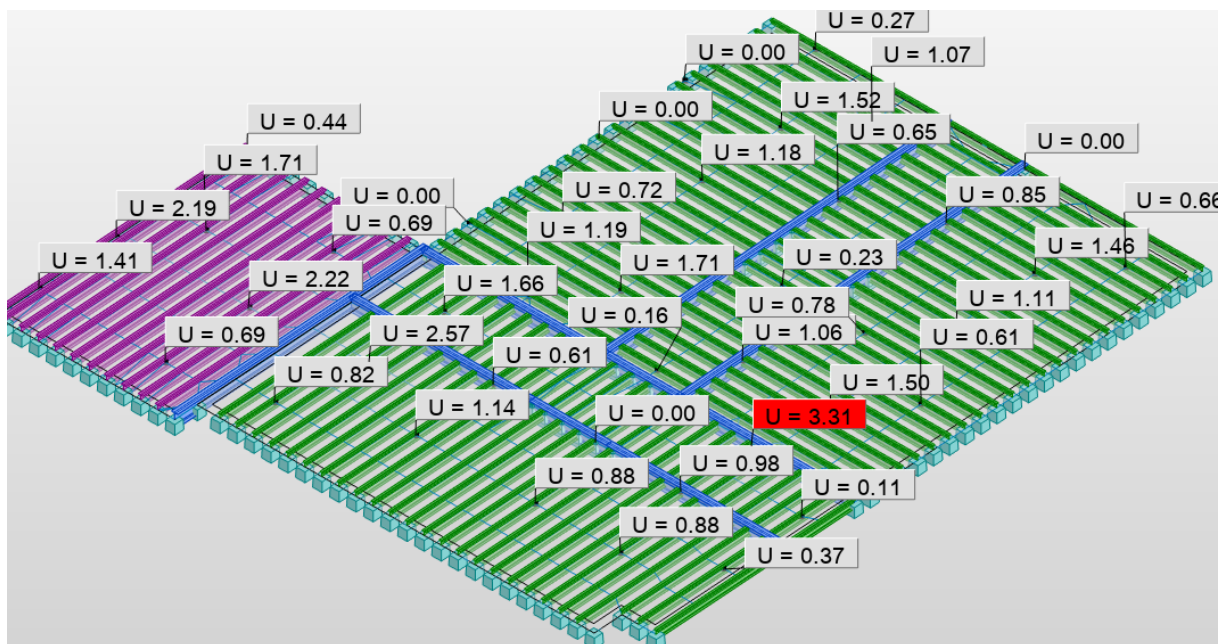


Figura 4.7- Deformação do pavimento metálico

O aço, ao contrário da madeira, não é significativamente afetado por deformações diferidas ao longo do tempo (fluência), devido às suas propriedades mecânicas, apresentando um comportamento essencialmente elástico e estável no domínio das ações de serviço. Desta forma, a verificação das deformações pode ser realizada com base na resposta imediata da estrutura, sem necessidade de considerar efeitos relevantes de longo prazo associados ao material.

No que se refere à deformação imediata, verifica-se que o pavimento cumpre os requisitos de serviço, uma vez que os valores obtidos se encontram dentro dos limites admissíveis estabelecidos pelo Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço e pelos critérios de verificação de estados limite de utilização, em função do vão considerado e das condições de apoio adotadas no modelo estrutural.

Comportamento sísmico

O comportamento sísmico dos pavimentos metálicos depende, em grande medida, da sua capacidade para funcionar como diafragma horizontal, assegurando a transmissão das ações sísmicas para as paredes resistentes de alvenaria. Em comparação com os pavimentos tradicionais de madeira, as soluções metálicas tendem a apresentar maior rigidez e capacidade resistente, o que poderá traduzir-se numa distribuição mais eficiente das ações horizontais pelos elementos estruturais verticais.

Quando adequadamente ligados às paredes resistentes, os pavimentos metálicos podem contribuir para um funcionamento mais solidário da estrutura, promovendo um comportamento global em caixa (box behaviour). Este mecanismo permite que um maior número de paredes participe na resistência às ações sísmicas, reduzindo a probabilidade de ocorrência de mecanismos locais de colapso e limitando os deslocamentos diferenciais entre elementos estruturais.

A maior rigidez destes sistemas pode ainda favorecer a redução das deformações no plano do pavimento, melhorando a transmissão de esforços entre os diversos elementos resistentes. Em edifícios de alvenaria de pedra, este aspeto assume particular relevância, uma vez que a capacidade de redistribuição das ações horizontais influencia diretamente a resposta sísmica global da estrutura.

Contudo, a melhoria do comportamento de diafragma não implica necessariamente um melhor desempenho sísmico em todas as situações. O aumento da rigidez do pavimento pode conduzir a uma maior transferência de esforços para as paredes resistentes, tornando fundamental assegurar a compatibilidade entre as características do novo pavimento e a capacidade resistente da alvenaria existente. Desta forma, o comportamento sísmico da solução deverá ser avaliado considerando o edifício como um sistema estrutural integrado, no qual a interação entre pavimentos e paredes desempenha um papel determinante.

Ligação as paredes

De forma a minimizar a intrusão na estrutura existente e a preservar, tanto quanto possível, os elementos originais do edifício, a ligação entre as paredes de alvenaria e as novas vigas metálicas será realizada através de ancoragens químicas. Esta solução permite evitar intervenções excessivamente invasivas na alvenaria, assegurando simultaneamente uma adequada transferência de esforços entre os novos elementos estruturais e a construção existente.

Antes da instalação dos perfis metálicos, será efetuada a regularização das zonas de apoio através da colocação de calços de pedra e de argamassa compatível à base de cal. Esta operação tem como objetivo garantir uma superfície de contacto uniforme, reduzir concentrações localizadas de tensões e promover uma distribuição mais homogénea das cargas transmitidas à alvenaria. Sempre que necessário, será ainda aplicada uma camada de argamassa de regularização para corrigir irregularidades existentes e assegurar o correto assentamento dos elementos metálicos.

Com o intuito de melhorar o comportamento estrutural dos perfis, serão igualmente introduzidos cutelos de reforço. Estes elementos permitem aumentar a rigidez local das vigas, reduzindo o risco de deformações excessivas e contribuindo para uma distribuição mais eficiente dos esforços nas zonas de ligação e apoio, que constituem geralmente pontos críticos do sistema estrutural.

Por fim, as ligações entre os diferentes perfis metálicos serão executadas por soldadura, garantindo a continuidade estrutural do conjunto e assegurando uma transmissão eficaz dos esforços entre os elementos constituintes do reforço. Esta solução permite que os perfis trabalhem de forma integrada, favorecendo um comportamento estrutural mais uniforme e contribuindo para o adequado desempenho global da intervenção. A figura 4.8 apresenta o pormenor construtivo da ligação entre os perfis metálicos do pavimento e a parede de alvenaria de pedra, evidenciando a solução adotada para assegurar a adequada transmissão de esforços entre o sistema estrutural do pavimento e a estrutura existente.

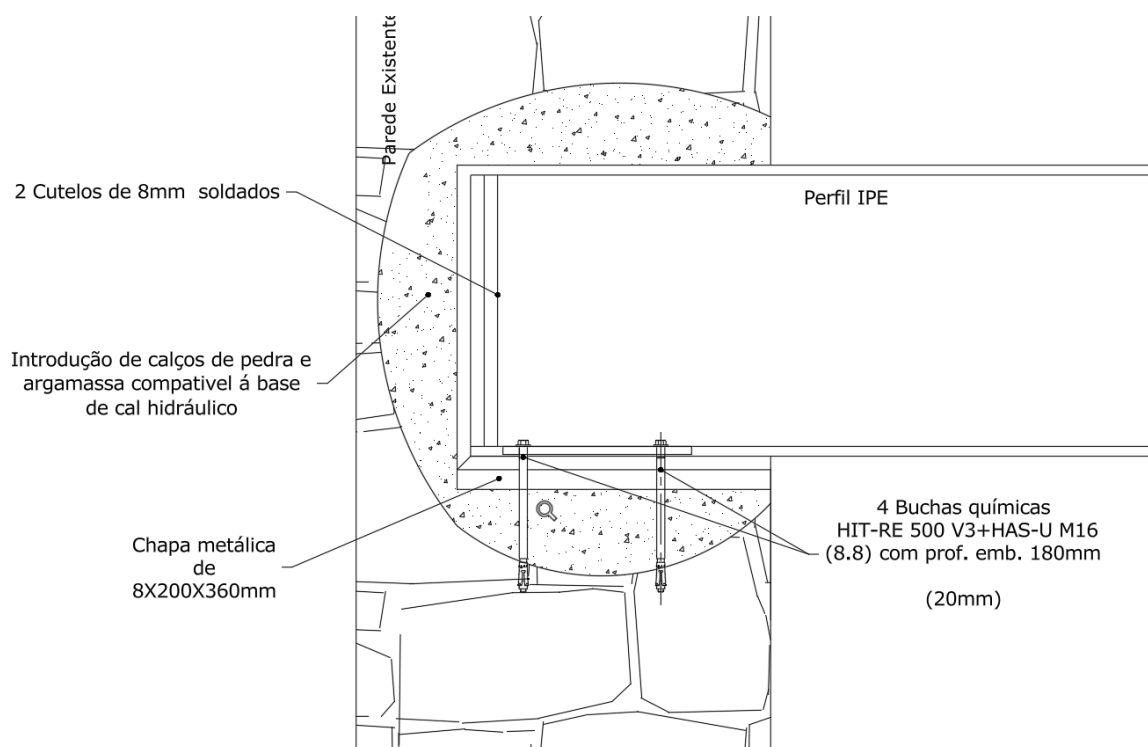


Figura 4.8 - Pormenor da ligação entre os perfis metálicos do pavimento e a parede de alvenaria de pedra.

Custo

Do ponto de vista económico, a solução de reforço baseada na introdução de vigas metálicas e painéis OSB implica custos associados essencialmente à aquisição dos perfis metálicos, dos sistemas de ligação e dos materiais necessários à sua proteção e durabilidade. Entre estes, destacam-se os tratamentos anticorrosivos aplicados aos elementos em aço, fundamentais para garantir o seu desempenho a longo prazo e reduzir futuras necessidades de manutenção.

A execução da intervenção requer igualmente mão de obra qualificada para a preparação dos apoios, instalação das ancoragens químicas, montagem dos perfis metálicos e execução das ligações soldadas, o que pode influenciar de forma significativa o custo global da solução.

Os painéis OSB constituem uma solução estrutural de custo relativamente reduzido, sobretudo quando comparados com alternativas mais robustas ou com maior grau de industrialização em obra. Para além do custo de aquisição, devem ser considerados os encargos associados à sua fixação e às medidas de proteção contra a humidade, particularmente em zonas mais expostas a infiltrações.

Em termos de tempo de execução, a solução apresenta uma vantagem relevante, uma vez que a utilização de elementos metálicos pré-fabricados e painéis OSB permite uma montagem relativamente rápida em obra. Esta característica reduz a duração global da intervenção, minimizando o tempo de ocupação do estaleiro, bem como os custos indiretos associados a prazos de obra mais prolongados, tais como mão de obra em permanência e condicionamentos de utilização do edifício.

Adicionalmente, por se tratar de uma solução pouco intrusiva, tendem a ser reduzidos os trabalhos de demolição e de reposição de elementos construtivos adjacentes, o que contribui também para a diminuição do tempo total de execução.

Deste modo, a avaliação económica da solução deve considerar não apenas o custo direto dos materiais, mas também os encargos associados à execução, proteção e manutenção, bem como o impacto do tempo de execução na viabilidade global da intervenção. Os valores estimados para esta solução encontram-se sintetizados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Estimativa de custos da solução de substituição do pavimento de madeira por um pavimento com estrutura metálica.

Descrição	un	Quantidade	Preço	
			Unitário	Totais
IPE 180	Kg	16 891,2	5€	84 455,91€
IPE 220	Kg	1 567,1	6€	9 402,62€
IPE 300	Kg	2 155.1	7€	15 085,84€
OSB	m ²	152,8	10€	1 527,50€
Total				110 471,81€

OBS: O preço unitário apresentado na tabela é um valor estimado que inclui o Fornecimento e a colocação de perfis metálicos de classe S275 JR com tratamentos anti-corrosão, incluindo chapas, acessórios de ligação, escoramento e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução

Reversibilidade da intrusão

O grau de intrusão e a reversibilidade de pavimentos metálicos dependem essencialmente da natureza das ligações estabelecidas com os elementos existentes e da extensão das intervenções necessárias na alvenaria para a sua correta implementação.

Em termos gerais, trata-se de uma solução com intrusão localizada, uma vez que a sua execução se baseia predominantemente em perfurações pontuais para a instalação de ancoragens químicas e em apoios discretos para os perfis metálicos. Esta característica permite limitar a afetação global da estrutura existente, concentrando as alterações em zonas específicas de ligação e apoio.

Do ponto de vista da reversibilidade, os elementos metálicos e os painéis associados podem, em princípio, ser removidos, o que confere à solução um carácter parcialmente reversível. No entanto, importa referir que as intervenções realizadas na alvenaria, nomeadamente perfurações e a introdução de sistemas de ancoragem química, constituem modificações permanentes do material, ainda que de reduzida extensão.

O nível de intrusão poderá aumentar caso seja necessário recorrer a reforços locais da alvenaria para garantir a adequada capacidade de apoio ou a correta transmissão de esforços, dependendo do estado de conservação do edifício e das características mecânicas dos materiais existentes. Ainda assim, quando corretamente dimensionada e executada, esta solução tende a preservar de forma significativa a configuração original da estrutura, limitando as alterações ao mínimo indispensável para o seu desempenho estrutural.

Tempo de execução

Esta solução apresenta, de forma geral, um tempo de execução reduzido quando comparado com soluções tradicionais de substituição de pavimentos em betão armado moldado in situ, uma vez que recorre a elementos metálicos pré-fabricados e a painéis OSB de instalação rápida. Em contexto de reabilitação de edifícios existentes, a intervenção global poderá, em termos médios, ser executada num período relativamente curto, variando tipicamente entre alguns dias e poucas semanas por piso, dependendo das condições de acesso, do grau de intervenção necessário e da complexidade da estrutura existente.

A utilização de sistemas metálicos e ligações mecanizadas ou com ancoragens químicas de cura rápida contribui de forma significativa para a redução do prazo global da intervenção, permitindo uma montagem expedita dos elementos estruturais após a preparação das zonas de apoio. De igual forma, a instalação dos painéis OSB caracteriza-se por elevada produtividade em obra, uma vez que se trata de elementos leves, de fácil corte e fixação, o que acelera a criação do novo sistema de diafragma.

Contudo, importa referir que o tempo de execução pode ser condicionado pelas limitações associadas a edifícios antigos, nomeadamente acessos reduzidos, necessidade de desmontagem cuidada dos pavimentos existentes e eventuais restrições operacionais em meio urbano. Nestes casos, a logística de transporte, elevação e manuseamento dos perfis metálicos pode introduzir constrangimentos pontuais que afetam a cadência dos trabalhos.

Ainda assim, mesmo considerando estas condicionantes, a solução mantém, de forma consistente, um desempenho favorável em termos de prazo de execução global, beneficiando do carácter modular e industrializado dos seus componentes e da reduzida necessidade de operações húmidas em obra.

Impacto ambiental

A substituição de vigas de madeira por perfis metálicos numa estrutura existente constitui uma intervenção com impactos ambientais significativos, cuja avaliação deve ser enquadrada numa abordagem de ciclo de vida. A madeira é um material de origem biológica, renovável quando proveniente de florestas geridas de forma sustentável, caracterizado por baixa energia incorporada e pela capacidade de sequestrar carbono durante o seu crescimento e utilização. Em contrapartida, os perfis metálicos, geralmente em aço, apresentam uma elevada energia incorporada, associada aos processos de extração de minério, produção siderúrgica e transformação industrial, resultando em emissões elevadas de dióxido de carbono.

Do ponto de vista da intervenção, a substituição implica também impactos ambientais indiretos relevantes, como a remoção e eventual eliminação ou reutilização das vigas de madeira existentes, o transporte de novos elementos metálicos, bem como o consumo energético associado às operações de demolição parcial, reforço e montagem. Estes fatores contribuem para o aumento da pegada ambiental da intervenção, sobretudo quando comparada com soluções de reforço menos invasivas.

Contudo, a análise ambiental não deve limitar-se à fase de construção, sendo essencial considerar o desempenho ao longo do ciclo de vida útil da estrutura. Os perfis metálicos apresentam elevada resistência mecânica, maior previsibilidade estrutural e melhor comportamento em situações de fogo quando devidamente protegidos, além de uma elevada reciclabilidade no final da vida útil. Estas características podem traduzir-se numa maior durabilidade do sistema estrutural e numa redução da necessidade de manutenção ou substituição futura.

Deste modo, embora a substituição de vigas de madeira por perfis metálicos tenda a aumentar o impacto ambiental inicial devido à produção intensiva de aço, esta opção pode ser justificável em contextos onde seja necessário aumentar significativamente a capacidade resistente, prolongar a vida útil da estrutura ou garantir requisitos normativos mais exigentes. A avaliação deve, portanto, ser realizada com base numa perspetiva integrada de sustentabilidade, considerando não apenas o impacto imediato da intervenção, mas também o desempenho ao longo do tempo e o ciclo de vida dos materiais envolvidos.

4.2 COMPARAÇÃO DAS TRÊS SOLUÇÕES

Com base nos resultados obtidos para as três soluções estudadas nomeadamente: reforço do pavimento de madeira através da adição de vigas metálicas, substituição por laje maciça de betão armado e substituição por pavimento metálico com painéis OSB, é possível estabelecer uma comparação integrada dos principais parâmetros estruturais, económicos e ambientais relevantes para intervenções de reabilitação em edifícios de alvenaria de pedra. A inclusão da dimensão ambiental, analisada sobretudo através da energia incorporada, emissões de carbono associadas e potencial de reutilização dos materiais, permite uma leitura mais completa e coerente do desempenho global de cada solução.

No que respeita ao peso próprio, observa-se que o pavimento metálico com painéis OSB apresenta o melhor desempenho, seguido do reforço com vigas metálicas, enquanto a laje de betão armado introduz o maior acréscimo de massa, com implicações diretas no aumento das ações sísmicas transmitidas às paredes de alvenaria. Em termos de rigidez global, a solução em betão armado destaca-se claramente, proporcionando o comportamento de diafragma mais eficiente, embora à custa de uma significativa penalização em termos de massa e impacto ambiental associado à produção de cimento e aço. O sistema metálico com OSB apresenta um compromisso entre rigidez e leveza, enquanto o reforço da madeira existente assegura uma melhoria moderada do comportamento estrutural sem alterar profundamente o sistema original.

Do ponto de vista ambiental, verificam-se diferenças particularmente expressivas entre as soluções. A substituição por laje de betão armado corresponde, em regra, à solução com maior impacto ambiental, devido à elevada energia incorporada do cimento e às emissões de CO₂ associadas ao seu processo produtivo, bem como ao consumo de recursos na produção de armaduras de aço e à geração de resíduos decorrente da demolição do piso existente. Em contraste, o reforço do pavimento de madeira com vigas metálicas, apesar de introduzir materiais com maior energia incorporada, apresenta um impacto global inferior, uma vez que preserva a maior parte da estrutura existente, reduzindo significativamente a necessidade de demolição e a produção de resíduos. A solução de pavimento metálico com OSB posiciona-se como uma alternativa intermédia, combinando materiais de elevada reciclabilidade com menor massa total, embora ainda dependente de processos industriais com impacto ambiental relevante.

No que se refere à intrusão na construção existente e à reversibilidade, o reforço do pavimento de madeira destaca-se claramente, permitindo intervenções localizadas e potencialmente reversíveis, com menor afetação do património construído. O sistema metálico com OSB apresenta uma reversibilidade moderada, enquanto a solução em betão armado é a menos reversível, implicando uma transformação profunda e, em muitos casos, irreversível do sistema estrutural original. Esta característica tem implicações não apenas técnicas, mas também patrimoniais e ambientais, na medida em que condiciona futuras possibilidades de reutilização e adaptação do edifício.

Em termos económicos e de tempo de execução, o reforço com vigas metálicas apresenta-se como a solução mais eficiente, com custos significativamente inferiores e menor complexidade construtiva. As soluções metálicas com OSB e em betão armado implicam investimentos superiores, sendo esta última a mais onerosa e exigente em termos de mão de obra e duração de obra.

Relativamente ao desempenho sísmico global, a laje de betão armado oferece o comportamento de diafragma mais eficaz, embora o aumento da massa possa ser desfavorável em edifícios de alvenaria de pedra, devido ao incremento das forças inerciais. O sistema metálico com OSB constitui uma solução equilibrada, enquanto o reforço com vigas metálicas melhora o comportamento global sem alterações significativas na dinâmica estrutural, dependendo fortemente da qualidade das ligações às paredes resistentes.

Assim, a análise integrada evidencia que não existe uma solução universalmente superior, sendo a escolha condicionada por um equilíbrio entre desempenho estrutural, impacto ambiental, compatibilidade construtiva, reversibilidade e custo. Todavia, numa perspetiva de sustentabilidade, as soluções que preservam a estrutura existente tendem a apresentar vantagens claras, sobretudo por reduzirem a energia incorporada total da intervenção e minimizarem a geração de resíduos, enquanto soluções mais rígidas e convencionais, como a laje de betão armado, embora estruturalmente eficazes, apresentam um impacto ambiental significativamente superior e menor adaptabilidade futura.

Com base na análise previamente desenvolvida, apresenta-se na Tabela seguinte uma síntese comparativa das três soluções estudadas, integrando os principais parâmetros estruturais, económicos e ambientais. Esta sistematização permite uma leitura global e integrada do desempenho de cada alternativa, facilitando a identificação dos compromissos associados a cada solução.

Tabela 4.4 - Comparação qualitativa das três soluções analisadas

Critério	Reforço do pavimento de madeira com vigas metálicas	Substituição do piso por laje maciça de betão armado	Substituição do piso por pavimento metálico com painéis OSB
Peso próprio	Reduzido acréscimo relativamente à solução existente	Elevado acréscimo de massa permanente	Reduzido acréscimo de massa permanente
Rigidez Global	Aumento moderado	Aumento Significativo	Aumento significativo
Comportamento de diafragma	Melhorado face à situação inicial	Elevada capacidade de funcionamento em diafragma	Dependente da continuidade dos painéis e das ligações
Intrusão na estrutura existente	Baixa	Elevada	Moderada
Reversibilidade da intervenção	Elevada	Reduzida	Moderada
Tempo de execução	Reduzido	Elevado	Reduzido
Custo Estimado (€)	≈10 286 €	39 877 €	110 472 €
Impacto ambiental	Reduzido a moderado	Elevado	Moderado
Geração de resíduos da construção	Reduzida	Elevada	Moderada
Potencial de reutilização e reciclagem	Elevado	Reduzido	Elevado
Potencial de melhoria do desenhono sismo	Moderado	Elevado	Elevado

A análise comparativa sintetizada na Tabela 4.4 evidencia que cada solução apresenta vantagens e limitações distintas, não sendo possível identificar uma alternativa universalmente superior. A adequação de cada intervenção depende do equilíbrio entre os requisitos estruturais, as condicionantes construtivas do edifício existente, os custos associados e os impactos ambientais resultantes da solução adotada. Neste contexto, a preservação dos elementos estruturais existentes revela-se particularmente relevante do ponto de vista da sustentabilidade e da compatibilidade com os princípios da reabilitação, enquanto soluções mais intrusivas tendem a proporcionar ganhos superiores de rigidez e comportamento global, embora acompanhados de maiores custos económicos e ambientais.

5 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como principal objetivo avaliar comparativamente diferentes soluções de intervenção estrutural aplicáveis aos pavimentos de um edifício existente de alvenaria de pedra localizado numa zona de perigosidade sísmica significativa, procurando compreender de que forma as diferentes estratégias de reforço ou substituição influenciam o comportamento global da estrutura, a viabilidade económica da intervenção e os respetivos impactes ambientais.

A análise realizada confirmou o papel determinante dos pavimentos no desempenho estrutural dos edifícios tradicionais de alvenaria. Para além da sua função de suporte às ações verticais, estes elementos assumem uma importância fundamental na transmissão e distribuição das ações horizontais, assegurando a interação entre as paredes resistentes. A reduzida rigidez no plano dos pavimentos tradicionais em madeira constitui uma das principais vulnerabilidades sísmicas deste tipo de construções, justificando a necessidade de intervenções que promovam um comportamento de diafragma mais eficaz.

A modelação numérica e a avaliação estrutural permitiram identificar limitações compatíveis com as habitualmente observadas neste tipo de edifícios, nomeadamente no que se refere à insuficiente transmissão de esforços horizontais entre pavimentos e paredes resistentes. Neste contexto, foram estudadas três soluções de intervenção distintas, permitindo retirar conclusões relevantes para a prática da reabilitação estrutural.

O reforço do pavimento de madeira existente através da adição de vigas metálicas revelou-se uma solução particularmente interessante sob o ponto de vista da reabilitação sustentável. Para além de apresentar o menor custo e um tempo de execução reduzido, esta solução permite preservar uma parte significativa da estrutura original, reduzindo a produção de resíduos e a intrusão na construção existente. A sua elevada reversibilidade constitui igualmente uma vantagem relevante em edifícios com valor patrimonial. Embora o incremento de rigidez e a melhoria do comportamento sísmico sejam mais moderados, os resultados obtidos demonstram que esta solução pode ser tecnicamente adequada quando se pretende compatibilizar segurança estrutural, economia e conservação do património.

A substituição dos pavimentos por lajes maciças de betão armado apresentou o melhor desempenho estrutural global entre as soluções estudadas. O aumento significativo da rigidez e da capacidade de funcionamento em diafragma conduz a uma melhoria substancial da resposta sísmica e à redução de deformações excessivas. No entanto, estes benefícios são acompanhados por um aumento significativo da massa da estrutura, aspeto particularmente relevante em edifícios de alvenaria de pedra, uma vez que contribui para o agravamento das ações sísmicas transmitidas às paredes resistentes. Acrescem ainda o elevado impacte ambiental, a reduzida reversibilidade e a forte intrusão na estrutura existente.

A solução baseada na substituição por um sistema de pavimento metálico com painéis OSB demonstrou um comportamento global equilibrado. O reduzido peso próprio contribui para limitar o aumento das ações sísmicas, enquanto a rigidez no plano permite melhorar o desempenho do diafragma horizontal. Adicionalmente, o potencial de reutilização e reciclagem dos materiais constitui uma vantagem relevante do ponto de vista ambiental. Apesar de um custo inicial mais elevado, esta solução evidencia um compromisso favorável entre desempenho estrutural, sustentabilidade e adaptabilidade futura.

Conclui-se que a solução estruturalmente mais eficiente não corresponde necessariamente à solução globalmente mais adequada. Em intervenções de reabilitação, sobretudo em edifícios com interesse patrimonial, a decisão não deve assentar exclusivamente em critérios de resistência ou rigidez, sendo igualmente determinantes aspetos como a reversibilidade, a compatibilidade com os materiais existentes, o impacte ambiental, a produção de resíduos e os custos de execução.

Os resultados obtidos reforçam a necessidade de uma abordagem integrada à reabilitação estrutural, na qual a segurança sísmica é articulada com princípios de sustentabilidade e conservação do património edificado. Neste enquadramento, as soluções que preservam parcial ou totalmente os elementos existentes assumem particular relevância, contribuindo para a redução do consumo de recursos, da energia incorporada e para a extensão da vida útil das construções.

Como limitações do estudo, refere-se ausência de ensaios experimentais para caracterização dos materiais, tendo sido adotados valores provenientes da bibliografia e de normas técnicas. Adicionalmente, as simplificações inerentes ao modelo numérico condicionam o nível de rigor da análise efetuada.

Como perspetivas de desenvolvimento futuro, considera-se pertinente a realização de campanhas experimentais de caracterização de materiais, a aplicação da metodologia a outras tipologias construtivas do património edificado português e a integração de análises de ciclo de vida que permitam uma avaliação mais rigorosa dos impactes ambientais das diferentes soluções de intervenção.

Em síntese, este trabalho evidencia que a reabilitação estrutural de edifícios antigos em zonas sísmicas exige uma abordagem multidisciplinar e integrada, na qual a melhoria da segurança estrutural deve ser conciliada com a preservação do património e com os princípios da sustentabilidade, constituindo este equilíbrio um dos principais desafios atuais da Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1º Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos, *Carta de Atenas para o restauro de monumentos históricos*. (1931).
- 2º Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos. *Carta de Veneza. Carta Internacional sobre conservação e restauro dos monumentos e sítios*. (1964). 2º Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos, Veneza (<http://mestradoreabilitacao.fa.utl.pt/disciplinas/ppereira/CartaVeneza.pdf>). 2009/03/17. (http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/2848__Carta%20de%20Atenas.pdf). 2009/03/17.
- Almeida, J., (2009) *Estudo de soluções estruturais para reabilitação de edifícios em alvenaria de pedra*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Amadora: Edições Orion.
- Appleton, J. (2006). *Reabilitar ou as Regras do Jogo. Entrevista*. Engenharia e Vida, Abril/2006, pág. 14 a 23, Sogapal/Beprofit, Queluz de Baixo.
- Arquitectónico. Sítio do ICOMOS – Portugal, Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico. (icomos.fa.utl.pt/documentos/cartasdoutrina/icomosrecomendacoesestruturas.pdf). 2009/03/17.
- Baião, M., Appleton, J. (1994). *Pavimentos de Madeira de Edifícios Antigos. Constituição, Patologia e Reabilitação*. 2º ENCORE - Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, 27 de Junho a 1 de Julho de 1994, Lisboa, pág. 233 a 242, LNEC, Lisboa.
- Barros, R., Martins, J. (2006). *Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria com Elementos Metálicos*. UFP, Porto.
- Binda, L. (1998). *Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici*. Itália.
- Binda, L. (2000). *Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries*. Itália.

- Binda, L. (2001). *State of art of research on historic structures in Italy*. Politecnico of Milan, Dep. of Structural Engineering, Itália.
- Binda, L., & Penazzi, D. (2000). *Classification of masonry cross sections and of typologies of historic buildings*. Book of Commissione RILEM MMM.
- Botelho, J. (2023). *Intervenção em alvenarias. Caso de estudo da reabilitação da Torre da Alfândega, Guimarães*, Lisboa
- Branco, M., Guerreiro, L. (2007). *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com métodos passivos*. *Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 26 a 28 de Setembro de 2007, Feup, Porto.
- Candeias, P., Correia, A., Campos Costa, A., Catarino, M., Pipa, M., Cruz, H., Carvalho, E. C., & Costa, A. (2020). *Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria*.
- CEN (2000b). EN ENV 1992-1-2: 2000. Eurocódigo 2: *Projecto de estruturas de betão. Parte 1-2: Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo*. IPQ, Caparica.
- CEN (2002a). NP EN 1194. *Estruturas de Madeira. Madeira Lamelada Colada. Classes de*
- CEN (2002b). EN 1990: 2002. Eurocódigo: *Bases para o projecto de estruturas*. IPQ, Caparica.
- CEN (2002c). EN 1991-1: 2002. Eurocódigo 1: *Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. IPQ, Caparica.
- CEN (2004a). EN 1992-1-1: 2004. Eurocódigo 2: *Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, Caparica.
- CEN (2004c). EN 1995-1-1: 2004. Eurocode 5: *Design of timber structure. Part 1-1: General -Common rules and rules for buildings*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004d). EN 1995-1-2: 2004. Eurocode 5: *Design of timber structures - Part 1-2: General -Structural fire design*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005a). EN 1993-1-1: 2005. Eurocódigo 3: *Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas, Bélgica
- Coelho, E. (2003). *Reabilitação Sísmica de Estruturas de Edifícios*. 3º ENCORE – Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, 26 a 30 de Maio de 2003, Lisboa, pág. 1119 a 1128, LNEC, Lisboa.

- Cóias, V. (2007). *Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria, madeira: técnicas pouco intrusivas*. Argumentum, Lisboa.
- Costa A., Arêde A., Guedes J., Paupério E. (2005) *Metodologias de Intervenção no Património Edificado*. In *Actas do 2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*. FEUP, Porto,
- Costa, A., Paupério, E., Guedes, J. M., Ilharco, T. (2007). *Estrutura de madeira dos pisos. Relatório de inspecção e diagnóstico. Edifício R. dos Lóios, nº 59, 59ª e 59B, Porto*. FEUP, Porto.
- Costa, F. P. (1955). *Enciclopédia Prática da Construção Civil. Pavimentos de Madeira*. Edição do Autor/Portugália Editora, Lisboa.
- Delgado, J., Appleton, J., Saraiva, J. (2009). *Reabilitação e ampliação de um edifício na Rua Victor Cordon, nº11, em Lisboa*. Patorreb 2009 – 3º Encontro sobre Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, 18 a 20 de Março de 2009, Porto, pág. 723 a 7728, FEUP, Porto.
- Guedes, J. M. (2025a). *Intervenção em Estruturas Existentes: Dano Estrutural*. FEUP, Porrtto
- Guedes, J. M. (2025b). *Intervenção em Estruturas Tradicionais de Alvenaria*. FEUP, Porrtto
- Guedes, J. M. (2025c). *Intervenção em Estruturas Tradicionais de Madeira*. FEUP, Porrtto
- Guedes, J. M. (2025d). *Modelo de Abordagem na Intervenção em Estruturas Existentes*. FEUP, Porrtto
- Guerreiro, J. (2015). *Técnicas de Reforço Sísmico Em Edifícios Antigos*. Técnico de Lisboa
- ICOMOS (2004). *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro do Património*
- Ilharco, T. (2008). *Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Ilharco, T., Guedes, J. M., Paupério, E., Costa, A. (2007). *Relatório final de inspecção, diagnóstico e medidas de reparação. Edifício do Largo São Domingos nºs 80,81 e 82*. FEUP, Porto.
- L. Mateus. (2015). *Paredes de Alvenaria Reabilitação e Inovação*. Lisboa

- Magalhães, D. (2014). *Sistemas Construtivos de Reabilitação e Reforço de Fundações*, FEUP, Porto
- Marques, D. S. R. (2017). *Avaliação de Medidas de Reforço de Pavimentos de Madeira Antigos no Comportamento Sísmico de Edifícios*. FEUP, Porto
- Mirra, Michele, and Geert Ravenshorst. 2021. *Optimizing Seismic Capacity of Existing Masonry Buildings by Retrofitting Timber Floors: Wood-Based Solutions as a Dissipative Alternative to Rigid Concrete Diaphragms*. *Buildings* 11 (12): 604. <https://doi.org/10.3390/buildings11120604>
- Paupério, E., Romão, X., & Arêde, A. (2015). *Perpetuar Memórias da Construção*. Porto: resistência e determinação dos valores característicos. IPQ, Caparica.
- Vasconcelos Mota, K., & Miranda Guedes, J. (2009). *Caracterização e Tipificação “in situ” de Parede de Alvenaria*. Porto

ANEXOS

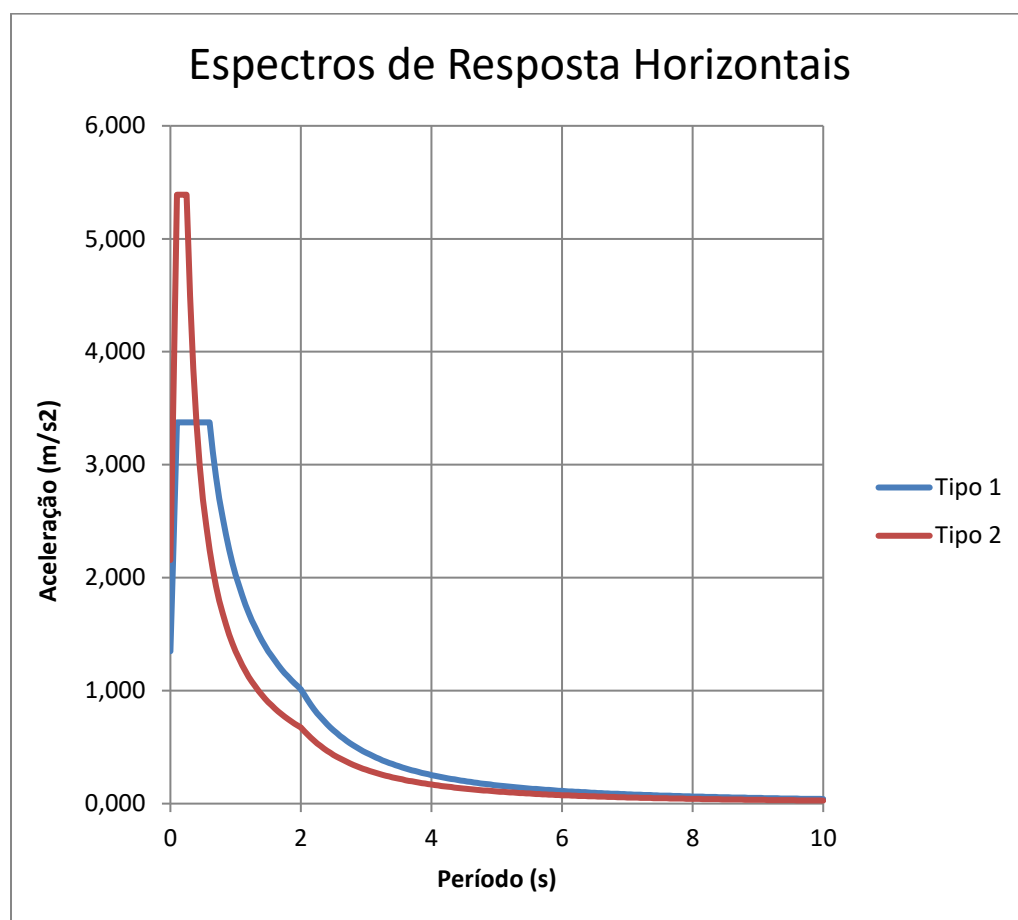


Figura A.1 – Espectro elástico de respostas horizontais

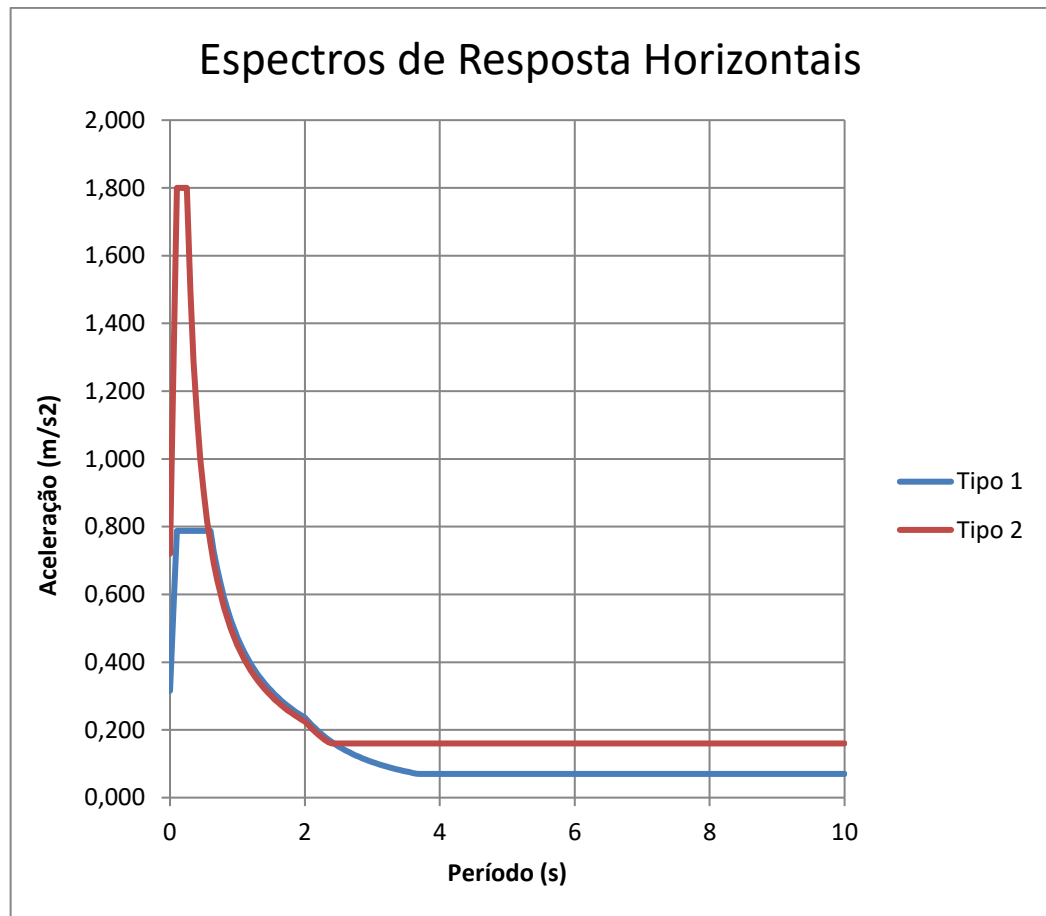


Figura A.2 - Espectro de cálculo horizontal

Tabela A.1 - Combinações adicionadas ao Autodesk Robot

Comb	PP	RCP	Sob	Wy+	Wy-	Wx+	Wx-	Ex+	Ey+	Ex-	Ey-
ELU1	1,35	1,35	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU2	1,35	1,35	1,50	0,00	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU3	1,35	1,35	1,50	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU4	1,35	1,35	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU5	1,35	1,35	1,50	0,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU6	1,35	1,35	1,05	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU7	1,35	1,35	1,05	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU8	1,35	1,35	1,05	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU9	1,35	1,35	1,05	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU10	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU11	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU12	1,00	1,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELU13	1,00	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SIS1	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00
SIS2	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,30
SIS3	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00
SIS4	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30
SIS5	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00
SIS6	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00
SIS7	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,00	0,00	1,00
SIS8	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00
ELS1	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS2	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS3	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela A.1 - Combinações adicionadas ao Autodesk Robot

Comb	PP	RCP	Sob	Wy+	Wy-	Wx+	Wx-	Ex+	Ey+	Ex-	Ey-
ELS4	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS5	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS6	1,00	1,00	0,70	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS7	1,00	1,00	0,70	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS8	1,00	1,00	0,70	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS9	1,00	1,00	0,70	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS10	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS11	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS12	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS13	1,00	1,00	0,30	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS14	1,00	1,00	0,30	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ELS15	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00