

ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

**Avaliação e Intervenção no Pavimento de um
Caso de Estudo**

JOSÉ PEDRO SOARES MACHADO FARIA

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

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda
Guedes

Coorientador: Professor Doutor José Manuel Marques Amorim de
Araújo Faria

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@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

Fax +351-22-508 1440



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 Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

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

A meus Pais,

“A vida é dez por cento do que acontece contigo e noventa por cento como lhe respondes.”

Lou Holtz

AGRADECIMENTOS

Este trabalho representa o culminar de um longo percurso que não seria igual sem o contributo de algumas pessoas. Aqui, deixo algumas palavras de agradecimento aos que, de uma ou outra forma, contribuíram para o seu sucesso.

Ao Professor José Amorim Faria, pelos conhecimentos transmitidos sobre a madeira como material estrutural, pelo modo que os aborda e a facilidade com que os demonstra em conversa.

Ao Prof. João Miranda Guedes, pelos conhecimentos transmitidos sobre Reabilitação, pelo contributo técnico na realização de um modelo numérico do estudo de caso e pela disponibilidade e interesse demonstrados ao longo destes meses.

Agradeço à empresa de construção GRAU^oM (Grau Máximo, Construções, Lda.) e seus funcionários, pela disponibilização do edifício DISTRICT para estudo de caso. Revelou-se uma experiência enriquecedora do ponto de vista construtivo, na medida em que o edifício remonta ao séc.XVIII, apresentando pormenores de grande valor histórico.

Às minhas irmãs Diana e Filipa, e aos meus cunhados Rui e Pedro. Foram sempre um porto seguro durante estes anos de curso, com conselhos certos e apoio constante.

Um especial agradecimento à minha irmã Filipa, pelas horas despendidas na ajuda com o software *AutoCad*, por demonstrar e cativar o gosto pelo desenho e a forma simplista, minimalista e criteriosa com que os aborda, bem ao estilo de uma Arquitecta.

Ao meu cunhado Rui, que para além de amigo, representou um contributo enorme no âmbito deste trabalho, possibilitando a visita a variadíssimas obras de reabilitação, transmitindo conhecimentos práticos de engenharia estrutural e construtiva, e pela disponibilidade constante que demonstrou.

À minha namorada Sofia. O apoio ao longo destes anos de curso foi determinante no sucesso académico. Assim, tudo ficou mais fácil. Sempre presente nas horas boas e nas horas más, a ti Sofia, um enorme obrigado.

Aos meus pais. Nada seria possível sem este contributo. A possibilidade de realizar este percurso deve-se a estas duas pessoas, que me transmitiram valores verdadeiros, que me mostraram que o esforço é sempre compensado, de uma forma ou de outra. Que me apoiaram em todos os momentos e fizeram tudo para me proporcionar as melhores condições, sempre. A vocês, pais, um terno obrigado.

RESUMO

A reabilitação de edifícios em Portugal representa cada vez mais uma componente indispensável na política das cidades. Do ponto de vista da engenharia, o caminho seguido na abordagem à reabilitação não é por vezes o melhor, não sendo muitas vezes valorizada a componente histórica e construtiva do património edificado. É assim importante a aposta na formação, para que se compreendam os métodos construtivos adotados entre os séculos XVIII e XIX e se sensibilize para o legado patrimonial que foi deixado à população atual.

A madeira representa um dos materiais mais usados na construção antiga e chega aos dias de hoje, em grande parte dos casos, em excelentes condições de integridade, demonstrando características de qualidade, durabilidade e estabilidade. Contudo, a variabilidade de espécies existentes e as degradações que lhes são associadas, fazem da madeira um material complexo.

A necessidade de intervir estruturalmente na reabilitação do edificado passa por uma análise profunda das pré-existências, onde a inspeção e diagnóstico surgem como uma ferramenta essencial no processo de decisão. O projetista nacional necessita assim de um conhecimento alargado sobre os materiais usados na construção antiga e sobre as causas de degradação a que estão sujeitos, interpretando de forma, não só quantitativa, mas também qualitativa, o comportamento estrutural dos edifícios.

No sentido de compreender o comportamento de elementos estruturais em madeira, nomeadamente em pavimentos, a presente dissertação tem como base um estudo de caso onde foram aplicados os princípios de abordagem em reabilitação e avaliada a real necessidade de intervir sobre a estrutura.

O trabalho passa numa primeira fase pela apresentação de noções e princípios básicos em obras de reabilitação. Em seguida, é efetuado um levantamento exaustivo do edifício correspondente ao estudo de caso. Seguidamente é efetuada a análise do comportamento de um pavimento do edifício, para o qual é efetuado um levantamento detalhado da sua geometria e estado de integridade. A modelação numérica e os ensaios *in situ* não-destrutivos assumem um papel importante na avaliação final. Com base nestes dados, é avaliada a real necessidade de intervenção estrutural. É apresentada no capítulo final uma sugestão de melhoria das características comportamentais do pavimento analisado.

PALAVRAS-CHAVE: reabilitação, madeira, comportamento estrutural, inspeção e diagnóstico, intervenção.

ABSTRACT

The rehabilitation of buildings in Portugal is increasingly an indispensable component in the policy of the cities. From the standpoint of engineering, the path followed in the approach to rehabilitation is sometimes not the best, it is not often valued the historical and constructive component of the built heritage. It is therefore important to focus on training, in order to understand the construction methods adopted between the eighteenth and nineteenth centuries and raises awareness to the heritage legacy that was left to the current population.

Timber is one of the most used materials in ancient construction and it is nowadays, in most cases, in excellent health conditions, demonstrating quality characteristics, such as durability and stability. However, the variability of species and degradation related to them, makes timber a complex material.

The need to intervene structurally in the rehabilitation of the building undergoes a thorough analysis of pre-existing, where inspection and diagnosis appear as an essential tool in the decision process. The national designer thus needs a broad knowledge on the materials used in the old building and the causes of degradation to which they are subject, assessing not only quantitative, but also qualitative, the structural behavior of buildings.

In order to understand the behavior of structural elements in timber, including floors, this thesis is based on a case study, and therefore the rehabilitation approach principles and the assessment on the real need to intervene on the structure can be applied if necessary.

The job is initially the presentation of basic notions and principles in rehabilitation works. Then, it made an exhaustive survey of the building corresponding to the case study.

The main goal involves the behavior analysis of existing flooring, on which it will be made a detailed survey of its geometry and state integrity. The numerical modeling and non-destructive in-situ testing play an important role in the final evaluation. Based on these data, the need for structural intervention is then evaluated. In the final chapter, it is presented a suggestion for improving the analyzed pavement.

KEYWORDS: rehabilitation, timber, structural behavior, inspection and diagnosis, intervention.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO	1
1.2. BASES DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. REABILITAÇÃO	5
2.1. INTRODUÇÃO	6
2.2. HISTORICAMENTE	6
2.2.1. ENQUADRAMENTO GERAL	6
2.2.2. CARTA DE ATENAS	6
2.2.3. CARTA DE VENEZA	7
2.2.4. CARTA DE CRACÓVIA	7
2.3. PRINCÍPIOS DA REABILITAÇÃO	8
2.3.1. GERAIS	8
2.3.2. METODOLOGIAS DE ABORDAGEM	9
2.3.2.1. RECOLHA DE INFORMAÇÃO	9
2.3.2.2. DIAGNÓSTICO E AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA	10
2.3.2.3. DANOS ESTRUTURAIS, DEGRADAÇÕES E MEDIDAS DE INTERVENÇÃO EM ELEMENTOS DE MADEIRA	11
2.4. CLASSIFICAÇÃO DO EDIFICADO	12
2.4.1. GENERALIDADES	12
2.4.2. A CIDADE DO PORTO: BREVE CARACTERIZAÇÃO TIPOLOGICA	13
2.5. DECISÕES NA REABILITAÇÃO	14
3. LEVANTAMENTO DO CASO DE ESTUDO	17
3.1. IDENTIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO	17
3.1.1. INTRODUÇÃO	17

3.1.2. LOCALIZAÇÃO	17
3.1.3. REGISTOS DE UTILIZAÇÃO	18
3.1.4. INTERVENÇÕES EFETUADAS	19
3.1.5. DIVISÃO DO EDIFÍCIO	20
3.2. LEVANTAMENTO ARQUITETÓNICO	20
3.3. LEVANTAMENTO CONSTRUTIVO	21
3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL.....	21
3.3.2. PAREDES DE FACHADA	22
3.3.3. PAREDES DE MEAÇÃO.....	23
3.3.4. PAREDES INTERIORES.....	23
3.3.5. PAVIMENTOS	24
3.3.6. COBERTURA	26
3.3.7. CAIXA DE ESCADAS.....	27
3.3.8. CAIXILHARIA	28
3.4. LEVANTAMENTO ESTRUTURAL.....	29
3.4.1. FUNDAÇÕES	29
3.4.2. PAREDES RESISTENTES	30
3.4.3. PAVIMENTOS	32
3.4.4. COBERTURAS	34
 4. ANÁLISE DO PAVIMENTO	 37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. LEVANTAMENTO DE PORMENOR	37
4.2.1. MATERIAL DE CONSTRUÇÃO.....	37
4.2.1.1. INTRODUÇÃO AO MÉTODO DE CLASSIFICAÇÃO.....	37
4.2.1.2. CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA DO PAVIMENTO EM ESTUDO.....	40
4.2.2. GEOMETRIA DA ESTRUTURA	42
4.2.3. DANOS.....	49
4.3. ENSAIOS <i>IN SITU</i> NÃO-DESTRUTIVOS.....	53
4.3.1. DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA.....	53
4.3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DO PAVIMENTO	54
4.4. MODELO NUMÉRICO	55
4.4.1. INTRODUÇÃO	55

4.4.2. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	56
4.4.3. CARGAS ATUANTES	57
4.4.4. DEFORMAÇÕES	57
4.4.5. COMPORTAMENTO DINÂMICO	60
4.4.6. ESFORÇOS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO	62
4.4.7. IDENTIFICAÇÃO DAS ZONAS CRÍTICAS	62
4.5. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA	63
4.5.1. GENERALIDADES	63
4.5.1.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE.....	63
4.5.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À FLEXÃO.....	64
4.5.1.3. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO	65
4.5.1.4. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE VIBRAÇÃO	65
4.5.2. MEMÓRIA DE CÁLCULO	67
4.5.2.1. VERIFICAÇÃO EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO	67
4.5.2.2. VERIFICAÇÃO EM ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	77
 5. INTERVENÇÃO ESTRUTURAL	 81
5.1. INTRODUÇÃO	81
5.2. ANÁLISE SISTEMÁTICA DE PROBLEMAS POTENCIAIS	82
5.2.1. APOIOS/SEGURANÇA ADICIONAL	82
5.2.2. REFORÇOS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	83
5.2.2.1. AUMENTO DA SECÇÃO RESISTENTE	83
5.2.2.2. INTRODUÇÃO DE ELEMENTOS METÁLICOS	84
5.2.2.3. NOVAS ESTRUTURAS DE SUPORTE	84
5.2.3. REFORÇOS PARA REDUZIR DEFORMAÇÕES	85
5.2.4. REFORÇOS PARA MELHORAR VIBRAÇÕES	85
5.2.5. DEFEITOS/ANOMALIAS LOCAIS.....	85
5.2.5.1. FENDAS DE SECAGEM	85
5.2.5.2. ATAQUE BIOLÓGICO.....	87
5.3. SUGESTÃO DE MELHORIA.....	87
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 93
6.1.PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	93

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	95
--	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Fig.2.1 - À esquerda: edifícios antigos correntes, fachada confrontante com a rua Mouzinho da Silveira; à direita: edifício antigo nobre; fachada confrontante com a rua Dr. Ferreira da Silva	14
--	----

CAPÍTULO 3

Fig.3.1 - Edifício DISTRICT, vista de sudeste.....	18
Fig.3.2 - Localização do edifício, vista aérea (Google Maps)	18
Fig.3.3 - À esquerda: Guarnição Militar e Tesouraria Geral das Tropas; à direita: Casa do Telégrafo	19
Fig.3.4 - Fachada voltada a Nascente, final da construção	19
Fig.3.5 – Divisão do edifício	20
Fig.3.6 - À esquerda: trabalhos na parede de fachada (exterior) ; à esquerda: confirmação da camada de reboco existente (exterior).....	23
Fig.3.7 - Parede de meação; tapamento de uma janela.....	23
Fig.3.8 - À esquerda: tabique Tipo A; à direita: tabique Tipo B	24
Fig.3.9 - Revestimento de parede: azulejo sobre reboco	24
Fig.3.10 - À esquerda: levantamento do pavimento térreo; ao centro: camada betuminosa; à direita: solo de fundação	25
Fig.3.11 - Constituição do pavimento térreo: 1 – lajedo de pedra; 2 – camada de regularização em terra; 3 – enrocamento arrumado à mão; 4 – camada betuminosa; 5 – solo de fundação	25
Fig.3.12 – À esquerda: vigamento de madeira em pau rolado; à direita: soalho	25
Fig.3.13 - Constituição do pavimento elevado: 1 – soalho 3,5cm; 2 – calço; 3 – Tarugo (dimensão variável); 4 – Viga (diâmetro médio de 20cm); 5 – Barrote (10x10cm ²); 6 - Fasquio (2cm de altura); 7 – Argamassa; 8 – Estuque (imagem retirada de (Freitas, 2012)).....	26
Fig.3.14 - Teto em demolição.....	26
Fig.3.15 - Estrutura da cobertura do Corpo Sul, semelhante à da Torre Sul	27
Fig.3.16 - À esquerda: cobertura completa; à direita: cobertura <i>despida</i> , com as varas, o guarda-pó e as ripas visíveis	27
Fig.3.17 - À esquerda: escada 1; à direita: escada 2.....	28
Fig.3.18 - À esquerda: esquiço das portas da fachada Poente; à direita: esquiço da porta da fachada Sul	28
Fig.3.19 – Esquiço das janelas da Torre Sul	29
Fig.3.20 - À esquerda: levantamento do pavimento térreo da Torre Sul; à direita: solo de fundação (maciço rochoso)	29
Fig.3.21 - Esquema de fundação do edifício.....	30

Fig.3.22 – Paredes resistentes da Torre Sul	31
Fig.3.23 – Falta de ligação entre as paredes B e C	32
Fig.3.24 - Secção da parede A	32
Fig.3.25 - Tarugos com secção variada	33
Fig.3.26 – Esquema estrutural de uma cadeia. À esquerda, em planta (Costa, 1955); à direita, em perspectiva (Teixeira, 2004).....	33
Fig.3.27 - Estrutura das asnas da cobertura da Torre Sul, com dimensões estimadas	34
Fig.3.28 - À esquerda: Cobertura da Torre Sul degradada; ao centro: apoio das asnas na parede de fachada; à direita: apoio da asna e ligação entre perna e linha.....	34
Fig.3.29 - Previsível estrutura da cobertura da Torre Sul	35

CAPÍTULO 4

Fig.4.1 - Quadro-resumo com as classes de resistência definidas pela EN 338:2009.....	38
Fig.4.2 - Atribuição de classes de resistência a madeiras em serviço.....	40
Fig.4.3 - Pequeno corte numa viga para inspeção visual da zona não degradada	41
Fig.4.4 - Vista inferior do pavimento em estudo; deteção de defeitos	41
Fig.4.5 – Elemento cortado de uma tábuas de soalho.....	42
Fig.4.6 - Planta do Piso 0; localização do pavimento em análise	42
Fig.4.7 - Condições de apoio das vigas V1, V2 e V3, nos alinhamentos correspondentes.....	43
Fig.4.8 - Condições de apoio das vigas V4 e V5, nos alinhamentos correspondentes	43
Fig.4.9 - Condições de apoio das vigas V6, V7 e V8, nos alinhamentos correspondentes.....	43
Fig.4.10 - Esquema estrutural do pavimento em estudo.....	44
Fig.4.11 – Representação genérica das vigas V1 a V8	4
Fig.4.12 - Pormenor de localização da viga V9, à esquerda; Secção da viga V9, à direita	46
Fig.4.14 - Apoio das vigas V1, V2 e V3 no alinhamento A.....	46
Fig.4.13 - Apoio das vigas V4, V5 e V6 no alinhamento A.....	46
Fig.4.15 - À esquerda: apoio da viga V7 (alinhamento A); ao centro: apoio da viga V8 (alinhamento A); à direita: apoio das vigas V1, V2 e V3 (alinhamento B)	47
Fig.4.16 - À esquerda: apoio das vigas V4 e V5 (alinhamento B); ao centro: apoio das vigas V6, V7 e V8 (alinhamento B); à direita: apoio das vigas V1 (não visível), V2 e V3 (alinhamento C)	47
Fig.4.17 - Tarugos do pavimento em estudo, com secções variadas	47
Fig.4.18 - À esquerda: em cima, espessura das tábuas; em baixo, tipo de encaixe entre tábuas. À direita, largura das tábuas	48
Fig.4.19 – Dimensões das tábuas de madeira de compõem o soalho	48

Fig.4.20 - Mecanismo de degradação de uma peça de madeira sujeita ao sol e à chuva (Freitas, 2012)	50
Fig.4.21 - Zonas representativas da integridade do soalho	52
Fig.4.22 - Área da superfície inferior do soalho afetada por fungos de podridão	52
Fig.4.23 – Humidímetro	53
Fig.4.24 – Sismógrafo: ensaio 1.....	54
Fig.4.25 - Sismógrafo: ensaio 2 (à esquerda) e ensaio 3 (à direita)	55
Fig.4.26 - À esquerda: modelo de barras para vigas e tarugos; à direita: modelo de casca assente sobre barras, para o soalho	56
Fig.4.27 – Deformada das vigas V1 a V9, com todo o pavimento carregado	58
Fig.4.28 - Componentes da deformação de uma viga (CEN, 2004)	59
Fig.4.29 - De cima para baixo: 1º, 2º e 3º modos de vibração	61
Fig.4.30 - 1 – deformação máxima de V3; 2 – deformação máxima de V6; 3 – deformação máxima de V4; 4 – deformação máxima de V5; 5 – deformação relativa de V9.....	63
Fig.4.31 - Obtenção do parâmetro de controlo a ; o parâmetro b representa a largura do pavimento na direção ortogonal ao vigamento	66

CAPÍTULO 5

Fig.5.1 - Esquema de aplicação de cantoneira metálica sob vigamento de madeira (Arriaga, 2002) ..	83
Fig.5.2 - Aumento da secção transversal por adição de novos elementos de madeira (Arriaga, 2002)	83
Fig.5.3 - Aumento da secção resistente nos apoios por empalmes com novas peças de madeira (Arriaga, 2002).....	84
Fig.5.4 - Reforço com elementos metálicos (Arriaga, 2002).....	84
Fig.5.5 – Reparação de fendas com cola expoxidica e varões de reforço (Lopes, 2009).....	86
Fig.5.6 - Reparação de fendas com chapa metálica exterior (Arriaga, 2002)	86
Fig.5.7 - Reparação de fenda com perfis metálicos laterais (Arriaga, 2002).....	87

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Estrutura principal e secundária da Torre Sul.....	23
Quadro 3.2 – Secções das paredes resistentes da Torre Sul (em metros).....	31

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Classes de resistência a usar no cálculo de estruturas de madeira portuguesa existentes	40
Quadro 4.2 – Diâmetro das secções das vigas V1 a V8 (cm)	45
Quadro 4.3 – Danos verificados nas vigas V1 a V9.....	51
Quadro 4.4 – Teor em água nas vigas V1 a V9.....	53
Quadro 4.5 – deformações instantâneas (u_{inst}) e deformações a longo-prazo (u_{fin}) em [mm]	60
Quadro 4.6 – Frequências de vibração por via experimental e numérica	60
Quadro 4.7 – Esforços em ELU nas vigas V1 a V9	62
Quadro 4.8 – Valores-limite para a deformação de vigas.....	65
Quadro 4.9 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V1	68
Quadro 4.10 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V2	69
Quadro 4.11 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V3	70
Quadro 4.12 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V4	71
Quadro 4.13 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V5	72
Quadro 4.14 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V6	73
Quadro 4.15 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V7	74
Quadro 4.16 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V8	75
Quadro 4.17 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V9	76
Quadro 4.18 – Controlo de deformações das vigas.....	77
Quadro 4.19 – Controlo de deformações do pavimento	77
Quadro 4.20 – Controlo de vibrações	78

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Memória de cálculo justificativa da intervenção.....	89
---	----

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO

O presente trabalho tem como objetivo principal o estudo do comportamento da madeira como material estrutural. O tema surgiu no âmbito das obras de reabilitação em edifícios antigos, cada vez mais observadas, cujas intervenções residem em grande parte em elementos estruturais de madeira.

A oportunidade de acesso a um edifício antigo na cidade do Porto, submetido a uma intervenção de reabilitação, permitiu associar ao tema proposto um estudo de caso real, sendo assim possível efetuar uma análise e avaliação de comportamento estrutural com dados reais. A cidade do Porto possui um legado patrimonial edificado de enorme valor, nomeadamente no seu centro histórico, sendo enriquecedor o levantamento arquitetónico, construtivo e estrutural e posterior estudo das características que lhes estão associadas. O edifício do caso de estudo tem o nome de DISTRICT, mais conhecido como antigo edifício do Governo Civil do Porto. Fica localizado na zona da Batalha, freguesia da Sé, e a sua construção remonta ao início do século XVIII, sendo um edifício emblemático da cidade e estando na base do trabalho desta dissertação.

O trabalho reside, concretamente, na avaliação de comportamento estrutural de um pavimento em madeira, típico da construção antiga. O objetivo passa pela inspeção e diagnóstico do pavimento, onde será efetuado um levantamento pormenorizado das espécies de madeira que constituem a estrutura, da geometria e disposição da mesma, dos danos e anomalias verificadas e das causas que lhes estão associadas. Dentro deste processo, o pavimento será submetido a um ensaio *in situ* não-destrutivo, concretamente um sismógrafo, permitindo obter as frequências dos seus modos de vibração.

A modelação numérica, detalhadamente efetuada e calibrada com os resultados provenientes do ensaio *in situ*, servirá de base no estudo do comportamento do pavimento e posterior avaliação de segurança, juntamente com interpretações qualitativas dos dados registados no levantamento de pormenor.

Este estudo é essencial, na medida em que pretende perceber a real necessidade de intervir estruturalmente, quer neste caso como em qualquer outro caso de reabilitação. Para isso é necessário compreender as metodologias de abordagem neste tipo de caso, que serão também detalhadas na presente dissertação.

Com base na avaliação a que o pavimento será submetido, apresentar-se-á uma proposta de melhoria de comportamento estrutural.

1.2. BASES DO TRABALHO

A escrita do Capítulo 2 baseou-se na bibliografia associada ao valor patrimonial do edificado, como as Cartas de Atenas, Veneza e Cracóvia, bem como outros documentos relacionados com o tema Reabilitação.

O Capítulo 3 teve como base o edifício em estudo, onde foram passadas longas horas a efetuar levantamentos, cuja caracterização teve ainda por base a consulta de bibliografia para a aplicação de termos técnicos. Recorreu-se também à Casa do Infante no Porto para consulta de registos documentais relacionados com o edifício do caso de estudo. O registo fotográfico constituiu também uma base importante na caracterização do edifício. Os desenhos em anexo associados a este capítulo foram possíveis com a utilização do software *AutoCad*.

No Capítulo 4, a presença no edifício continuou a ser essencial. A realização do ensaio *in situ* foi possível com a cedência do sismógrafo por parte do LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural). Para a determinação dos teores em água dos elementos estruturais em madeira foi necessário o uso de um humidímetro, aparelho disponibilizado pelo Professor e coorientador José Amorim Faria. Foi também importante o recurso ao programa de cálculo automático *ROBOT Structural Analysis Professional 2015*, para a modelação numérica do pavimento em estudo. Foi necessária a consulta de normas e regulamentos no processo de avaliação de segurança da estrutura, destacando-se o Eurocódigo 5, destinado a estruturas de madeira.

O Capítulo 5 teve por base bibliografia associada a soluções de intervenção em pavimentos antigos de madeira e ainda o Eurocódigo 3, destinado a estruturas metálicas, para a verificação de segurança dos reforços sugeridos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por 6 capítulos.

O presente capítulo, Introdução, apresenta o objetivo de estudo, definindo o seu âmbito e justificação, bem como as bases do trabalho desenvolvido, onde são enunciadas as principais ferramentas utilizadas para a realização da dissertação. Por fim, expõe-se a respetiva organização por capítulos.

O Capítulo 2 faz numa primeira fase uma abordagem histórica aos valores e princípios associados ao património edificado. São apresentadas as metodologias de abordagem num processo de Reabilitação, destacando essencialmente a madeira como material estrutural. Em seguida, efetua-se uma classificação geral do edificado e uma breve caracterização tipológica dos edifícios antigos na cidade do Porto. Por fim, apresenta-se uma pequena reflexão sobre a decisão de reabilitar.

O Capítulo 3 é constituído pelo levantamento do caso de estudo. Inicialmente faz-se uma identificação do edifício em estudo e divisão do mesmo, sendo referida qual a área submetida a caracterização e estudo, uma vez que a área total do edifício é demasiado grande para ser abordado com o devido pormenor neste trabalho. Em seguida procede-se ao levantamento propriamente dito. O primeiro levantamento passa pela Arquitetura, com as respetivas descrições e ainda com os desenhos em anexo. Seguidamente procede-se ao levantamento construtivo e por fim ao levantamento estrutural.

O Capítulo 4 consiste no estudo e comportamento de um pavimento do edifício. Numa primeira fase é efetuado um levantamento de pormenor, introduzindo-se com o método de classificação da madeira como material estrutural e posterior classificação das espécies que constituem a estrutura. O levantamento inclui a geometria e disposição da estrutura, bem como os danos nela observados. Neste capítulo insere-se a realização de dois ensaios *in situ* não-destrutivos: com um sismógrafo, para a

determinação da frequência dos modos de vibração do pavimento; com um humidímetro, para a determinação dos teores em água dos elementos estruturais em madeira. É efetuado um modelo numérico representativo do pavimento, servindo de apoio na análise do comportamento estático e dinâmico da estrutura. Com base nos resultados, é efetuada uma verificação de segurança ao Estados Limite Último e de Utilização.

No Capítulo 5 apresentam-se algumas soluções correntes utilizadas no processo de intervenção em pavimentos de madeira, referindo quais delas são aplicáveis ao pavimento em estudo em função do diagnóstico e avaliação de segurança efectuados no Capítulo 4, e por fim uma sugestão de melhoria ao comportamento do pavimento.

O Capítulo 6 sumariza o trabalho realizado e tece alguns comentários críticos acerca deste. São também apresentados algumas sugestões futuras no sentido de complementar o trabalho realizado e/ou de preencher lacunas associadas ao tema Reabilitação.

As últimas páginas da dissertação são destinadas a anexos. No Anexo A apresentam-se os elementos referentes ao levantamento arquitetónico, no Anexo B são apresentados pormenores construtivos do edifício em estudo, no Anexo C apresentam-se as plantas estruturais do edifício e por fim, no Anexo D, apresentam-se os elementos referentes à intervenção estrutural sugerida no Capítulo 5.

2

REABILITAÇÃO

2.1. INTRODUÇÃO

“Dentro do sector da construção, a atividade tende a deslocar-se, cada vez mais, da construção nova para a manutenção e reabilitação das construções existentes, o que tem enormes vantagens para a sociedade e para o País, em termos económicos, sociais, ambientais e culturais. Mas, ao contrário da construção de um novo edifício, em que basta conhecer as características do terreno onde se vai edificar, as intervenções de manutenção ou reabilitação pressupõem um conhecimento, mais ou menos profundo, das próprias construções existentes.”(Cóias, 2006).

Intervir no existente envolve metodologias e abordagens totalmente diferentes da intervenção em construção nova, onde existe a liberdade de projetar segundo um código normativo perfeitamente clarificado. Relativamente aos edifícios antigos, a sua especificidade não permite, na maioria das vezes, a aplicação direta dos regulamentos existentes, que são muito direcionados para a construção nova (Freitas, 2012). Por outro lado, a necessidade de preservar as características do património arquitetónico obriga a intervenções menos intrusivas que, por vezes, não são compatíveis com as exigências regulamentares atuais. A lista de exigências essenciais é composta pelos seis pontos seguintes:

- Resistência mecânica e estabilidade;
- Segurança em caso de incêndio;
- Higiene, saúde e ambiente;
- Segurança na utilização;
- Proteção contra ruído;
- Economia de energia e isolamento térmico.

Focando apenas o primeiro ponto, relativo à componente estrutural, não se encontram regulamentos próprios para a avaliação de segurança em edifícios existentes, nomeadamente edifícios antigos. Salvarde-se apenas a Parte 3 do Eurocódigo 8 que, para o dimensionamento sísmico de estruturas, contém disposições específicas para análise, reparação e reforço sísmico de edifícios. Daí a necessidade de a “reabilitação” requerer uma abordagem multidisciplinar, necessitando assim de um vasto conjunto de técnicos especializados nas mais diferentes áreas.

“Por reabilitação de edifícios entendem-se as ações de intervenção necessárias e suficientes para os dotar de condições de segurança, funcionalidade e conforto, respeitando a sua arquitetura, tipologia e sistema construtivo.”(Freitas, 2012).

Esta é uma definição simples e concisa do conceito. Contudo este conceito, do ponto de vista estrutural, pode não representar necessariamente uma intervenção. Pode simplesmente representar uma

validação de segurança por parte de técnicos especializados, sem que obrigatoriamente se conclua sobre a necessidade de atuar. É neste sentido que o presente trabalho se baseia, no pressuposto que uma intervenção de qualidade passa sempre por uma análise prévia e profunda do edifício em causa, antes de ser tomada qualquer decisão.

Tal como é referido em (ICOMOS, 2004): “Qualquer planeamento para a conservação estrutural requer tanto dados qualitativos, baseados na observação direta das degradações dos materiais e dos danos estruturais, pesquisa histórica etc., como também dados quantitativos baseados em ensaios específicos e modelos matemáticos do tipo dos utilizados na engenharia moderna.” Esta combinação de análises permite refinar a qualidade da decisão final. Porém, dificulta a elaboração de regulamentação neste campo. Dada a diversidade de casos, o documento supra citado recomenda uma especial dedicação na justificação de qualquer decisão, nomeadamente na fiabilidade dos resultados obtidos.

Contudo, para que se entenda a abordagem de reabilitação de edifícios antigos, deve primeiramente enquadrar-se a discussão do tema no tempo.

2.2. HISTORICAMENTE

2.2.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A valorização do património edificado é um tema que vem sendo discutido há alguns anos. É inquestionável o legado construtivo que o mundo hoje possui, um legado que nos permite compreender as civilizações antigas e a própria evolução das técnicas utilizadas. Mas o valor que lhe é atribuído pela sociedade é amplo, passando pelos materiais utilizados e pela arquitetura, até à envolvente onde se insere o monumento e à cultura da civilização local.

Estas questões suscitaram o interesse e a discussão por parte de grandes ilustres do século XX. A visível degradação dos monumentos despertou nos especialistas a necessidade de estabelecer algumas condutas no que diz respeito à preservação do edificado. Neste sentido, foram sendo publicados documentos ao longo do último século, onde é patente a preocupação com o património edificado. Alguns destes documentos são em seguida referenciados.

2.2.2. CARTA DE ATENAS

Na Carta de Atenas, publicação que remonta a 1931, expressaram-se pela primeira vez os princípios de valorização e conservação de monumentos. Entre algumas conclusões gerais, destacam-se as seguintes:

“III. A VALORIZAÇÃO DOS MONUMENTOS. A conferência recomenda que se respeite, na construção de edifícios, o carácter e a fisionomia das cidades, especialmente na vizinhança de monumentos antigos, cuja envolvente deve ser objecto de cuidados particulares.”

“V. A DEGRADAÇÃO DOS MONUMENTOS. (...) Tendo em conta a complexidade dos casos de degradação dos monumentos, e no estado actual dos conhecimentos, não se considera possível formular regras gerais, para além das precauções habituais e das soluções positivas obtidas na conservação da estatutária monumental pelos métodos correntes.”

Percebe-se aqui que o valor atribuído ao património já assumia contornos não só dirigidos para o monumento, mas também relativos à sua inserção no meio envolvente. É ainda de realçar o facto de a

elaboração de normas ser de extrema complexidade, pela diversidade dos casos de estudo, e que já na época representavam um obstáculo.

2.2.3. CARTA DE VENEZA

A Carta de Veneza visou aprofundar os princípios abordados na Carta de 1931; o Conselho Internacional de Monumentos e Sítios (ICOMOS) entendeu que chegara a altura de reexaminá-la, procedendo ao alargamento do seu âmbito. No documento, é perceptível a importância atribuída à história a que um monumento está associado, alargando um pouco mais a atribuição de “valor patrimonial” ao edificado.

De uma série de artigos que compõem o documento, os seguintes reforçam esta temática:

“Artigo 1º. O conceito de monumento histórico engloba, não só as criações arquitectónicas isoladamente, mas também os sítios, urbanos ou rurais, nos quais sejam patentes os testemunhos de uma civilização particular, de uma fase significativa da evolução ou do progresso, ou algum acontecimento histórico. (...)”

“Artigo 7º. Um monumento é inseparável da história de que é testemunho e do meio em que está inserido. A remoção do todo ou de parte do monumento não deve ser permitida, excepto quando tal seja exigido para a conservação desse monumento ou por razões de grande interesse nacional ou internacional.”

“Artigo 16º. Os trabalhos de conservação, restauro ou escavação devem ser sempre acompanhados por um registo preciso, sob a forma de relatórios analíticos ou críticos, ilustrados com desenhos ou fotografias. (...)”

Na medida em que é complexo regulamentar este tipo de intervenção, aqui já se tentava criar um guia de boas práticas, remetendo para um registo constante dos trabalhos efetuados e respetivo arquivo, para posterior consulta.

2.2.4. CARTA DE CRACÓVIA

“A Europa atual caracteriza-se pela diversidade cultural e, assim, pela pluralidade de valores fundamentais associados ao património móvel, imóvel e intelectual, o que implica diferentes significados que originam conflitos de interesse.”(Melucco *et al*, 2000). Os autores da Carta de Cracóvia estavam conscientes de que viviam num tempo no qual as identidades, num contexto cada vez mais amplo, se verificavam cada vez mais distintas e singulares. Nesse sentido, foram atribuídas responsabilidades a cada comunidade no sentido de identificar, manter e gerir o seu património. Contudo, a atribuição de tarefas desta importância não foi decidida sem prevenção. A Carta de Cracóvia prevê uma formação especializada dos técnicos responsáveis pelas decisões de conservação e restauro dos monumentos. Tal ideologia é perceptível na citação da Carta: “A formação dos especialistas em conservação deve ser interdisciplinar e incluir o estudo da história da arquitectura, da teoria e das técnicas da conservação. Esta formação deve assegurar uma qualificação adequada, necessária à resolução de problemas de investigação, bem como para resolver correctamente as intervenções de conservação e restauro de uma forma profissional e responsável. “

2.3. PRINCÍPIOS DA REABILITAÇÃO

2.3.1. GERAIS

“A conservação, o reforço e o restauro do património arquitetónico requerem uma abordagem multidisciplinar” (ICOMOS, 2004). Tal como foi referido em 2.1, a complexidade associada ao estudo e análise de uma construção antiga exige uma extensa área de conhecimento, onde a coordenação e comunicação é essencial para a compreensão do património edificado, possibilitando assim uma decisão refinada, equilibrada e acima de tudo ajustada caso a caso.

Quanto ao valor e à autenticidade atribuídos ao património, não devem ser regidos por uma lista criteriosa, pois assim não seriam tidos em conta os argumentos e contexto culturais onde este se insere. A qualidade de uma avaliação está também na perceção do património como um todo e não só do elemento isolado. A sua história deve ser respeitada, bem como as suas técnicas construtivas e os materiais.

“(…) A conservação engloba o conjunto de ações destinadas a prolongar o tempo de vida de uma dada edificação impondo, em primeiro lugar, de acordo com o espírito da Carta de Veneza, que os edifícios sejam sujeitos a operações regulares de manutenção, que se assume assim como o processo profilático por excelência” (Appleton, 2011).

É, de facto, a ação essencial no processo de reabilitação, uma vez que, tal como refere o autor acima citado, o objetivo da reabilitação de um qualquer edifício é prolongar o seu período de vida. O desgaste ao qual estão sujeitos os edifícios com o passar do tempo, requer nestes uma necessidade de intervenção com vista a reparar qualquer tipo de anomalia. Contudo, se forem efetuadas intervenções com intervalos de tempo mais reduzidos, é possível que estas se tornem menos intrusivas, minimizando os custos a longo prazo. Nesse sentido, a manutenção é então vista como uma medida de prevenção para manter o bom funcionamento dos edifícios. Esta medida é sempre o melhor caminho, quer do ponto de vista da plena utilização do edifício, quer do ponto de vista da economia global. Note-se que, se a frequência com que se efetuam inspeções para se proceder à respetiva manutenção for menor, as conclusões associadas ao dano podem ser mais graves, na medida em que a intervenção a efetuar terá que ser mais profunda devido ao maior desgaste ao qual o edifício, ou um elemento constituinte deste, foi sujeito. A título de exemplo, vejamos uma parede de alvenaria, rebocada e pintada; efetuar com regularidade uma repintura nesta parede reduzirá fortemente os riscos de deterioração do reboco e respetivas infiltrações. Caso contrário, serão postos em risco requisitos essenciais ao bom funcionamento do edifício, como a higiene, saúde e ambiente, economia de energia e isolamento térmico, ou no limite, a própria estabilidade e resistência mecânica da estrutura. Não será difícil perceber a diferença de custos associados a estas duas operações, quando uma pintura de uma parede se opõe a um reforço estrutural da mesma.

Porém, a intervenção profunda ou superficial sobre uma anomalia, não está apenas associada ao desgaste temporal. A não compatibilidade entre as características funcionais de um edifício antigo e as imposições legais nos dias de hoje, podem também tornar a intervenção um pouco mais profunda, necessitando por exemplo de reforçar o isolamento térmico de paredes ou ainda o isolamento acústico de pavimentos e paredes. A alteração do uso inerente a um edifício ou compartimento também poderá não ser compatível com as características mecânico-estruturais de que este está dotado. Intervenções deste tipo são consideradas reforços.

Posto isto, distinguem-se então, de um grosso modo, duas formas distintas de atuar: reparar ou reforçar.

Quando a existência de anomalias construtivas não necessita de intervenções profundas, estamos no campo das reparações, onde o objetivo é repor os elementos construtivos ou a própria construção com condições idênticas às originais. É possível também tentar reconstruir rigorosamente as pré-existências, sendo então esta intervenção considerada um restauro. Tal como refere (Appleton, 2011), a reparação entende-se como o conjunto de operações destinadas a corrigir anomalias existentes, por forma a manter a edificação no estado em que se encontrava antes da ocorrência dessas anomalias.

Referindo ainda o autor anterior, a reabilitação dos edifícios pressupõe assim, qualquer que seja a razão que lhe está subjacente, que além da resolução das anomalias construtivas, existe ainda a intenção de melhorar o desempenho local ou geral do edifício, sendo portanto o conjunto de operações destinadas a aumentar os níveis de qualidade do edifício, por forma a atingir a conformidade com níveis de exigências funcionais mais severos do que aqueles para os quais o edifício foi concebido.

Mas as intervenções associadas ao processo de reabilitação de edifícios requerem abordagens cuidadas. O ICOMOS, no seu documento *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitetónico*, estabelece um Guião de boas práticas neste tipo de intervenções, que será abordado em seguida.

2.3.2. METODOLOGIAS DE ABORDAGEM

Neste ponto serão referidos, resumidamente, os passos a seguir numa intervenção de reabilitação. Apesar de o Guião proposto pelo ICOMOS poder ser consultado integralmente na bibliografia existente, apresenta-se aqui a linha para a abordagem desta problemática, uma vez que será segundo esta linha que o Estudo de Caso desta dissertação se guiará, obviamente, tendo em conta as necessidades do próprio caso e as possibilidades de inspeção/análise associadas ao tempo disponível para tal.

2.3.2.1. RECOLHA DE INFORMAÇÃO

O processo de recolha de informação deve, tal como em todas as fases inerentes à reabilitação de um edifício, ser acompanhado por várias equipas de diferentes áreas técnicas, visando assim, como já foi referido em 2.1., uma abordagem multidisciplinar.

Uma das fases passa pela **investigação histórica**. Com isto é possível compreender a conceção e a importância da construção, as técnicas e mão-de-obra utilizadas na sua execução, as alterações posteriores tanto na estrutura como na envolvente e quaisquer ocorrências que possam ter causado danos. Alerta-se ainda nesta fase para a verificação da fiabilidade dos documentos consultados, percebendo se as fontes são ou não fidedignas.

A **inspeção visual** é outra técnica utilizada nesta fase. Através da observação direta da estrutura é possível executar um levantamento sobre as degradações e danos, a estabilização ou não dos fenómenos verificados, a intervenção imediata no caso de risco eminente e ainda os efeitos do meio ambiente sobre a construção. Este levantamento permite efetuar um mapa de dano onde se começam a perceber tanto o comportamento estrutural como as causas dos danos que lhe estão associadas.

A **investigação no local e ensaios de laboratório** permitem obter características mecânicas (resistência, deformabilidade, etc.), físicas (porosidade, etc.) e químicas (composição, etc.) dos materiais, as tensões e deformações da estrutura, a presença de descontinuidades na estrutura, etc. A organização dos ensaios deve ter em conta a obtenção de resultados fundamentais e, em função destes, decidir a necessidade de realizar ensaios mais profundos. Idealmente, estes ensaios devem ser do tipo

não-destrutivo, não abolindo os ensaios destrutivos sob a condição de realizar previamente uma análise custo-benefício a cada caso particular.

A **monitorização** de comportamento estrutural constitui também um passo importante na compreensão de fenómenos não-estabilizados. Os sistemas de monitorização têm como objetivo o registo de alterações de deformações, larguras de fendas, temperatura, acelerações, etc.

2.3.2.2. DIAGNÓSTICO E AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA

O diagnóstico com base na informação recolhida e a posterior avaliação de segurança de um elemento ou globalidade do edifício, são fases consecutivas e relacionadas, uma vez que sustentarão a real necessidade de intervir e, em caso afirmativo, a extensão das medidas de intervenção. Note-se que, caso estas duas etapas sejam executadas incorretamente, a decisão final poderá ser demasiado conservadora, por um lado, ou demasiado leve, por outro, representando assim níveis de segurança inadequados.

Existem dois tipos de problemas associados a qualquer avaliação de segurança: a incerteza relativa aos dados (ações, resistências, deformações, est.), leis, modelos ou hipóteses utilizados na investigação; e a dificuldade de representar os fenómenos reais de um modo preciso. Os regulamentos modernos e a prática profissional moderna adotam uma abordagem conservadora que envolve a utilização de fatores de segurança para ter em conta as várias incertezas. A abordagem efetivamente é adequada, na medida em que a segurança pode ser melhorada com aumentos moderados de secções dos elementos. Mas esta abordagem não se adequa a edifícios históricos, uma vez que as exigências para aumentar a resistência podem conduzir à perda de elementos estruturais ou a alterações na conceção original da estrutura. A avaliação de segurança de edifícios antigos deve então ser mais flexível, conjugando procedimentos de diagnóstico que permitam preservar o princípio da intervenção mínima.

Os procedimentos de diagnóstico para identificação das causas dos danos são:

- Análise histórica;
- Análise qualitativa;
- Análise quantitativa.

É importante perceber que a dificuldade em efetuar um bom diagnóstico reside, não tanto na identificação dos danos, mas sim nas causas que os provocaram. É por este motivo que, combinando as três metodologias de análise acima referidas, se consegue aprimorar e aproximar da realidade a verdadeira causa do dano verificado.

Concluído o diagnóstico, o passo seguinte é efetuar a avaliação de segurança. Este passo tem como objetivo verificar se os níveis de segurança são aceitáveis, recorrendo a uma análise do estado atual da estrutura e dos materiais. Porém, é uma tarefa complexa, uma vez que os métodos de análise estrutural utilizados para construções novas podem não ser precisos nem fiáveis para estruturas históricas. Nesse sentido, mantém-se o raciocínio adotado na fase de diagnóstico, onde a melhor solução passa pela compreensão e interpretação de diferentes abordagens: histórica, qualitativa, analítica e ainda experimental.

Na **abordagem histórica** pretende-se compreender como se comportou a estrutura de um edifício ao longo da sua vida. Desta forma, é possível prever de algum modo o seu comportamento futuro, uma vez que a história é o laboratório experimental mais completo, à escala real. Aos danos observados e registados na fase de diagnóstico são associadas as suas possíveis ações causadoras, sejam elas de natureza estática, dinâmica, física, química, biológica, etc.

Na **abordagem qualitativa** o objetivo é comparar o estado atual da estrutura em estudo com estruturas semelhantes cujo comportamento seja já compreendido. A fiabilidade deste procedimento está contudo bastante dependente do número de observações em estruturas semelhantes e da experiência do técnico que extrapola tais observações. Ainda assim, representa uma boa referência na compreensão do comportamento de determinada estrutura.

A **abordagem analítica** utiliza os métodos da análise estrutural moderna, os quais, com base em determinadas hipóteses, (teoria da elasticidade, teoria da plasticidade, modelos porticados, etc.), apresentam conclusões baseadas em cálculos matemáticos. Mas as incertezas que podem afetar a representação das características dos materiais, e a representação imperfeita do comportamento estrutural, juntamente com as simplificações adotadas, podem conduzir a resultados que não são sempre fiáveis, e que podem inclusivamente ser muito diferentes da situação real. Os modelos matemáticos são a ferramenta mais comum de análise estrutural. Os modelos que descrevem a estrutura original, se adequadamente calibrados, permitem a comparação dos danos teóricos produzidos pelos diferentes tipos de ações com os danos efetivamente observados, fornecendo uma ferramenta útil para a identificação das causas de tais danos. Os modelos matemáticos da estrutura danificada e da estrutura reforçada ajudarão a avaliar os níveis de segurança atuais e a avaliar os benefícios das intervenções propostas.

A análise estrutural é uma ferramenta indispensável. Mesmo quando os resultados de cálculo e a análise não são exatos, é possível obter distribuições das tensões e possíveis áreas críticas. Contudo, os modelos matemáticos isoladamente não podem, geralmente, fornecer uma avaliação fiável de segurança. A compreensão dos aspetos-chave, e a fixação correta dos limites para o uso de técnicas matemáticas, depende da utilização que o especialista faz do seu conhecimento científico. Qualquer modelo matemático deve ter em conta o esquema estrutural, as características dos materiais e as ações a que a estrutura está submetida.

Por último, a **abordagem experimental**, onde os ensaios específicos (tais como ensaio de carga num pavimento, numa viga, etc.) fornecem uma medida direta das margens de segurança, ainda que sejam apenas aplicáveis apenas a elementos isolados e não à construção como um todo.

Tal como já tinha sido referido em 2.1, qualquer conclusão e respetiva decisão sobre a necessidade de intervir e a extensão dessa intervenção, deve ser cuidadosamente justificada com base nos resultados obtidos nas quatro abordagens acima mencionadas. Deve ser redigido um documento, nomeadamente um *Relatório de Avaliação*, onde são claramente explicadas todas as considerações que conduziram à avaliação final e todas as decisões tomadas.

2.3.2.3. DANOS ESTRUTURAIS, DEGRADAÇÕES E MEDIDAS DE INTERVENÇÃO EM ELEMENTOS DE MADEIRA

Esta secção considera procedimentos para decisão envolvidos tanto na investigação de uma estrutura como na seleção de medidas de intervenção a serem aplicadas. Apenas será feita referência aos elementos estruturais de madeira, material este que é tema de estudo na presente dissertação. Nos parágrafos seguintes, são esboçados alguns exemplos dos danos mais frequentes e métodos de reparação, sem se pretender fornecer uma revisão exaustiva das soluções possíveis.

“A madeira tem sido usada em estruturas resistentes e porticadas, em estruturas mistas de madeira e alvenaria e para realizar elementos principais de estruturas resistentes de alvenaria. O seu funcionamento estrutural depende da espécie de madeira, das características de crescimento da árvore e do seu estado de degradação. As operações preliminares devem ser a identificação das espécies, que apresentam diferentes suscetibilidades a ataques biológicos, e a avaliação da resistência dos elementos

individuais, que está relacionada com o número e a distribuição de nós e outras características de crescimento. Fendas longitudinais, paralelas às fibras devidas à retração por secagem, não são perigosas quando as suas dimensões são pequenas.

Os ataques de fungos e insetos são a principal causa de danos. Estes estão relacionados com um elevado teor de humidade e temperatura. O teor de humidade em serviço deve também ser medido como uma indicação da vulnerabilidade ao ataque. A manutenção deficiente das construções ou mudanças radicais nas condições internas são as causas mais comuns de degradações da madeira.

O contacto com a alvenaria é frequentemente uma origem de humidade. Isto pode ocorrer onde a alvenaria suporta a madeira ou onde a madeira tenha sido utilizada para reforçar a alvenaria.

Uma vez que as degradações e os ataques de insetos podem não ser visíveis na superfície, estão disponíveis métodos, como a micro-perfuração, para o exame do interior da madeira.

Os produtos químicos podem proteger a madeira contra ataques biológicos. Por exemplo, em pavimentos ou telhados, as extremidades das vigas inseridas em paredes de alvenaria podem necessitar de ser protegidas.

Nas zonas em que são introduzidos materiais de reforço ou consolidantes, a sua compatibilidade com a estrutura de madeira deve ser verificada. Por exemplo, dispositivos de ligação e fixação de aço podem ser suscetíveis à corrosão em associação com algumas espécies, devendo, nesses casos, ser utilizado aço inoxidável.

As intervenções não devem impedir a evaporação de humidade da madeira. O desmonte e a reconstrução de estruturas de madeira é uma operação delicada devido ao risco de danos. Existe também a possível perda de materiais associados com valor histórico. No entanto, dado que muitas estruturas de madeira foram originalmente pré-fabricadas, existem circunstâncias onde o desmonte parcial ou total pode facilitar uma reparação eficiente.

A madeira é frequentemente usada para formar estruturas porticadas e articuladas, em que os problemas principais estão relacionados com roturas parciais nos nós. As medidas de intervenção mais comuns consistem no reforço dos nós ou na adição de elementos diagonais adicionais, quando é necessário melhorar a estabilidade para forças laterais.”

2.4. CLASSIFICAÇÃO DO EDIFICADO

2.4.1. GENERALIDADES

“Entende-se por edifícios antigos todos os que foram construídos antes da generalização da aplicação das estruturas de betão armado que passaram a ser muito frequentes a partir da segunda guerra mundial” (Freitas, 2012). Nota-se uma clara distinção, no uso de materiais e técnicas de construção, na viragem desta negra página da história mundial. O betão armado foi consumindo o território na generalidade do país, substituindo as alvenarias, madeiras e terras, usadas nos seus variados formatos e com mais ou menos frequência em função da sua abundância na região de edificação. Pode ainda ser feita uma divisão temporal mais precisa, para facilidade e coerência na classificação. Como refere (Cóias, 2006), um edifício é considerado *antigo* se a sua construção for anterior a 1945 e considerado *recente* se a sua construção for posterior a este ano.

Direcionando o foco para o tipo de edifícios abordados no presente trabalho (os antigos), existem ainda algumas características que os fazem únicos. Em função da sua importância, estes podem ser divididos em:

- património monumental;
- património edificado classificado;
- património edificado corrente.

Tal como refere (Freitas, 2012), ainda “existem conjuntos de excelência, que pela sua relevância internacional são classificados como Património Mundial da Humanidade, como é o caso dos centros históricos do Porto e Guimarães.” Quanto à função para a qual estes edifícios antigos foram projetados, distinguem-se os:

- Militares;
- Religiosos;
- Civis:
 - Habitações nobres;
 - Habitações correntes.

2.4.2. A CIDADE DO PORTO: BREVE CARACTERIZAÇÃO TIPOLOGICA

A cidade do Porto é dotada de um dos centros históricos mais “ricos” do país, já por isso é classificada como Património Mundial da Humanidade, como referido no ponto anterior. Apesar de a “desorganização visual”, dos edifícios antigos do Porto, ser a primeira impressão, um olhar mais atento permite identificar algumas semelhanças entre eles. Não pretendendo nesta dissertação aprofundar as várias tipologias adoptadas na construção desta cidade ao longo dos últimos séculos, merece ainda efectuar uma distinção genérica entre dois grandes grupos de habitações. Desta forma, distinguir-se-ão em seguida, muito sumariamente, as duas tipologias observadas dos edifícios antigos na cidade do Porto, segundo (Oliveira, 2003).

Num primeiro grupo, temos a habitação corrente, facilmente perceptível pela sua verticalidade. Composta por edifícios altos e esguios, a marca comum na maioria das ruas da cidade, desalinhados e de cêrcea variável (em média de 4 andares) em função das intervenções a que foram submetidos ao longo da sua vida. Esta tipologia, associada historicamente à burguesia na generalidade dos casos, apresenta um comportamento estrutural muito dependente dos pavimentos. Os edifícios são estruturalmente compostos por duas paredes de fachada e duas de empena, em alvenaria de pedra (granito), por pavimentos e coberturas em madeira.

Os pavimentos funcionam unidireccionalmente, com as vigas apoiadas nas paredes de empena. Estas vigas, normalmente tarugadas, apresentam secção circular ou falqueada. Quanto às coberturas, uma vez que os vãos a vencer não são excessivos (5 a 6m), utilizam-se asnas simples, com duas pernas e uma linha, ou com duas pernas, duas escoras, um pendural e uma linha. As paredes interiores são em tabique, sendo as divisórias executadas como não-estruturais, e as envolventes à caixa de escadas como estruturais, servindo-lhes de apoio e conferindo também um bom comportamento global às ações horizontais.

Num segundo grupo, temos a habitação nobre, que por oposição à anterior, se distingue pela sua horizontalidade. São construções isoladas na cidade, em menor abundância portanto. Normalmente com dois pisos no máximo e fachadas prolongadas, esta tipologia associa-se ao estrato nobre da população que vivia na época. Distingue-se também do grupo anterior pela sua robustez, onde aqui tanto as paredes de fachada como as interiores são em alvenaria de pedra, com algumas exceções em tabiques. Devido à grandiosidade imposta no edificado, os vãos a vencer tornam-se maiores que no grupo anterior, havendo a necessidade de vigamentos mais complexos e naturalmente também soluções mais elaboradas para as asnas da cobertura.



Fig. 2.1 – À esquerda: edifícios antigos correntes, fachada confrontante com a rua Mouzinho da Silveira; à direita: edifício antigo nobre; fachada confrontante com a rua Dr. Ferreira da Silva

Uma vez que o caso de estudo, que posteriormente será abordado, se enquadra neste segundo grupo, no presente documento serão expostos com mais detalhe pormenores característicos desta tipologia.

2.5. DECISÕES NA REABILITAÇÃO

A reabilitação em Portugal, sobretudo nos centros históricos das cidades, tem-se verificado como uma ferramenta importante na política de intervenção urbana. Nesse sentido, é importante saber os prós e os contras associados a este tipo de intervenção. Esta questão tem um vasto conteúdo, podendo ser analisada de vários pontos de vista e sobre diferentes componentes, financeira, económica, social, etc. A presente dissertação não tem por objetivo aprofundar cada uma delas, contudo, apresentam-se em seguida algumas reflexões mais relacionadas com o caso de estudo.

Na reabilitação, a intervenção estrutural preservando a estrutura é muitas vezes rentável financeiramente quando comparada com a substituição integral, não esquecendo os custos associados à demolição da pré-existência. O estado de integridade da estrutura existente é importante, estando a comparativo financeiro diretamente associado aos custos de conservação e reforço destas. Porém, o primeiro impacto visual pode não ser esclarecedor/conclusivo acerca deste estado de integridade. Uma análise profunda pode confirmar que a estrutura possui capacidade resistente e características funcionais que lhe prolonguem a vida por mais alguns anos. (Dias, 2008) refere uma ideologia importante na tomada de decisão, que vai ao encontro dos princípios defendidos na cartas apresentadas em (2.2.), de que a intervenção se deve adaptar ao objeto de intervenção, e não o contrário.

A questão normativa e regulamentar constitui também um desafio na área da reabilitação. Como refere (Freitas, 2012), não pode esperar-se nem exigir-se encontrar nas estruturas de edifícios antigos conformidade com a atual regulamentação. Refere também que, tendo os edifícios cumprido o período de vida útil (que a atual regulamentação prevê para edifícios correntes de 50 anos), se devem verificar as seguintes exigências:

1. As secções resistentes suportam em boas condições de segurança as ações previstas;
2. As deformações máximas previstas em condições de utilização regulamentar apresentam valores admissíveis;
3. Estão cumpridas boas normas de construção (...),

sendo essencial satisfazer o ponto 1. e podendo negligenciar os pontos 2. e 3., justificando devidamente, desde que não comprometa o ponto 1.

Ora, esta abordagem remete para a falta de regulamentação específica na avaliação de segurança e intervenção em edifícios antigos, sendo uma das lacunas no campo da reabilitação. Dada a crescente realização deste tipo de obras, espera-se que exista um trabalho no sentido criar normas e regulamentos para uniformizar e melhorar o processo de avaliação de segurança e intervenção.

3

LEVANTAMENTO DO CASO DE ESTUDO

3.1. IDENTIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO

3.1.1. INTRODUÇÃO

O edifício que será estudado na presente dissertação é o recentemente denominado DISTRICT, mais conhecido como o edifício do antigo Governo Civil do Porto. Tratava-se de um edifício do Estado que foi agora adquirido por um grupo empresarial, com vista a reaproveitá-lo, reabilitá-lo e atribuir-lhe novas funções, sob a forma de centro empresarial de serviços e comércio.

Pelo facto de se tratar de um edifício de valor patrimonial e das relações com o dono de obra serem amigáveis, surgiu de imediato o interesse em seleccionar este edifício como o caso de estudo. A sua execução utilizou métodos construtivos e materiais típicos do Norte do País entre os séculos XVIII e XIX, onde a pedra e a madeira eram os materiais por excelência da maioria das soluções. No caso desta dissertação, a protagonista é a madeira, e o trabalho envolve a análise do comportamento de pavimentos.

Nos subcapítulos seguintes serão apresentadas particularidades deste edifício, que permitirão identificá-lo e compreendê-lo de uma forma mais clara.

3.1.2. LOCALIZAÇÃO

É bem no coração da cidade do Porto que se encontra este emblemático, imponente e histórico edifício, mais concretamente na freguesia da Sé, na Rua Augusto Rosa. A sua reabilitação destiná-lo-á a fins comerciais e serviços, privilegiando da proximidade com a estação ferroviária de São Bento e respetiva ligação ao Metro do Porto, com a estação de camionagem da Batalha e ainda do funicular de ligação Batalha/Ribeira.



Fig. 3.1 – Edifício DISTRICT, vista de sudeste

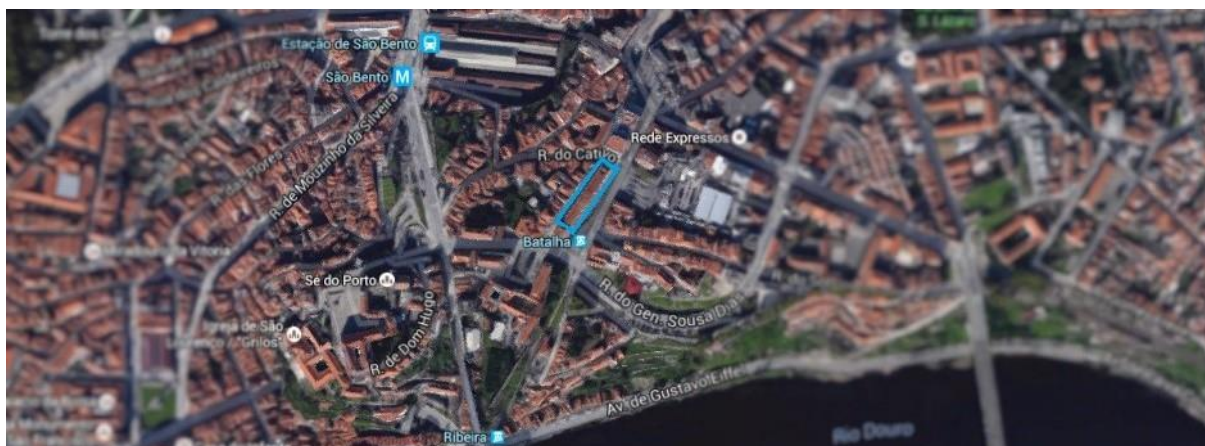


Fig. 3.2 – Localização do edifício, vista aérea (Google Maps)

3.1.3. REGISTOS DE UTILIZAÇÃO

O edifício experimentou inúmeras utilizações ao longo dos anos. Ao que se conseguiu apurar, foram quase sempre serviços em prol da cidade e do País.

Inicialmente projetado para ser a Casa Pia do Porto nos finais do século XVIII, por Reinaldo Oudinot (Brigadeiro de Engenharia que serviu o exército português), Teodoro de Sousa Maldonado e Francisco Paiva, nunca o chegou a ser. Finalizado no correr do ano 1792, a sua primeira utilização acabou por ser uma prisão de recrutas e criminosos militares. Ao longo do tempo assumiu também funções de Guarnição Militar do Porto, Tesouraria Geral das Tropas, Casa do Telégrafo e ainda Sede dos Paços do Concelho, este último com registos do século XIX.

Mais tarde, já com o Governo Civil a assumir funções no local, passaram também por aqui a Direcção de Obras Públicas do Norte, a Junta de Saúde Pública do Porto e a Comissão Inspectoria do Salva-Vidas. Cessando funções qualquer uma das entidades atrás mencionadas, assume em 2001 a sua última utilização com o Comando Metropolitano da PSP do Porto (Patrícia Carvalho, 2015).



Fig. 3.3 – À esquerda: Guarnição Militar e Tesouraria Geral das Tropas; à direita: Casa do Telégrafo

O edifício, património do Estado, foi por fim colocado à venda em 2010, degradando-se por inutilização até aos dias de hoje. Porém, comprado em 2014 pelo grupo *Endutex*, assumirá mais uma vez um papel na cidade, desta feita como centro empresarial de serviços e comércio.

3.1.4. INTERVENÇÕES EFETUADAS

O excesso de atividade e movimento, aliados ao violento incêndio de que há registos em 1847, obrigaram a um aumento do edifício, demolindo-se para tal efeito o que ainda ali restava da muralha fernandina. No Arquivo Histórico (Casa do Infante) não existem documentos relativos ao esquema estrutural do edifício na época, apenas foi possível ter acesso a um simples alçado da fachada voltada a Nascente, figura que permite concluir sobre o aumento efetuado em planta, mais concretamente com a construção da Torre Sul (identificada em (3.1.5.)), que inicialmente não existia.

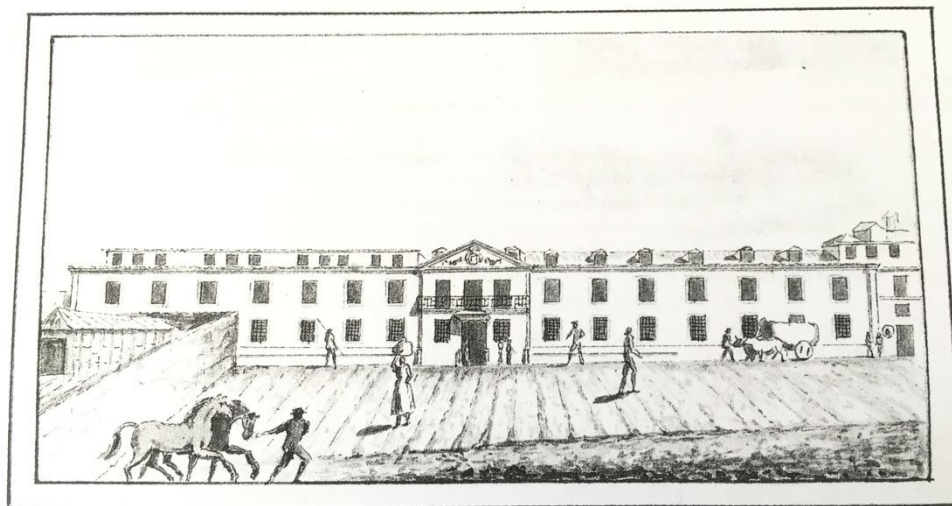


Fig. 3.4 – Fachada voltada a Nascente, final da construção

3.1.5. DIVISÃO DO EDIFÍCIO

Para facilitar a compreensão e caracterização do edifício, procedeu-se à sua divisão por partes. Numa primeira abordagem identificam-se três zonas distintas: as duas torres de topo e um corpo central mais homogêneo.

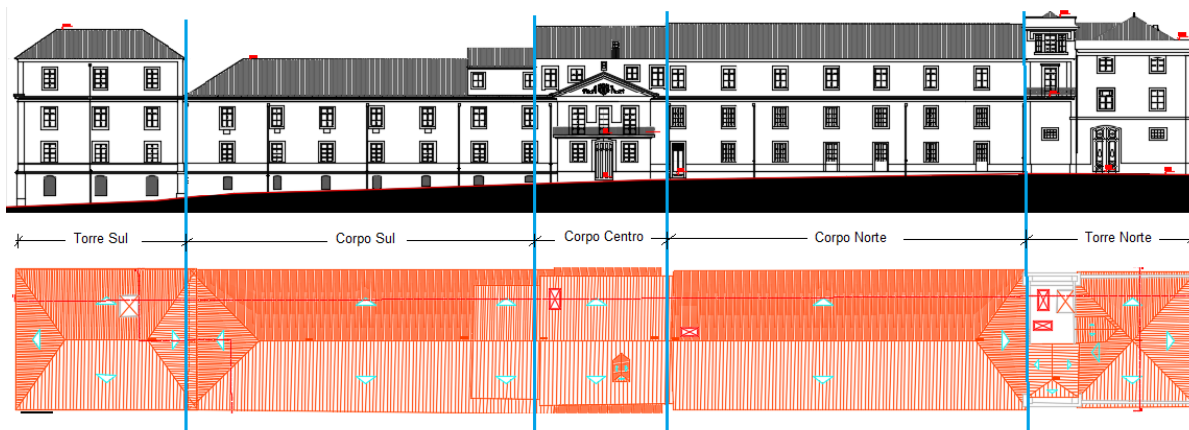


Fig. 3.5 – Divisão do edifício

Devido à extensão do corpo, este parte-se em três parcelas, o Corpo Sul, o Corpo Centro e o Corpo Norte. A razão para tal divisão reside no facto de existirem paredes resistentes em alvenaria de granito de maior secção, quer nas fachadas, quer na separação transversal de cada uma destas partes.

Uma vez que o edifício tem uma área demasiado extensa, será caracterizado ao pormenor apenas a fração relativa à Torre Sul, uma vez que a tipologia construtiva e estrutural se mantém em todas as frações.

3.2. LEVANTAMENTO ARQUITETÓNICO

O levantamento arquitetónico é sustentado por elementos fornecidos pelo dono de obra, os quais foram devidamente confirmados e sustentados por um levantamento fotográfico. Os desenhos que suportam este levantamento estão apresentados no Anexo A, foram efetuados em software *Autocad* e estão representados com escala métrica.

O edifício possui uma área de implantação total de aproximadamente 1920m², sendo que a fração em estudo (Torre Sul) possui uma área de apenas 250m², correspondendo a cerca de 13% da área total.

A Torre Sul está exposta ao exterior em três frentes (Nascente, Sul e Poente). A Norte, existe a ligação com o restante edifício. São identificados quatro pisos (-1, 0, 1 e 2) e uma cobertura a quatro águas. A ligação entre a Torre Sul e o Corpo Sul é efetuada entre os pisos -1 e 1, uma vez que o Corpo Sul apenas possui três pisos (-1, 0 e 1). Este fato é visível na Fig. 3.5 e ainda nos desenhos do Anexo A.

O acesso ao exterior da Torre Sul é efetuado pelo piso -1, concretamente pela porta existente na fachada Sul ou pelas duas portas existente na fachada Poente. Internamente, os pisos estão ligados através de dois grupos de escadas: uma escada principal de três lanços entre cada piso, localizada junto à fachada Poente, ligando todos os pisos; e uma escada de um lanço que une os pisos -1 e 0, localizada em frente à porta de acesso na fachada Sul.

De uma forma geral, o edifício divide-se internamente de uma forma simples, com um corredor central com orientação Norte-Sul e os compartimentos a localizados entre este corredor e as paredes de fachada.

O piso -1 é composto por quatro compartimentos principais, cujas dimensões estão representadas na planta no Anexo A. Existe um quinto compartimento compreendido entre a fachada Poente, a escada principal, o Corpo Sul e o corredor, que se crê ter sido destinado a balneários no seu uso anterior. A ligação ao resto do edifício (nomeadamente ao Corpo Sul) é efetuada apenas pelo compartimento de 22,38m², como se verifica na planta de piso. Existem duas janelas na fachada Poente, duas na fachada Sul e três na fachada Nascente.

O piso 0 é composto por 5 compartimentos. Na planta, as dimensões contemplam a totalidade do compartimento, uma vez que as paredes divisórias representadas no desenho (tabique Tipo A e Tipo B) já tinham sido demolidas quando se efetuou o trabalho de medição. Crê-se também que estas divisórias em tabique estejam associadas a arrumos e ainda a compartimentos para funções policiais, no âmbito da última utilização do edifício. A ligação ao Corpo Sul é possível através do corredor central e ainda através do compartimento de área 17,37m². Neste piso, existem três janelas por fachada.

O piso 1 é composto por 6 compartimentos, sendo a ligação ao Corpo Sul efetuada apenas pelo corredor central. Tal como no piso inferior, cada fachada é dotada de três janelas.

O piso 2 difere dos restantes por já não ter ligação com Corpo Sul. Desta forma, continuam a manter-se as três janelas nas fachadas Poente, Sul e Nascente, e acrescentando na fachada Norte duas janelas. Exteriormente, ao nível do pavimento do piso 2, existe um beiral à Portuguesa em telha marselha, suportado por uma cornija em granito, cujos pormenores construtivos serão apresentados mais adiante.

A cobertura é a quatro águas, em telha marselha, com uma claraboia na pendente a Poente, localizada no alinhamento vertical da escada principal.

Quanto ao exterior o edifício, observa-se o recurso a cantaria de granito, bastante vulgarizada na construção antiga pela sua resistência mecânica, durabilidade e aspeto visual agradável. O recurso a este método construtivo é visível nas fachadas entre o piso -1 e 0, nos cunhais e ainda em torno das portas e janelas. A restante fachada é rebocada sobre alvenaria de pedra, com uma pintura a cor branca.

3.3. LEVANTAMENTO CONSTRUTIVO

3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

Neste ponto será efetuado um levantamento dos vários elementos construtivos da Torre Sul, sendo apresentados no Anexo B pormenores detalhados graficamente.

A compreensão das técnicas utilizadas antigamente revela a qualidade construtiva utilizada no país, dada a permanência intacta dos vários elementos construtivos nos dias de hoje. O edifício estudado na presente dissertação é “rico” na quantidade e qualidade construtiva, sendo apresentadas em seguida, uma a uma, descrições dos vários elementos construtivos que o constituem.

No Quadro 3.1 é apresentada a estrutura principal e secundária da Torre Sul.

Quanto à estrutura principal, as fundações são executadas em alvenaria de pedra (a sua pormenorização será efetuada no levantamento estrutural), tal como as três paredes de fachada e a parede de meação com o Corpo Sul. Os pavimentos elevados são de madeira (vigas em pau rolado) e a

cobertura é composta por asnas complexas em madeira, com paus rolados, afastadas aproximadamente de 4,0 em 4,0m.

Relativamente à estrutura secundária destacam-se as paredes interiores em tabique simples e em tabique com prumos, e as caixas de escadas, que são materializadas por uma estrutura de madeira apoiada em paredes de alvenaria de pedra.

Quadro 3.1 – Estrutura principal e secundária da Torre Sul

Elemento Construtivo	Estrutura Principal	Estrutura Secundária
Fundações	Alvenaria de pedra	-
Paredes de fachada	Alvenaria de pedra	-
Paredes de meiação	Alvenaria de pedra	-
Paredes interiores	Alvenaria de pedra	Tabique simples/com prumos
Pavimentos	Vigas em pau rolado	Soalho
Coberturas	Asnas complexas e madres de madeira (paus rolados)	Ripado e contra-ripado de madeira
Caixas de escadas	Vigas de madeira apoiadas em alvenaria de pedra	Degraus e patamares de madeira

3.3.2. PAREDES DE FACHADA

As paredes de fachada são de alvenaria de pedra, com espessura superior às paredes interiores. Têm início no ensoleiramento geral do Piso -1 e vão diminuindo de espessura em altura até receberem a estrutura da cobertura. Estas paredes servem de apoio aos pavimentos de madeira.

Exteriormente, são revestidas por um reboco areado com cerca de 20mm de espessura e pintadas a cor branca. Internamente, são revestidas por um reboco estanhado, também com 20mm de espessura e pintadas a branco.



Fig. 3.6 – À esquerda: trabalhos na parede de fachada (exterior) ; à esquerda: confirmação da camada de reboco existente (exterior)

3.3.3. PAREDES DE MEAÇÃO

Neste caso, uma vez que o edifício foi dividido em partes e que a construção da Torre Sul é posterior à do restante edifício, considerou-se a parede entre as frações *Torre Sul* e *Corpo Sul* como parede de meação. Esta parede é mais robusta que as paredes de fachada, uma vez que foi efetuado um aumento de espessura da parede do Corpo Sul, que antes já havia sido de fachada. Este facto é suportado, para além das plantas de arquitetura e estrutura, pela Fig.3.7., que mostra o enrocamento de uma janela que outrora pertencia a uma parede de fachada.



Fig. 3.7 – Parede de meação; tapamento de uma janela

Relativamente aos revestimentos, são iguais aos das paredes de fachada do lado interior, portanto com reboco estanhado e pintadas a branco.

3.3.4. PAREDES INTERIORES

Nas paredes interiores foram observadas duas tipologias construtivas distintas. Num primeiro grupo, incluem-se as paredes de alvenaria de pedra que, juntamente com as paredes de fachada, constituem o corpo estrutural da torre. Num segundo grupo, consideram-se as paredes de tabique que desempenham, fundamentalmente, uma função de compartimentação.

Neste segundo grupo existem duas variantes. A primeira, designada neste trabalho como Tipo A, corresponde a tabiques constituídos por uma fiada de tábuas costaneiras. Sobre as tábuas, de 20cm de largura e 1,5cm de espessura (valores médios), é pregado o fasquio horizontal, com afastamentos de ± 4 cm. A segunda, designada por Tipo B, corresponde a tabique constituído por duplo tabuado, ou seja com uma camada disposta na vertical e outra em cruz; as tábuas têm a mesma geometria, larguras de 20cm e 1,5cm de espessura (valores médios), e recebem o mesmo tipo de fasquio horizontal.



Fig. 3.8 – À esquerda: tabique Tipo A; à direita: tabique Tipo B

O revestimento das paredes interiores é constituído por uma reboco estanhado e posteriormente pintado a branco nos compartimento, e revestido a azulejo nos corredores.



Fig. 3.9 – Revestimento de parede: azulejo sobre reboco

3.3.5. PAVIMENTOS

Neste ponto distinguem-se dois tipos de pavimento distintos: os térreos e os elevados.

O pavimento térreo da Torre Sul possui uma particularidade interessante, pouco vista até ao início do século XIX, que consiste na aplicação de uma camada betuminosa para efetuar um corte hídrico. Como se observa na Fig.3.10, no levantamento do piso foi detetada esta camada localizada entre o maciço rochoso de fundação e o lajedo de pedra que constituía o ensoleiramento geral do edifício. O posicionamento das camadas está representado na Fig.3.11.



Fig. 3.10 – À esquerda: levantamento do pavimento térreo; ao centro: camada betuminosa; à direita: solo de fundação

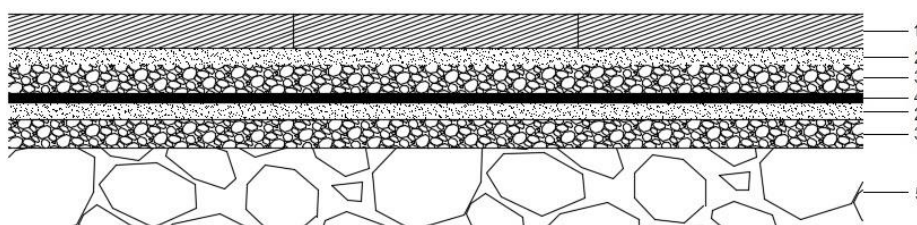


Fig. 3.11 – Constituição do pavimento térreo: 1 – lajedo de pedra; 2 – camada de regularização em terra; 3 – enrocamento arrumado à mão; 4 – camada betuminosa; 5 – solo de fundação

Os pavimentos elevados são constituídos por vigas de madeira, em pau rolado, com secções de 20cm de diâmetro, afastadas entre si de 65cm (valores médios). Transversalmente a estas, existem dois alinhamentos de tarugos, com secções variadas (quer circulares, quer prismáticas), localizados aos terços do vão livre. O revestimento é constituído por tábuas de soalho pregada ao vigamento, com dimensões médias de 25cm de largura, 3,5cm de espessura e comprimentos que atingem os 6,0m.



Fig. 3.12 – À esquerda: vigamento de madeira em pau rolado; à direita: soalho

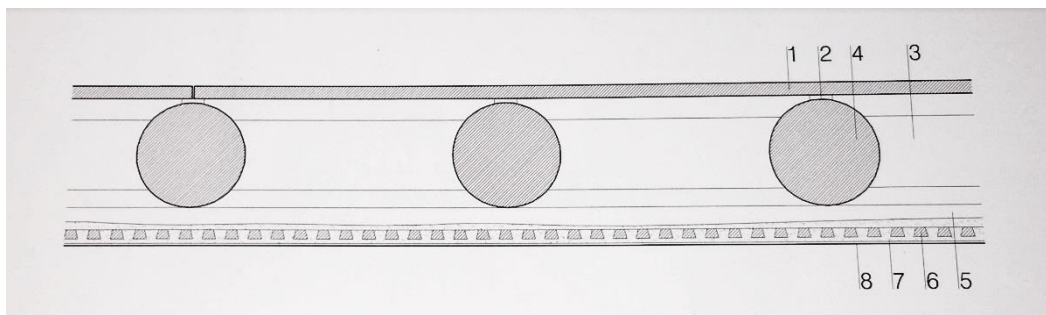


Fig.3.13 - Constituição do pavimento elevado: 1 – soalho 3,5cm; 2 – calço; 3 – Tarugo (dimensão variável); 4 – Viga (diâmetro médio de 20cm); 5 – Barrote (10x10cm²); 6 - Fasquio (2cm de altura); 7 – Argamassa; 8 – Estuque (imagem retirada de (Freitas, 2012))

Relativamente aos tetos, foi possível efetuar medições das camadas constituintes uma vez que estavam a ser sujeitos a algumas demolições. São então constituídos por barrotes de 10x10cm² de secção transversal pregados na parte inferior das vigas (transversalmente), sob os quais prega um fasquiado que recebe uma camada de argamassa e o estuque de acabamento do teto.



Fig. 3.14 – Teto em demolição

3.3.6. COBERTURAS

Não foi possível efetuar o levantamento da cobertura da Torre Sul, uma vez que a realização deste trabalho foi posterior à sua demolição. Contudo, a sua caracterização efetuou-se com apoio a registos fotográficos fornecidos pelo dono de obra.

Os telhados eram de quatro águas, com uma estrutura de suporte em madeira, composta por asnas com três linhas, duas pernas, um pendural e quatro escoras. Todos os elementos que compunham esta estrutura eram em pau rolado. Os dois níveis superiores de linhas encontravam-se à cota das madres colocadas transversalmente às asnas. Para além disso, existia ainda uma fileira apoiada no topo dos pendurais (cumeeira). Uma vez que não existe um registo fotográfico perceptível da estrutura da cobertura da Torre Sul, apresenta-se na Fig.3.15 a estrutura do Corpo Sul, que ao que se conseguiu apurar, tinha o mesmo esquema estrutural.



Fig. 3.15 – Estrutura da cobertura do Corpo Sul, semelhante à da Torre Sul

Sobre as madres assenta uma sub-estrutura de suporte à telha constituída por varas, guarda-pó, ripas e finalmente a telha Marselha. Este conjunto é visível na Fig.3. 16.



Fig. 3.16 –À esquerda: cobertura completa; à direita: cobertura *despida*, com as varas, o guarda-pó e as ripas visíveis

3.3.7. CAIXAS DE ESCADAS

Existem duas tipologias distintas de caixas de escadas. A escada 2 (designações distinguidas nas plantas de arquitetura) efetua a ligação entre o piso -1 e 0. É constituída por um único lanço e a sua estrutura em madeira apoia diretamente nas paredes resistentes de alvenaria. A escada 1 efetua a ligação entre todos os pisos e é constituída por dois lanços paralelos com bomba central, patim intermédio e patamares de arranque e de chegada.



Fig. 3.17 – À esquerda: escada 1; à direita: escada 2

3.3.8. CAIXILHARIA

Durante este levantamento a Torre Sul encontrava-se vedada ao exterior, pelo que não foi possível efetuar um registo fotográfico digno de descrição. São, contudo, apresentados os elementos sob a forma de esboço.

Existem dois tipos de portas. As duas portas da fachada Poente são de duas folhas ao alto, com três almofadas simples por folha e pintadas a cor verde. A porta da fachada Sul é de duas folhas, encimadas por bandeira, com almofadas trabalhadas quer nas folhas quer na bandeira.

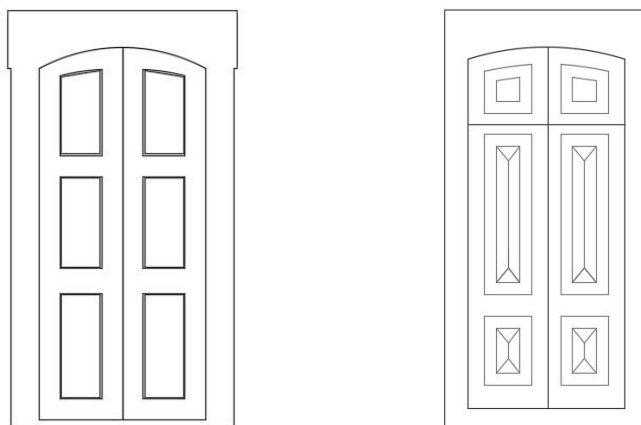


Fig. 3.18 – À esquerda: esboço das portas da fachada Poente; à direita: esboço da porta da fachada Sul

Quanto às janelas, são constituídas por dois planos: um plano interior onde se localiza uma portada em madeira, de batente e duas folhas de cor branca com almofadas simples; um plano exterior onde existe uma janela de peito de batente, com duas folhas encimadas por bandeira, com caixilho de madeira pintado a cor branca.

Os elementos neste ponto (3.3.8.) são perceptíveis com mais detalhe no Anexo B.

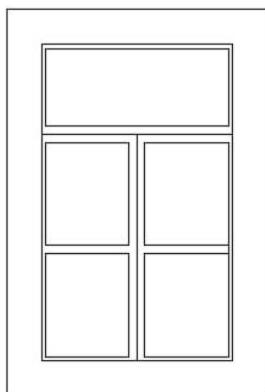


Fig. 3.19 – Esquício das janelas da Torre Sul

3.4. LEVANTAMENTO ESTRUTURAL

3.4.1. FUNDAÇÕES

O grande Porto apresenta, de um modo geral, em solos de fundação de boa qualidade para fins de edificação, nomeadamente solos residuais de granito. A cidade está inserida no Noroeste de Portugal, onde, segundo (Fernandes, 2012), o clima proporcionou condições favoráveis à meteorização das rochas graníticas levando à formação de solos residuais cuja espessura chega a ultrapassar 30m.

Relativamente ao solo de fundação do edifício em estudo, não foi possível efetuar furos de sondagem para uma melhor compreensão dos estratos subjacentes à edificação, mas foi possível observá-lo através da abertura do pavimento térreo na Torre Sul, tendo-se detetado o firme imediatamente abaixo da cota de implantação. Este resultado justifica também a não existência de fendas oblíquas nas paredes resistentes do edifício, normalmente associadas a deformações resultantes de assentamentos diferenciais da fundação, embora possam também resultar da presença de água nos solos, de escavações inerente à construção de caves ou fundações de novos edifícios e que resultam na descompressão do terreno ou na alteração do seu nível freático (Freitas, 2012).

Na figura 3.20 é possível verificar o solo de fundação que se encontrou após levantamento do pavimento térreo.



Fig. 3.20 – À esquerda: levantamento do pavimento térreo da Torre Sul; à direita: solo de fundação (maciço rochoso)

Segundo informação recolhida junto dos intervenientes que executaram a abertura de uma vala de sondagem do lado exterior da fachada, a parede resistente apresenta um alargamento de cerca de 10cm numa profundidade de 30cm. Abaixo desta cota, verificaram-se dificuldades de escavação, uma vez que o estrato encontrado correspondia a um maciço rochoso, idêntico ao encontrado no interior do edifício. Assim sendo, e tal como pormenoriza a Fig. 3.21., o edifício assenta em fundações diretas, materializadas por sapatas contínuas em alvenaria de pedra.

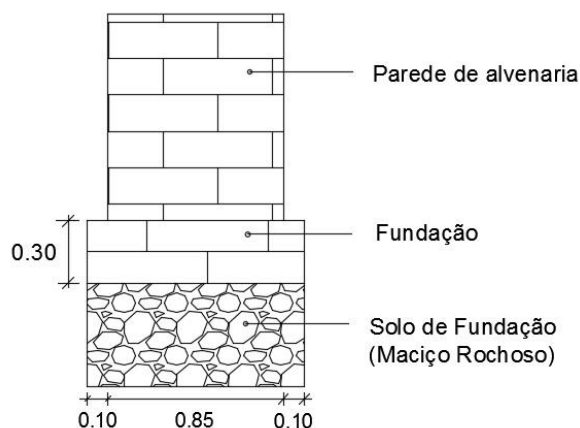


Fig. 3.21 – Esquema de fundação do edifício

Esta solução construtiva é usual nos edifícios antigos e deve-se, como refere (Appleton, 2011), a dois motivos

Primeiro, para efetuar uma correta transferência de carga por se tratar de uma zona de transição entre o terreno de fundação e a parede de alvenaria de pedra. Com a sobrelargura da parede, que corresponde à própria fundação, aumenta-se a área de contato com o solo de fundação, diminuindo assim as tensões instaladas na sapata. Segundo, prevenir o imprevisto. Uma vez que a implantação do edifício é um trabalho “menos limpo” e, consequentemente, com maiores erros associados, a sobrelargura da parede resistente permite absorver quaisquer desvios dimensionais, permitindo uma implantação rigorosa e menos condicionada de toda a superestrutura.

3.4.2. PAREDES RESISTENTES

Em todos os edifícios as paredes têm que cumprir certas exigências de segurança estrutural. Contudo, são consideradas paredes de cariz resistente aquelas que desempenharem um papel predominante no comportamento global da estrutura, quer para ações verticais (gravíticas), quer para ações horizontais (vento e sismo); são identificadas, na linguagem corrente, como paredes mestras.

Na construção antiga, nomeadamente no Norte do País, era usual a execução de paredes resistentes em alvenaria de pedra, mais ou menos trabalhada. As espessuras destas paredes originam cargas verticais (devido ao peso próprio do material) elevadas, funcionando como forças estabilizadoras em oposição às forças horizontais deslizantes e derrubantes. Esta tipologia construtiva evita ainda o risco de encurvadura, uma vez que, na maioria dos casos (não sendo o edifício em estudo uma exceção), os elementos apresentam esbelteza reduzida.

Na Fig.3.22 é apresentado um esquema com as paredes resistentes da Torre Sul e respetiva identificação alfabética, através da qual são caracterizadas as suas secções no quadro 3.2.

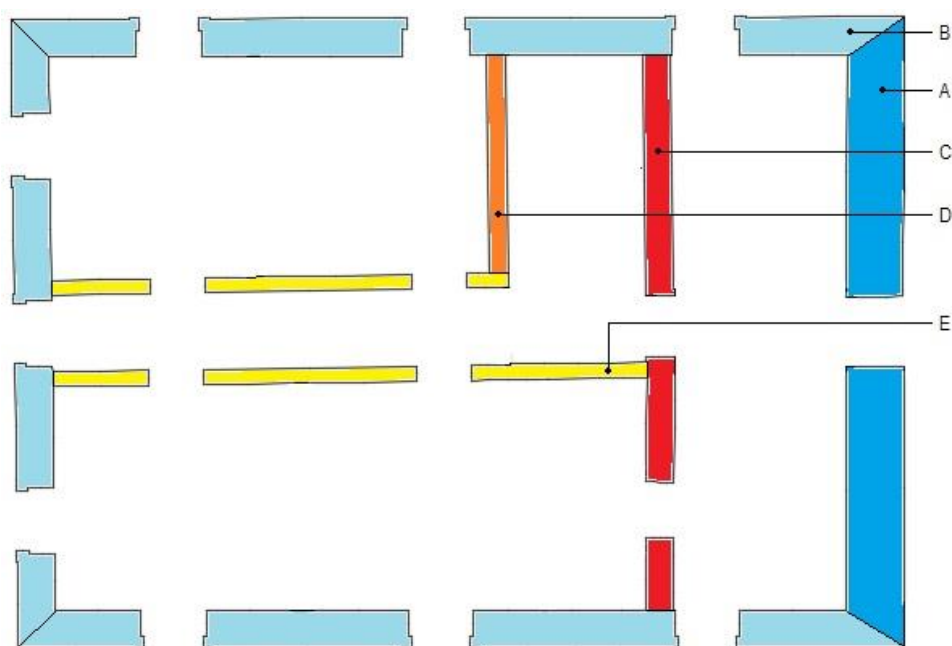


Fig. 3.22 – Paredes resistentes da Torre Sul

Quadro 3.2 – Secções das paredes resistentes da Torre Sul (em metros)

Parede	A	B	C	D	E
Piso -1	1,50	0,85	0,55	0,40	0,30
Piso 0	1,15	0,75	0,55	0,40	0,30
Piso 1	1,15	0,75	0,55	0,40	0,30
Piso 2	0,60	0,60	0,55	0,40	0,30

Uma vez que as cargas que solicitam estas paredes diminuem em altura, verificam-se reduções de secção, nomeadamente nas paredes de fachada e na parede que divide a Torre Sul com o Corpo Sul (Parede A).

Foi ainda identificada a falta de imbricamento entre as paredes transversais de alvenaria de pedra interiores e as paredes de fachada, com visível destacamento das argamassas, como mostra a Fig. 3.23.



Fig. 3.23 - Falta de ligação entre as paredes B e C

A razão pela qual a **parede A** é dotada de uma secção superior à **parede B** (correspondente às paredes de fachada), reside no facto de a Torre Sul ter sido construída posteriormente ao restante edifício. A Fig.3.24 mostra a diferença entre os dois panos de alvenaria.



Fig. 3.24 – Secção da parede A

3.4.3. PAVIMENTOS

A solução estrutural dos pavimentos do edifício em estudo é integralmente em madeira, sendo constituída por vigas, tarugos e soalho. Os vãos a vencer são relativamente curtos, como se pode observar nas plantas estruturais em anexo, variando entre os 3,5m e os 5,0m, aproximadamente. A remoção dos tetos e, em alguns casos, a remoção do soalho, permitiu efetuar medições à fita dos vários elementos constituintes deste sistema estrutural.

Assim, as vigas têm secções circulares com diâmetro médio de 20cm. Neste levantamento observaram-se pontualmente secções circulares de 15cm, em particular quando estas vigas apoiam numa viga transversal, designada por cadeia e a referir nos parágrafos seguintes. Uma vez que as vigas não são trabalhadas, isto é são simplesmente paus rolados (usual no Séc. XIX), a secção é variável ao longo do eixo longitudinal destas peças. Observou-se também, na maioria das vigas, um ligeiro falqueamento na face superior e inferior para que fosse possível receber o soalho e o teto de forma mais regular. O espaçamento ao eixo entre vigas é de cerca de 65cm nos vigamentos orientados Poente-Nascente e de cerca de 60cm nos vigamentos orientados Norte-Sul, havendo nesta dimensão uma maior regularidade na execução, observando-se desvios mínimos nestes valores.

Relativamente aos tarugos, as suas dimensões seccionais são variadas. Na grande maioria dos casos a altura da secção é igual à das vigas concorrentes. Porém, tal como se pode observar na Fig. 3.25, existem secções circulares, retangulares e ainda tarugos de secção variável ao longo do seu comprimento. O espaçamento ao eixo entre tarugos varia em função do vão sob o qual estão orientadas as vigas; quando o vão a vencer é de 3,50m, observam-se dois alinhamentos de tarugos afastados de $\pm 1,20\text{m}$; quando o vão a vencer é de 5,0m, observam-se dois alinhamentos de tarugos afastados de $\pm 1,50\text{m}$.



Fig. 3.25 – Tarugos com secção variada

No que diz respeito ao soalho, o que se observou foi a utilização de tábuas com cerca de 4cm de espessura, larguras a variar entre os 20cm e os 30cm e juntas de encaixe do tipo macho-fêmea, execução conhecida como “soalho à inglesa”. Este elemento já requer um trabalho mais cuidado, ou seja uma maior preocupação com o seu aspeto final, dado ser um elemento de revestimento, visível aos utilizadores. Contudo, como se verá no Capítulo 4, este elemento possui também características estruturais.

Por fim, foram também observadas cadeias. As cadeias eram soluções encontradas para os vigamentos quando existiam algumas singularidades na disposição em planta dos edifícios. Esta solução verifica-se, nomeadamente, quando existem caixas de escadas, junto às chaminés (onde existe o risco de carbonização da madeira, por proximidade com o calor), ou quando o vigamento termina sobre o vão do piso inferior (ao utilizar uma cadeia consegue-se desviar as cargas para os membros entre aberturas). Na Fig.3.26 pode observar-se o esquema estrutural desta solução construtiva.

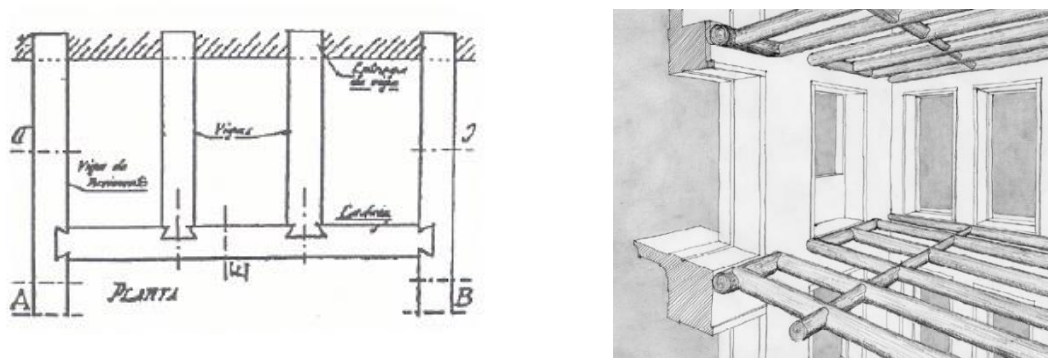


Fig. 3.26 – Esquema estrutural de uma cadeia. À esquerda, em planta (Costa, 1955); à direita, em perspetiva (Teixeira, 2004)

3.4.4. COBERTURAS

Como já foi referido em (3.3.6.), quando se efetuou o levantamento do edifício a cobertura da Torre Sul já tinha sido demolida. A descrição estrutural que em seguida se apresenta não foi por isso confirmada, sendo apenas suportada por algumas fotografias pouco claras e por informação recolhida junto do dono de obra.

A estrutura é composta por três asnas principais afastadas entre si de 4,0m. São compostas por duas pernas, por uma linha baixa e duas linhas altas que, conjuntamente com quatro escoras criam dois alinhamentos por água onde se apoiam as madres. Todos os elementos são em madeira, de pau rolado. Pelas fotografias, percebem-se, num ou noutro caso, a aplicação de esquadria na ligação de elementos.

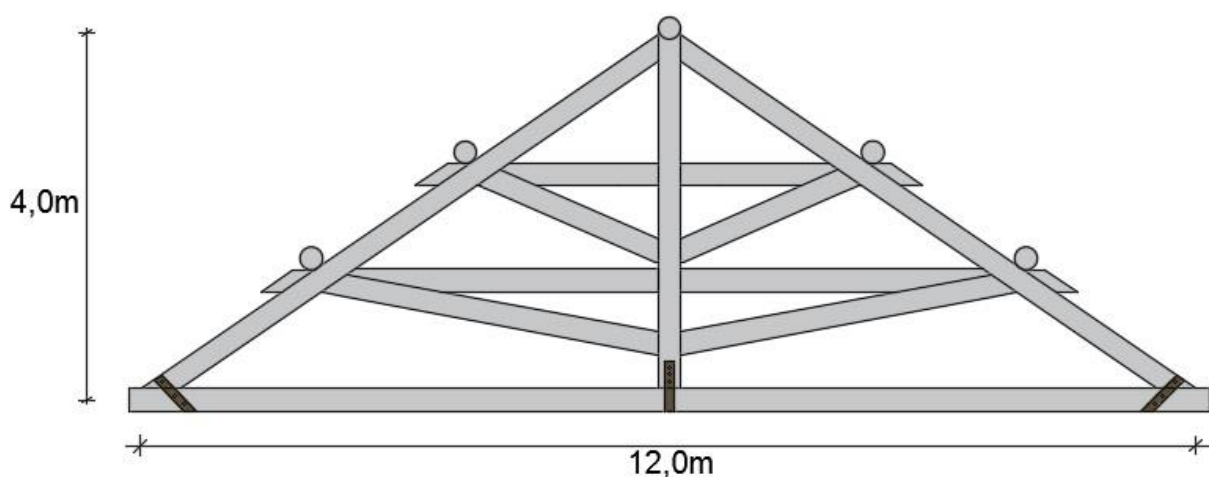


Fig. 3.27 – Estrutura das asnas da cobertura da Torre Sul, com dimensões estimadas

As ligações entre as peças são asseguradas por entalhes do tipo samblagem que permitem um primeiro encaixe das peças que complementarmente são ligadas por cavilhas em aço e ferragens de cintagem interior, que permitem o funcionamento conjunto de toda a estrutura (Freitas, 2012). N Fig.3.28 apresentam-se os apoios das linhas sobre as paredes de fachada, as ligações metálicas entre os elementos de madeira que compõem a asna e ainda uma fotografia da estrutura da cobertura da Torre Sul, que apesar de não ser clara quanto ao esquema estrutural, é clara quanto ao estado de deterioração em que se encontrava.



Fig. 3.28 – À esquerda: Cobertura da Torre Sul degradada; ao centro: apoio das asnas na parede de fachada; à direita: apoio da asna e ligação entre perna e linha

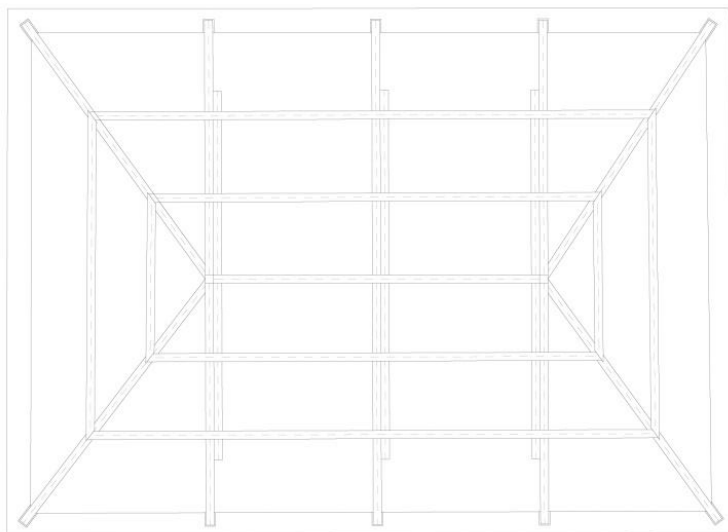


Fig. 3.29 – Previsível estrutura da cobertura da Torre Sul

4

ANÁLISE DO PAVIMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será analisado um pavimento de madeira do edifício em estudo. Tal como os princípios da reabilitação e conservação defendem, o objetivo desta análise passa por verificar se este pavimento é capaz de resistir com segurança às cargas que futuramente lhe serão aplicadas, procurando evitar a substituição das pré-existências.

Para tentar perceber a real necessidade de intervir neste tipo de estruturas, em seguida serão analisados detalhadamente alguns fatores que ajudarão a compreender o estado de integridade do pavimento. Para tal, serão efetuados levantamentos de pormenor acerca do material que constitui a estrutura, levantamentos da geometria, dos danos, ensaios não-destrutivos e ainda modelações numéricas para tentar compreender o comportamento da estrutura. Note-se que levantamentos grosseiros e análises de comportamento estrutural demasiado simplificadas conduzem, geralmente, a resultados insatisfatórios. Isto acontece porque as sobrecargas impostas aos pavimentos hoje em dia são mais elevadas e também porque a estrutura tende a deteriorar-se com o tempo.

Combinando os resultados obtidos, sendo estes de carácter qualitativo e quantitativo, será efetuada uma avaliação de segurança de acordo com o Eurocódigo 5, nomeadamente no que diz respeito aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço.

4.2. LEVANTAMENTO DE PORMENOR

4.2.1. MATERIAL DE CONSTRUÇÃO

4.2.1.1. INTRODUÇÃO AO MÉTODO DE CLASSIFICAÇÃO

“A capacidade resistente das diversas essências de madeiras foi avaliada até há cerca de 30/40 anos através de ensaios realizados sobre peças de pequena dimensão sem defeitos. Para ter em conta os defeitos e a variabilidade da capacidade resistente das diversas peças com dimensões estruturais consideravam-se na altura coeficientes de segurança de valor elevado. O cálculo era realizado por tensões de segurança, comparando-se as tensões instaladas em serviço com a capacidade resistente das peças, minorada significativamente pelos atrás referidos coeficientes de segurança” (Freitas, 2012).

A madeira usada em estruturas não é isenta de defeitos, pois isso implicaria um custo absolutamente incombustível, apresentando uma relativamente elevada variabilidade das suas propriedades. As peças de madeira sem defeitos ensaiadas à flexão, em geral, iniciam o processo de rotura pela zona

comprimida (a madeira tem resistência à compressão inferior à flexo-tração), com o esmagamento das fibras e a descida do eixo neutro e, posteriormente, a rotura das fibras tracionadas.

A capacidade resistente da madeira é difícil de avaliar, uma vez que raramente há controlo sobre a sua qualidade/crescimento da árvore. A resistência da madeira é função de diversos parâmetros, incluindo o tipo de espécie, a massa volúmica, o tamanho e a forma da secção, o teor de humidade, a duração da aplicação da carga e a presença de defeitos, como a inclinação do fio e a existência de nós. Para ultrapassar esta dificuldade, existe uma classificação que divide as madeiras em classes de resistência. Essa classificação associa a cada classe de resistência todas as propriedades necessárias ao dimensionamento estrutural. Isso inclui as várias resistências aos vários tipos de esforços e o módulo de elasticidade. Estas propriedades são definidas na norma europeia EN 338 (CEN, 2009), tal como mostra o quadro-resumo da Fig. 4.1.

		Poplar and softwood species												Hardwood species						
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70	
Strength properties (in N/mm ²)																				
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70	
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42	
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34	
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5	
Shear	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0	
Stiffness properties (in kN/mm ²)																				
Mean modulus of elasticity parallel	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20	
5% modulus of elasticity parallel	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8	
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33	
Mean shear modulus	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25	
Density (in kg/m ³)																				
Density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	530	560	590	650	700	900	
Mean density	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	780	840	1080	
NOTE																				
a Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, 5% modulus of elasticity, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus, have been calculated using the equations given in annex A																				
b The tabulated properties are compatible with timber at a moisture content consistent with a temperature of 20°C and a relative humidity of 65%																				
c Timber conforming to classes C40 and C50 may not be readily available.																				

Fig. 4.1 – Quadro-resumo com as classes de resistência definidas pela EN 338:2009

Contudo, as propriedades físicas e mecânicas definidas na norma EN 338 para cada classe de resistência associam-se a classes de qualidade. As classes de qualidade resultam da classificação da madeira em função dos seus defeitos. O sistema europeu de classificação de madeiras em classes de qualidade baseia-se nas 4 normas da série EN 14081, editadas a partir de 2005:

- EN 14081-1:2005 + A1:2011 – Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 1 – General requirements;

- EN 14081-2:2010 - Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 2 – Machine grading: additional requirements for initial type testing;
- EN 14081-3:2005 - Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 3 - Machine grading: additional requirements for factory production control;
- EN 14081-4:2009 - Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 4 – Machine grading – grading machine settings for machine controlled systems.

Estas normas definem as regras gerais de classificação de madeiras, visual e por máquina, para uso estrutural. Estes apresentam-se como os dois métodos atualmente disponíveis para a classificação de madeiras.

A **classificação visual** assenta na limitação de defeitos por classe (EN 14081-1) e é feita por operadores especializados.

Os principais defeitos a limitar são:

- O número, localização e dimensão dos nós;
- O desvio do fio de madeira em relação ao eixo da peça;
- O descaio (“cantos cortados na peças”);
- Os empenos;
- As fendas.

O problema reside no facto de as normas em vigor para a classificação da madeira serem direcionadas para madeira nova. Nesse sentido, é necessário estabelecer uma metodologia que permita a classificação de estruturas de madeira pré-existent. Tal como refere Amorim Faria em (João Negrão, 2009), a correta aplicação da especificação em classes de resistência implica a existência de madeira para estruturas, classificada em classes de qualidade, de acordo com normas aplicáveis.. Tal implica, por um lado, a existência no mercado desses materiais e, por outro, a disponibilidade da madeira para classificação por apreciação visual, ou seja a madeira não poderá estar montada de forma oculta, ou com difícil acesso.

É assim muito mais complexa a tarefa de avaliar a segurança estrutural de estruturas de madeira existentes pois, para esse efeito, será necessário avaliar a resistência, o estado sanitário e a integridade dos elementos estruturais que as compõem. O projetista nacional terá assim de seguir algumas vias simplificadas que a normalização europeia, atualmente de aplicação generalizada em Portugal, lhe disponibiliza. A Fig. 4.2 esquematiza um desses possíveis procedimentos, sendo que os mesmos se baseiam no ponto 6.2.2 da norma EN 338, a qual refere que é possível indexar uma determinada população de madeiras a uma dada classe de resistência, desde que a sua resistência à flexão na direção paralela às fibras ($f_{m,k}$), a sua massa volúmica (ρ_k) e o seu módulo de elasticidade médio na direção paralela às fibras ($E_{0,m}$) sejam todos superiores aos indicados na classe respetiva.

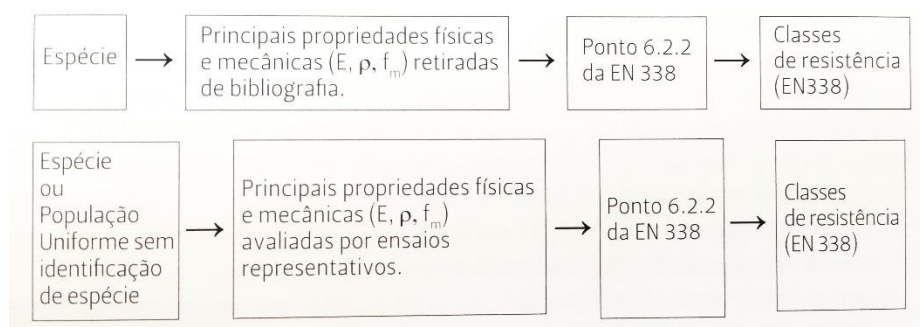


Fig. 4.2 – Atribuição de classes de resistência a madeiras em serviço

Para adotar os procedimentos ilustrados na Fig. 4.2, é assim fundamental conseguir identificar a espécie, o que implica conhecimentos das características visuais das madeiras (cor, largura dos veios de Verão e de Inverno, dureza superficial, diferenças entre o borne e o cerne, etc.) e, muitas vezes, a retirada de uma amostra real que possa ser avaliada em laboratório. A massa volúmica é sempre um indicador fundamental na aferição final de uma dada avaliação.

O quadro 4.1 representa a aplicação destes princípios às principais madeiras nacionais usadas em Estruturas. Não se inclui o Pinho bravo português por ter uma norma específica de classificação que o inclui na classe C18, desde que tenha defeitos que permitam enquadrá-lo na classe de qualidade E (NP 4305).

Quadro 4.1 – Classes de resistência a usar no cálculo de estruturas de madeira portuguesa existentes

Espécie	$f_{m,k}$ (MPa)	$E_{0,m}$ (GPa)	ρ_k (kg/m ³)	Classe proposta (EN 338)
Castanho (<i>castânea sativa</i> , Mill)	97	10	540	D30
Carvalho (<i>Quercus fanigea</i> , Lam.)	122	11	800	D40
Eucalipto (<i>Eucaliptus globulus</i> , Labill)	137	12	765	D40
Choupo branco (<i>Populus alba</i> , L.)	80	11	450	C24

4.2.1.2. CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA DO PAVIMENTO EM ESTUDO

Com vista a efetuar uma avaliação de segurança com os valores resistentes dos materiais o mais próximo possível dos reais, foi então efetuada uma inspeção visual dos elementos estruturais constituintes do pavimento.

Como já foi referido em (4.2.1.1), foram analisados os defeitos existentes nestes elementos (vigas, tarugos e soalho), nomeadamente o número e localização dos nós, o desvio do fio da madeira em relação ao eixo da peça, os descaio, os empenos e as fendas. Na Fig. 4.4 observam-se alguns destes defeitos em algumas vigas do pavimento. Relativamente às vigas, foi efetuado um pequeno corte superficial, longitudinalmente, como demonstra a Fig. 4.3, para se observar algumas características que permitissem, juntamente com os defeitos existentes, classificar o material. O recurso à metodologia sugerida na Fig. 4.2 deve apenas ser efetuada por profissionais experientes e, ainda assim, de forma relativamente conservadora. Assim, com a colaboração (e orientação) do Prof. José Amorim Faria, as vigas foram identificadas sendo da espécie Castanho e a classe de resistência atribuída foi D30.



Fig. 4.3 – Pequeno corte numa viga para inspeção visual da zona não degradada



Fig. 4.4 – Vista inferior do pavimento em estudo; deteção de defeitos

Os tarugos foram também classificados da mesma forma, sendo da espécie Castanho e classe de resistência D30.

Quanto ao soalho, para além do levantamento de defeitos existentes, foi possível determinar a massa volúmica através da pesagem de um pequeno elemento, devidamente cubicado em laboratório, que foi cortado de uma tábuas que já não se encontrava pregada às vigas. Este elemento está representado na Fig. 4.5.



Fig. 4.5 – Elemento cortado de uma tábuas de soalho

A madeira que constitui o soalho do pavimento em estudo possui então uma massa volúmica de $638,25 \text{ Kg/m}^3$.

Através destas características (defeitos por inspeção visual e massa volúmica quantificada), o material foi classificado como sendo da espécie Pinho e com classe de resistência C18.

4.2.2. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

O levantamento geométrico detalhado da estrutura é um dos fatores essenciais para posteriormente se efetuar uma correta avaliação de segurança. Conforme já referido, foi promovida uma exaustiva caracterização das vigas de madeira em análise, sendo que para tal se realizou um rigoroso levantamento geométrico, fotográfico e de patologias destes elementos estruturais.

Numa primeira fase é importante identificar o pavimento, localizando-o no edifício. O pavimento em análise pertence ao Piso 0, como se observa na Fig. 4.6.

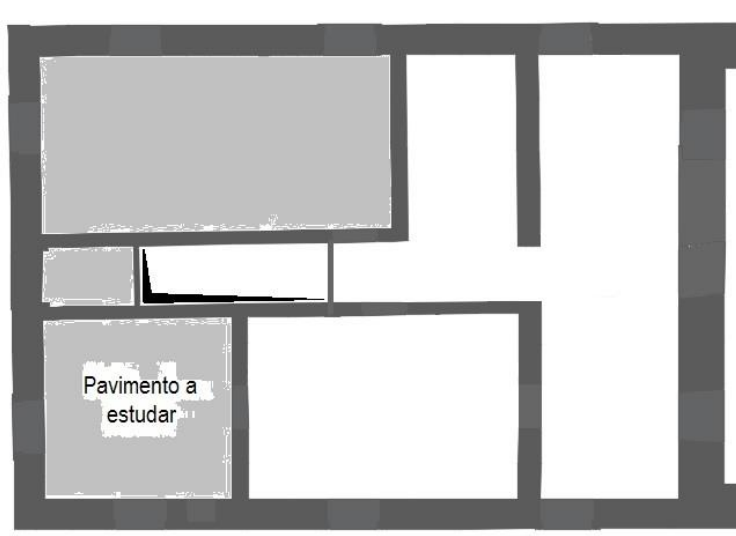


Fig. 4.6 – Planta do Piso 0; localização do pavimento em análise

A disposição do vigamento é dependente do desvão originado pelo lanço de escadas, como já tinha sido verificado no levantamento arquitetónico no capítulo 3. Na Fig.4.10 está representado com mais pormenor a disposição do pavimento, que em seguida é descrito. Este é constituído por 8 vigas, com a maioria delas encastradas na parede de fachada (correspondente ao alinhamento A). As vigas V1, V2 e V3 apoiam simplesmente nas paredes resistentes correspondentes aos alinhamentos B e C. Este sistema de apoios nos alinhamentos B e C advém do facto de existir ligação entre os compartimentos a sombreado na Fig.4.6, ou seja, não existe qualquer parede acima das vigas V1, V2 e V3 que lhes confira algum tipo de encastramento. Nas Fig.4.7, 4.8 e 4.9, é apresentado um esquema simples para se compreender as condições de apoio.

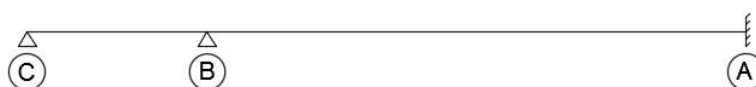


Fig. 4.7 – Condições de apoio das vigas V1, V2 e V3, nos alinhamentos correspondentes



Fig. 4.8 – Condições de apoio das vigas V4 e V5, nos alinhamentos correspondentes



Fig. 4.9 – Condições de apoio das vigas V6, V7 e V8, nos alinhamentos correspondentes

As vigas V6, V7 e V8, estão encastradas na parede em ambas as extremidades, não apresentado nenhuma singularidade. O mesmo já não acontece com as vigas V4 e V5. Neste caso, existe uma viga transversal V9 (cadeia) que transfere a carga das vigas V4 e V5 no alinhamento A para as vigas laterais V3 e V6, evitando a descarga de forças sobre a padieira da janela existente no piso inferior.

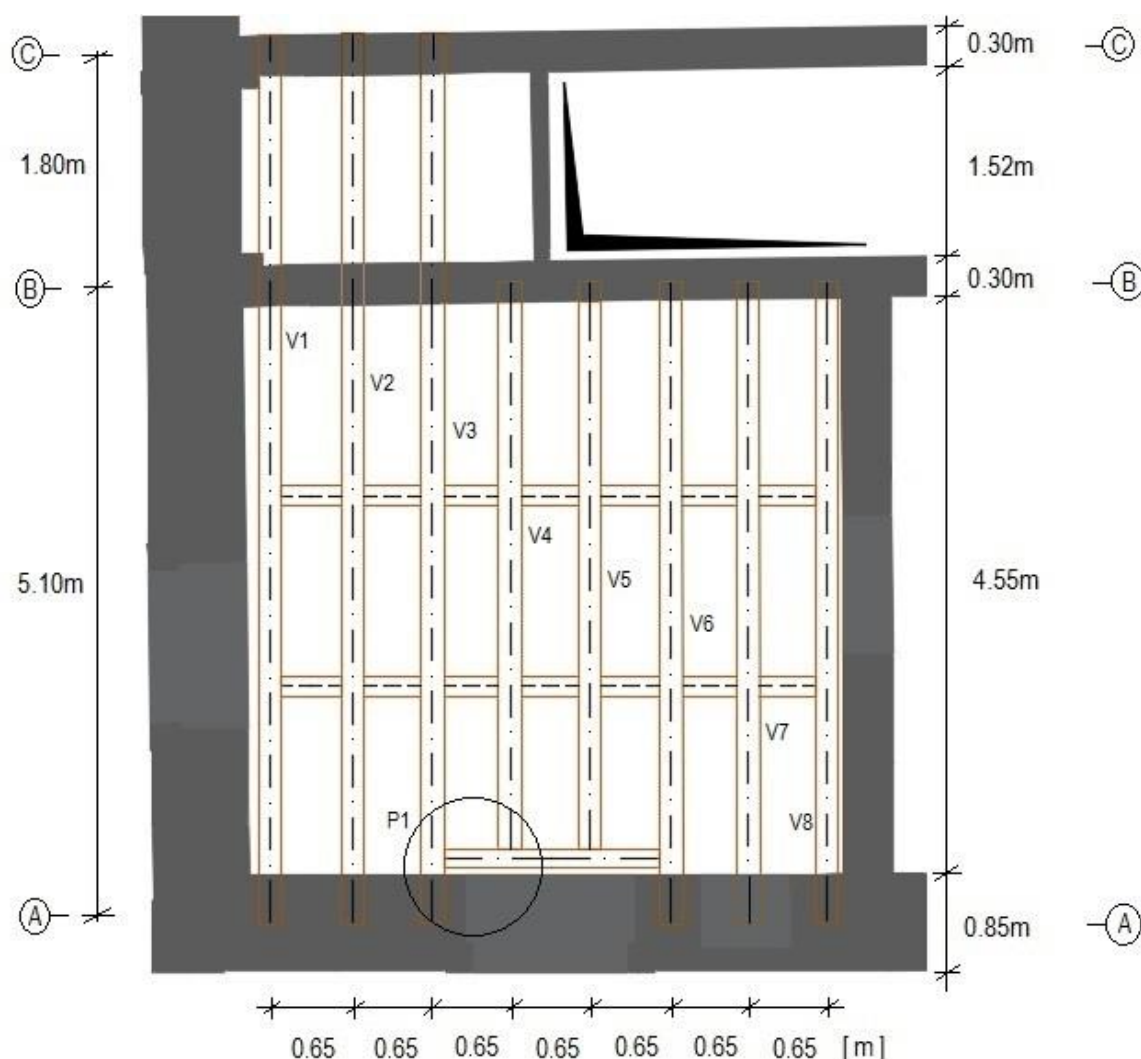


Fig. 4.10 – Esquema estrutural do pavimento em estudo

As secções das vigas foram medidas à fita nos alinhamentos A e B. No alinhamento C, apesar da extremidade das vigas V1, V2 e V3 estar parcialmente à vista, não foi possível determinar a sua secção, fazendo-se uma estimativa, como se verá mais adiante.

Como se referiu no levantamento estrutural do capítulo 3, as vigas dos pavimentos são materializadas por paus rolados, com um ligeiro falqueamento das faces superior e inferior para receber mais uniformemente o soalho e o teto. As secções são variáveis, tanto de viga para viga, como ao longo de cada uma delas. No quadro 4.2 representam-se os seus valores.

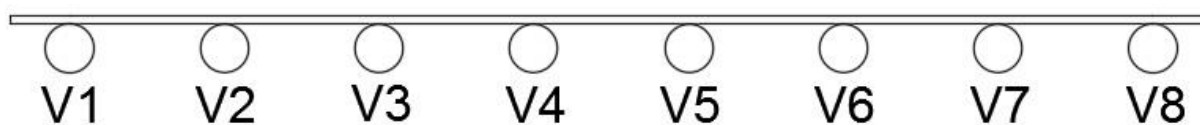


Fig. 4.11 – Representação genérica das vigas V1 a V8

Quadro 4.2 – Diâmetro das secções das vigas V1 a V8 (cm)

Viga	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Alinhamento A	$\Phi=20$	20*20	$\Phi=20$	18*18	$\Phi=15$	21*21	$\Phi=22$	$\Phi=21$
Alinhamento B	$\Phi=17$	$\Phi=19$	$\Phi=18$	$\Phi=20$	$\Phi=19$	$\Phi=19$	$\Phi=19$	$\Phi=20$
Alinhamento C	$\Phi=(16)$	$\Phi=(18)$	$\Phi=(17)$	-	-	-	-	-
Média	$\Phi=18$	$\Phi=20$	$\Phi=19$	$\Phi=19$	$\Phi=16$	$\Phi=20$	$\Phi=20$	$\Phi=20$

Esta variabilidade de secções resulta da utilização dos troncos no seu estado puro. Tal como refere (João Negrão, 2009), a madeira resulta da transformação de um organismo vivo, a árvore, sendo um material heterogéneo e acentuadamente anisotrópico. Dada a diversidade de fatores que influenciam o seu crescimento (como a natureza do solo, a altitude e as condições climáticas, entre outros), pode-se afirmar que não é possível encontrar numa árvore dois pontos distintos com características iguais. Tendo em conta este fato, depreende-se que o diâmetro de um elemento deste tipo aumente ou diminua sempre no mesmo sentido. Por este motivo, e dada a distância ente os alinhamentos B e C (1,80m), estimaram-se, conservativamente, os diâmetros apresentados entre parêntesis no quadro 4.2.

Relativamente à viga V9 (cadeia), a secção é diferente. Como se observa na Fig.4.12 e se comprova no registo fotográfico adiante, este elemento possui uma secção retangular de 15x18m², apoiando nas vigas V3 e V6, e estando afastada da parede de fachada 5cm.

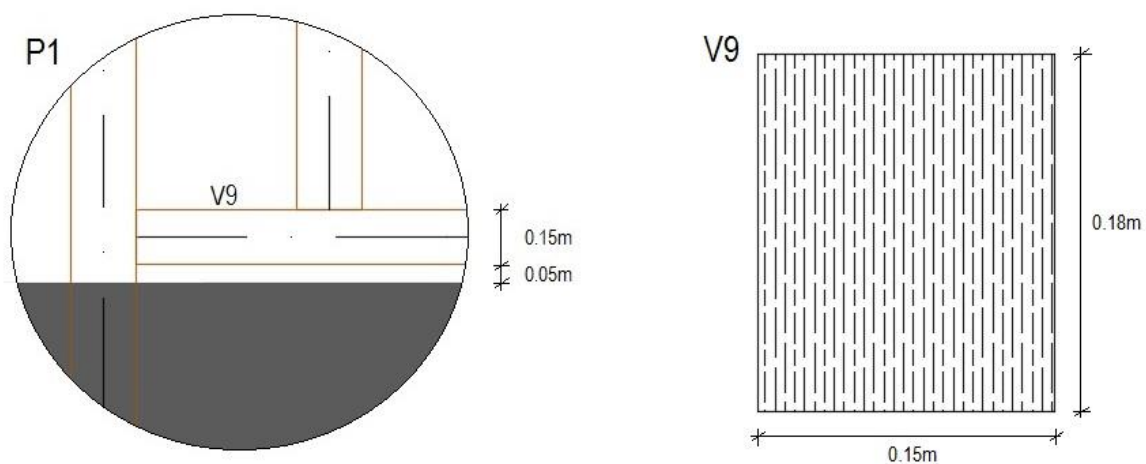


Fig. 4.12 – Pormenor de localização da viga V9, à esquerda; Secção da viga V9, à direita

Em seguida é apresentado um registo do levantamento fotográfico dos apoios das vigas, nos três alinhamentos A, B e C.



Fig. 4.13 – Apoio das vigas V1, V2 e V3 no alinhamento A



Fig. 4.14 – Apoio das vigas V4, V5 e V6 no alinhamento A



Fig. 4.15 – À esquerda: apoio da viga V7 (alinhamento A); ao centro: apoio da viga V8 (alinhamento A); à direita: apoio das vigas V1, V2 e V3 (alinhamento B)



Fig. 4.16 – À esquerda: apoio das vigas V4 e V5 (alinhamento B); ao centro: apoio das vigas V6, V7 e V8 (alinhamento B); à direita: apoio das vigas V1 (não visível), V2 e V3 (alinhamento C)

O vigamento é travado aos terços do vão livre entre os alinhamentos A e B por tarugos, cujo levantamento permitiu concluir existir uma enorme irregularidade nas suas secções. Observaram-se tanto secções circulares como retangulares; nas primeiras, com diâmetros a variar entre os 19cm e os 13cm, nas segundas, com dimensões entre $8 \times 12 \text{ cm}^2$ até $10 \times 20 \text{ cm}^2$. Na Fig.4.17 ilustra-se, fotograficamente, este fato.



Fig. 4.17 – Tarugos do pavimento em estudo, com secções variadas

O soalho estrutural que completa o pavimento é constituído por tábuas pregadas transversalmente às vigas, com um comprimento que abrange toda a largura do compartimento (4,80m). O encaixe entre tábuas é efetuado à inglesa, isto é, por macho-fêmea. A largura das tábuas varia entre os 0,22m e os 0,28m, com uma espessura constante de 0,038m, como ilustram as figuras seguintes.



Fig. 4.18 – À esquerda: em cima, espessura das tábuas; em baixo, tipo de encaixe entre tábuas. À direita, largura das tábuas

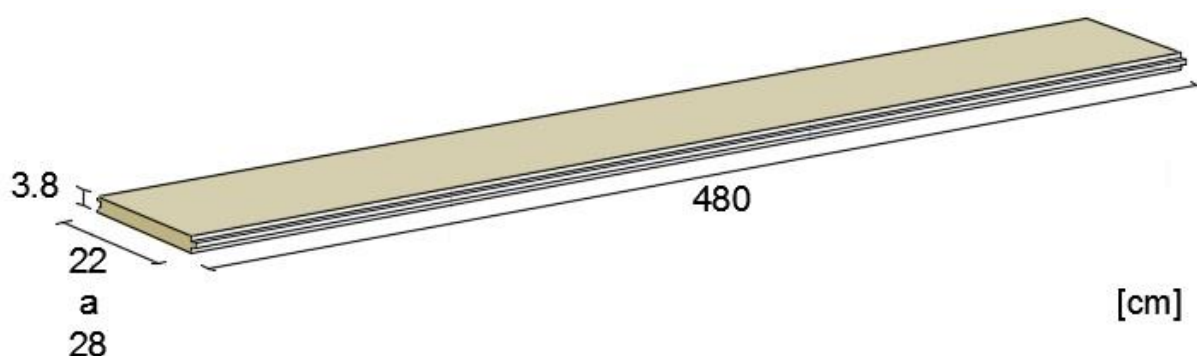


Fig. 4.19 – Dimensões das tábuas de madeira que compõem o soalho

4.2.3. DANOS

Neste ponto serão inspecionados os principais danos com relevância para avaliação da integridade de elementos estruturais de madeira. Não sendo o objetivo deste trabalho detalhar cada um deles, será apenas efetuada uma breve descrição de cada um e posteriormente, no quadro 4.3, identificados nos elementos estruturais do pavimento em estudo.

Os principais danos correntemente observados em estruturas de madeira são os seguintes:

- Danos relacionados com as características do material
 - Nós
 - Fendas
 - Fio inclinado em relação ao eixo da peça
- Danos de origem biótica;
- Ação dos agentes atmosféricos;
- Deficiente conceção (ou uso) estrutural.

Os **nós** são considerados os defeitos mais condicionantes da resistência global dos elementos, apesar de, muitas vezes, não terem excessiva influência sobre o valor do módulo de elasticidade em flexão. Ainda assim, existem casos em que não têm importância relevante na saúde estrutural do elemento, sendo que a sua existência geralmente não diminui a resistência à compressão mas afeta quase sempre a resistência à tração (Dias, 2012).

As **fendas de secagem** surgem com mais frequência nos elementos de grande secção transversal na medida em que, durante o processo de secagem, as retrações são maiores na direção tangencial do que na radial, sendo as longitudinais praticamente desprezáveis (Zoreta, 1896). As consequências desta fendilhação são difíceis de quantificar, sendo provável que reduza a rigidez dos elementos. O autor referenciado neste parágrafo considera as fendas um dos piores danos da madeira, já que uma secagem mal efetuada pode gerar tensões internas que podem libertar-se bruscamente quando se altera o estado de equilíbrio adquirido. Para além disso, o aumento da área exposta devido à existência de fendas de secagem leva a um aumento da sua vulnerabilidade ao fogo.

A **direção do fio** em relação ao eixo longitudinal da peça está relacionada com o processo de corte, ou com a própria natureza morfológica dos elementos de madeira utilizados. A existência deste defeito torna o elemento mais difícil de utilizar, sendo que as elevadas tensões que se instalam na madeira com estas características, podem provocar empenos e fendas na ocorrência de pequenas alterações de humidade, podendo ainda ter implicações graves ao nível da sua resistência mecânica.

Os **danos de origem biótica** são os mais comuns nas estruturas de madeira. A deterioração biótica, ou biodeterioração, é a mais perigosa porque não resulta, frequentemente, em sinais exteriores de danificação, podendo conduzir à perda total de resistência com colapso súbito do elemento afetado (Cóias, 2006). Deve-se começar pela identificação das espécies em presença, pois elas apresentam diferentes suscetibilidades a ataques biológicos. O fator-chave para este tipo de deterioração é a água, e cada organismo tem requisitos específicos de humidade, desde a situação de imersão (fungos e bactérias da podridão mole) até à situação de quase seca (termitas da madeira seca e carunchos). A biodeterioração é devida ao ataque de micro-organismos e insetos, e é difícil de detetar sem recurso a técnicas apropriadas. Os fungos são micro-organismos (mofo, podridão mole, podridões castanha e branca) que precisam, geralmente, de um mínimo de 20% de oxigénio, de uma temperatura entre 0 e 32°C e de um mínimo de 30% de humidade. As podridões a eles associadas são a principal causa de deterioração da madeira depois de aplicada. Do ponto de vista do comportamento estrutural da

madeira, interessam os fungos lenhívoros, isto é os que decompõe a parede celular, provocando a perda da resistência mecânica.

Dado que o ataque pelos fungos ocorre, sobretudo, em determinadas condições de humidade e temperatura, a infeção da madeira aplicada em obra resulta, normalmente, da sua umidificação causada por:

- Contacto com argamassas frescas;
- Mau arejamento;
- Infiltrações em paredes e coberturas;
- Embebimento ou contacto com alvenarias (encastramento ou apoio de coberturas em paredes);
- Ascensão capilar;
- Condensação;
- Ausência de caixa-de-ar sobre os pavimentos térreos.

Os insetos como as térmitas, as formigas-carpinteiro, os carunchos e os perfuradores marinhos criam galerias e orifícios na madeira, para se alimentarem e abrigarem. A infestação é indicada pela presença de serradura, orifícios e lâminas à superfície do elemento. As térmitas subterrâneas, frequentemente presentes em situações de aumento de teor em água da madeira, provocam na madeira vulneráveis estragos de maior gravidade, não só pelo volume de material lenhoso depredado mas também pelo facto de o ataque se processar no interior das peças, sem sinais aparentes (exceção feita à ocorrência, num estado adiantado de infestação, de “tubos” exteriores), progredindo as destruições sem que delas se tome conhecimento. Assim, quando se deteta um ataque por térmitas, normalmente a infestação já se encontra numa fase muito adiantada, e os prejuízos são consideráveis. Os carunchos atacam preferencialmente madeiras secas, abrindo galerias no seu interior que podem ou não ser preenchidas com serrim.

A ação dos **agentes atmosféricos** está associada à radiação solar e à chuva. A luz do Sol provoca alterações químicas da camada superficial exposta (decomposição da lenhina, numa espessura muito inferior a 1mm durante a vida útil de uma estrutura (Cóias, 2006)), que se traduz na tonalidade cinzenta da madeira “velha”, mas que não corresponde a qualquer redução das propriedades mecânicas do material abaixo da camada superficial alterada. Quando exposta diretamente à ação da chuva, este processo é acelerado pelo facto de lavagem do material alterado da superfície e exposição da madeira subjacente, e ainda pelo desenvolvimento de fendas e roturas por alternância de retração e inchamento. Pode, também, verificar-se uma desfibragem por recristalização de sais em ambiente húmido.

Causa	Efeito
Raios solares	Retracção da madeira Madeira cinzenta (decomposição da lenhina)
Esforços internos	Fendas longitudinais
Chuva	Água nas fendas
Inchamento	Aprofundamento das fendas
Fendas profundas	Permanência da humidade
Permanência humidade	Desenvolvimento fungos/insectos
Acção de fungos/insectos	Deterioração interna
Deterioração pronunciada	Perda de resistência/ ruína

Fig. 4.20 – Mecanismo de degradação de uma peça de madeira sujeita ao sol e à chuva (Freitas, 2012)

Uma parte considerável dos danos verificados em pavimentos de madeira tem origem numa **deficiente conceção (ou uso) estrutural**, sendo os erros mais comuns a existência de secções insuficientes para as cargas atuantes, a existência de espaçamentos exagerados entre vigas, a falta de tarugamento, a má ligação entre soalho e pavimento, etc. Por sua vez, a não consideração, em fase de projeto, da possibilidade de ocorrência de fenómenos de fluência da madeira, leva a deformações elevadas a médio/longo prazo. Já o frequente dimensionamento incorreto de elementos delicados como as ligações e os entalhes, pode originar roturas e deslizamentos, agravadas pela deformação em serviço (Faria, 2006). (Appleton, 2011) chama a atenção para o facto do projeto de pavimentos de madeira se ter tornado menos qualificado com o passar dos séculos, com o objetivo de os tornar mais económicos. De referir que estas deficiências de projeto/construção podem não ter consequências imediatas, mas levam a uma fragilização progressiva do comportamento estrutural dos pavimentos e a uma diminuição da sua durabilidade (Dias, 2012).

Uma vez definidas as principais causas e consequências dos danos associados à madeira, no quadro 4.3 é apresentado o estado de integridade das vigas V1 a V9 numa escala de bom/razoável/deficiente, com indicação dos danos relevantes.

Quadro 4.3 – Danos verificados nas vigas V1 a V9

Viga	Estado de integridade	Danos
V1	bom	direção do fio fungos de podridão
V2	razoável	nó 2 fendas de secagem Fungos de podridão
V3	razoável	nó 2 fendas de secagem Fungos de podridão
V4	razoável	fenda excessiva secagem fungos de podridão
V5	razoável	direção do fio fungos de podridão ataque caruncho <0,5cm
V6	bom	fenda de secagem fungos de podridão
V7	bom	fungos de podridão
V8	bom	ataque caruncho com 0,5cm
V9	bom	fungos de podridão

Nas figuras seguintes estão representados os danos relativos ao soalho. As tábuas que constituem este elemento estrutural encontram-se em bom estado, de um modo geral. Na Fig.4.21 está representada a área do pavimento onde as tábuas foram retiradas ou simplesmente se encontram desligadas das restantes tábuas.



Fig. 4.21 – Zonas representativas da integridade do soalho

Na Fig.4.22 está representado o ataque por fungos de podridão no soalho. Esta área é relativa à superfície inferior do soalho, uma vez que a superfície superior se encontra em perfeito estado de integridade.



Fig. 4.22 – Área da superfície inferior do soalho afetada por fungos de podridão

4.3. ENSAIOS *IN SITU* NÃO-DESTRUTIVOS

4.3.1. AVALIAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA

Para a determinação do teor em água nos elementos de madeira do pavimento foi utilizado um humidímetro, equipamento representado na Fig.4.23. Como já foi referido em (4.2.3), a presença de água em excesso na madeira potencializa o aparecimento de danos. Como defende (Freitas, 2012), o teor em água não é, por si só, uma causa de degradação; contudo, tem uma ação fundamental como causa de degradação verificando-se que quanto maior for o seu valor, menor será a resistência mecânica da madeira, e maior será a sua expansão volumétrica e suscetibilidade ao ataque por agentes bióticos.



Fig. 4.23 – Humidímetro

A este respeito, o Eurocódigo 5 (CEN, 2004) estabelece mesmo limites de perigosidade, fixando um valor máximo de 20% de teor em água na madeira para evitar o risco de ataque por fungos, e ainda um redução para 18% nos elementos de madeira que já tenham sido afetados por este agente. A verificação do teor em água num elemento de madeira isolado permite ainda identificar as potenciais zonas de entrada de água, ou seja, as zonas onde poderá existir uma fraca impermeabilização, ou ainda de uma eventual rotura na rede de drenagem ou abastecimento de água. Um teor em água elevado e constante nos elementos de madeira de um compartimento pode ainda ser revelador de um mau arejamento e condensações.

A suscetibilidade a que a madeira está sujeita depende também da espécie em causa, tal como referido no ponto (4.2.3). No manuseamento do humidímetro foi tido em conta que se estava a analisar madeira da espécie Castanho Português, identificada anteriormente. Dada a importância da determinação dos valores da humidade, e sendo possível neste trabalho a realização deste ensaio, foram efetuadas as medições cujos resultados são apresentados no Quadro 4.4. Quanto à viga V1, não foi possível determinar a percentagem de teor em água no alinhamento C devido à dificuldade na acessibilidade.

Quadro 4.4 – Teor em água nas vigas V1 a V9

Viga	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Alinhamento A	15%	14%	14%	13%	13%	13%	16%	16%	14%
Alinhamento B	14%	13%	13%	13%	13%	13%	14%	14%	-
Alinhamento C	*	13%	13%	-	-	-	-	-	-

4.3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DO PAVIMENTO

Um dos problemas característicos dos pavimentos de madeira antigos é a sua vibração excessiva. Dada a componente de reabilitação desta dissertação, é importante analisar os parâmetros que influenciam este fenómeno e compreender de que forma é possível proceder à sua melhoria, aumentando o conforto dos utilizadores.

As três principais fontes de vibração em estruturas dividem-se nos três grupos seguintes:

- Pessoas (passos);
- Maquinaria (ou trânsito);
- Ação do vento, sismos, etc.

Das três fontes mencionadas, a mais comum em pavimentos de madeira é provocada pelas pessoas.

Um dos fenómenos preocupantes do estudo dinâmico de estruturas reside no chamado efeito de *ressonância*. O fenómeno, de uma forma resumida, acontece quando a frequência de impactos que força a vibração coincide com a frequência natural do pavimento, o que resulta num aumento progressivo da magnitude da vibração, sobrepondo-se aos efeitos de amortecimento e levando a uma eventual rotura estrutural (TRADA, 1998). Uma vez que a frequência associada à utilização das pessoas ronda no máximo os 3,5Hz e que a frequência fundamental dos pavimentos de madeira raramente está abaixo dos 8,0Hz, dificilmente se verificam fenómenos de ressonância, a menos que haja um aumento excessivo da massa instalada no pavimento (Dias, 2012).

A verificação de segurança associada ao estado limite de vibração preconizada pelo Eurocódigo 5 será efetuada no ponto (4.5).

Com o objetivo de conhecer o comportamento dinâmico do pavimento em estudo, procedeu-se então a um ensaio, que consiste na medição das frequências de vibração do pavimento (leituras efetuadas em vibração livre) através de um aparelho designado por *sismógrafo*.

Durante o processo de leituras houve o cuidado de não perturbar o pavimento, uma vez que, sendo o seu peso próprio relativamente baixo, qualquer perturbação poderia alterar significativamente os resultados. Foram efetuadas três medições. Na primeira, o sismógrafo foi colocado o mais próximo possível do $\frac{1}{2}$ vão dos vigamentos. A posição perfeitamente central não foi opção pelo facto de se encontrar com tábuas sobrepostas ao soalho, no sentido de tapar os buracos já mencionados em (4.2.3). O ensaio encontra-se representado na Fig.4.24.



Fig. 4.24 – Sismógrafo: ensaio 1

Na segunda medida, o aparelho foi colocado ao $\frac{1}{4}$ de vão do soalho e na terceira, a $\frac{1}{4}$ de vão da viga V5 como ilustra a figura 4.25.



Fig. 4.25 – Sismógrafo: ensaio 2 (à esquerda) e ensaio 3 (à direita)

Após o tratamento dos dados, obtiveram-se assim as seguintes frequências para os três primeiros modos de vibração do pavimento:

- 1º modo: 11,23Hz
- 2º modo: 15,50Hz
- 3º modo: 20,14Hz

Com as frequências reais do pavimento em estudo, será possível analisar de forma mais fiável as condições de vibração do pavimento. Por outro lado, estes valores irão permitir calibrar as condições de apoio e ligação entre elementos no modelo numérico a utilizar na avaliação de segurança, permitindo a obtenção de esforços atuantes mais próximos da realidade.

4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.4.1. INTRODUÇÃO

Os programas de análise estrutural constituem hoje em dia uma ferramenta potente no estudo e avaliação de comportamento das estruturas. Neste trabalho fez-se uso deste recurso, nomeadamente com o programa de cálculo da Autodesk, *Robot Structural Analysis professional 2015*.

Através dos levantamentos de pormenor e identificação dos materiais constituintes do pavimento, foi construído um modelo numérico para estudar o seu comportamento. Numa primeira fase, serão descritos os pressupostos adotados e a geometria do modelo. Seguidamente, serão apresentadas as condições de carregamento, isto é a solicitação associada ao peso próprio da estrutura e sobrecargas previstas pelo Eurocódigo 1 (CEN, 2002) em função do uso do edifício. As fases seguintes passam pela análise de resultados, onde serão apresentados os esforços atuantes e a previsível deformada da estrutura. A identificação das zonas críticas ditará as principais preocupações no processo de avaliação de segurança.

Será ainda apresentada uma análise do comportamento dinâmico do pavimento, onde se irão comparar os resultados numéricos com os obtidos por via experimental, procedimento que foi utilizado na calibração prévia do modelo numérico.

4.4.2. DESCRIÇÃO DO MODELO ADOTADO

Para a análise do pavimento segundo um modelo numérico, foi adotado um modelo de barras para representar as vigas e tarugos e um modelo de casca para representar o soalho. Esta opção residiu no fato de, após algumas experiências e consulta de outros trabalhos, se verificar na melhor aproximação à realidade, no que diz respeito ao funcionamento em conjunto do vigamento com o soalho.

As vigas foram introduzidas com a secção média, apresentada em (4.2.2.), e os tarugos com secção circular de diâmetro 0,10m. Para estes elementos foi atribuída a classe de resistência D30, com o respectivo peso volúmico associado. A atribuição desta secção aos tarugos é conservativa, porém as suas dimensões reais são demasiado irregulares para serem representadas ao pormenor; por outro lado a redução destas secções permite representar melhor a fraca ligação entre os tarugos e as vigas, que na análise de comportamento estático e dinâmico significa uma redução de rigidez transversal ao vigamento. Para as extremidades das vigas foram considerados apoios duplos, permitindo rotação completa que, como se verá em (4.4.5.), é o funcionamento estrutural mais próximo das vigas reais. Quanto às ligações entre os tarugos e as vigas, foram assumidas como rotuladas. Nas extremidades da viga V9 foram assumidas encastramentos parciais de 10%, tal como na ligação entre as vigas V4 e V5 à viga V9, isto porque se verificou *in situ* um maior cuidado na pormenorização destas ligações que, porém, nunca são perfeitas.

Relativamente ao soalho, este foi modelado como uma casca única, à qual foi atribuída uma rigidez diferente em cada direcção, correspondendo a rigidez real presumível na direcção das tábuas, e uma rigidez muito reduzida ortogonalmente. Este foi o método encontrado para melhor representar o funcionamento unidireccional do soalho. Para este, foi assumida a espessura real, uma vez que foi possível medir à fita as dimensões deste elemento e confirmar a sua integridade, não apresentando defeitos de grande preocupação e nenhum ataque biológico ativo. Ao elemento, foi atribuída a classe de resistência C18, que apesar de ser algo conservativa, permite assegurar alguma confiança na resistência real do soalho, uma vez que não é possível avaliar com exactidão cada tábua constituinte. O peso volúmico associado a esta classe de resistência foi alterado para o peso real medido em laboratório, correspondendo a 638Kg/m³. Tal como as vigas, o soalho foi simplesmente apoiado ao longo das extremidades correspondentes às extremidades das tábuas, ou seja, ortogonalmente aos apoios das vigas. Foram também efectuadas três aberturas na casca representativa do soalho, no sentido de tentar aproximar da realidade a falta de tábuas, tal como se apresentou na Fig.4.21. Quanto ao seu posicionamento em altura, foi-lhe atribuído um *offset* para que este encostasse na face superior das vigas.

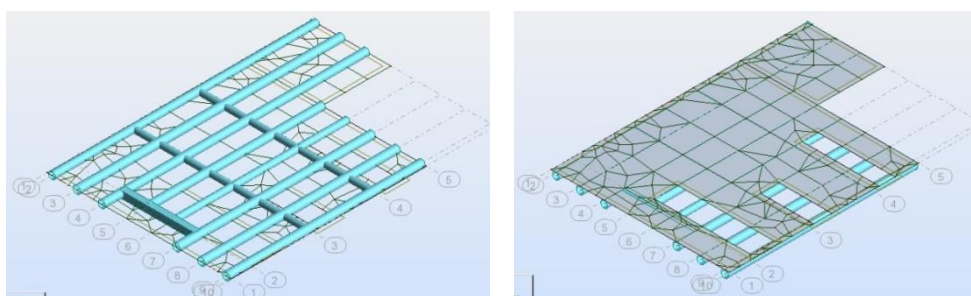


Fig. 4.26 – À esquerda: modelo de barras para vigas e tarugos; à direita: modelo de casca assente sobre barras, para o soalho

4.4.3. CARGAS ATUANTES

As solicitações a que está sujeita a estrutura estão associadas a ações permanentes e sobrecargas. A sua quantificação foi efetuada segundo o regulamento previsto pelo Eurocódigo 1 (CEN, 2002) e sujeita a combinações para a verificação dos diferentes estados limites previstos no Eurocódigo 0 (CEN, 2009a), nomeadamente Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização (deformação e vibração).

A ação devido ao peso próprio depende dos diferentes materiais utilizados. Como já havia sido referido, para os elementos representativos das vigas e dos tarugos foi atribuída a classe de resistência D30, que tem associado um peso volúmico de $640,0 \text{ kg/m}^3$. O programa de cálculo estrutural que foi utilizado permite associar a classe de resistência aos elementos pretendidos, ou seja o peso próprio associado às vigas e aos tarugos fica automaticamente instalado. Quanto ao soalho, uma vez que foi possível determinar em laboratório a massa volúmica, foi aplicada sobre o elemento de casca (representativo do soalho) um carregamento por metro quadrado, tendo em conta a espessura da camada de soalho. Desta forma, para uma espessura de soalho de $0,038 \text{ m}$, com um peso volúmico de $638,0 \text{ kg/m}^3$, corresponde uma carga de $0,113 \text{ kN/m}^2$.

A sobrecarga prevista pelo regulamento é função da utilização a que o edifício está sujeito. Assim, sabendo que se prevê para a Torre Sul a utilização como espaço de escritórios, a sobrecarga instalada para efeitos de cálculo é de $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Após a aplicação das cargas, é necessário proceder à sua combinação para posteriormente se verificarem os Estados Limite pretendidos. A combinação para obtenção de esforços em Estado Limite Último é:

$$S_d = 1,35 \times G_k + 1,50 \times Q_k \quad (1)$$

Em que:

- S_d - valor de cálculo do efeito das ações [kN]
- G_k – ações permanentes [kN]
- Q_k – ações variáveis [kN]

No caso da verificação em Estados Limite de Deformação, o Eurocódigo 5 prevê a sua quantificação instantaneamente ao carregamento e a longo-prazo, tendo em conta assim o efeito da fluência do material madeira. Para a obtenção das deformações instantâneas, a norma prevê a utilização da combinação característica de ações:

$$S_d = G_k + Q_k \quad (2)$$

Enquanto para a obtenção das deformações a longo-prazo, prevê a utilização da combinação quase permanente de ações, mas com algumas particularidades que serão abordadas mais à frente.

Quanto ao Estado Limite de Vibrações, o Eurocódigo 5 prevê uma metodologia de verificação que será descrita em (4.5) e que contempla apenas a contribuição das cargas permanentes.

4.4.4. DEFORMAÇÕES

Neste ponto serão apresentadas as deformações verticais máximas, instantâneas como a longo-prazo, de cada viga para as diferentes condições previstas no Eurocódigo 5. Porém, uma pequena análise visual da deformada do pavimento ajuda a compreender o seu comportamento, uma vez que existe um trabalho conjunto de deformação entre as vigas e o soalho.

A transmissão das cargas às paredes de apoio é efetuada pelas vigas. Contudo, a transmissão das sobrecargas é efetuada através do soalho, cujas tábuas se dispõem ortogonalmente às vigas e se apoiam também nas paredes paralelas às vigas de extremidade. Assim, o soalho acaba por impor algum grau de bidirecionalidade no funcionamento dos pavimentos: os esforços nas vigas mais extremas reduzem-se em detrimento das vigas mais centrais. Este funcionamento é perceptível na Fig.4.27.

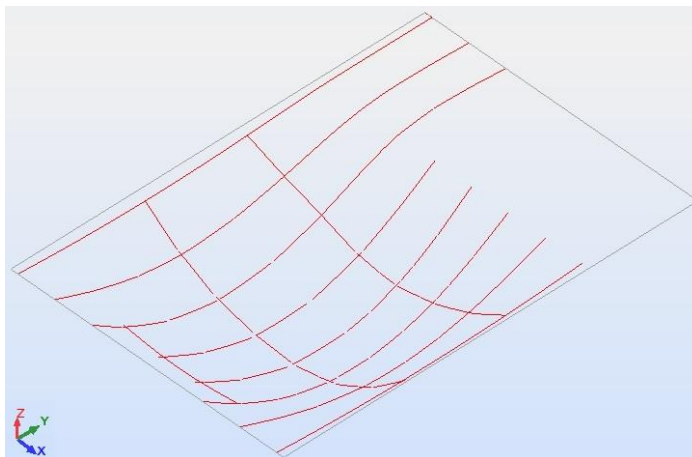


Fig.4.27 – Deformada das vigas V1 a V9, com todo o pavimento carregado

Outro detalhe que merece atenção no estudo do comportamento deste pavimento relaciona-se com a disposição das vigas em planta. Como já foi verificado em (4.2.2.), as vigas V1, V2 e V3 possuem dois vãos: o principal entre os alinhamentos A e B e um secundário entre os alinhamentos B e C. A continuidade entre os elementos V1, V2 e V3 no apoio do alinhamento B poderá conduzir a uma deformação ascensional no vão secundário, visto que este tem um comprimento relativamente curto em relação ao vão principal. Em contrapartida, o soalho e a sobrecarga atuam gravitacionalmente, contrariando a deformação verificada no vão secundário das vigas V1, V2 e V3. Por este motivo, é exetável que, juntamente com o argumento do parágrafo anterior, a deformação máxima destas vigas seja ligeiramente inferior às restantes.

Estando o modelo devidamente calibrado, as deformações observadas permitem obter uma estimativa da deformação real do pavimento. O controlo destas deformações, segundo o Eurocódigo 5, é efectuado para dois períodos distintos: instantaneamente ao carregamento e a longo prazo. Antes de se proceder à apresentação dos resultados, é necessário introduzir a metodologia de obtenção de deformações preconizada no Eurocódigo 5.

A deformação instantânea (u_{inst}) deve ser calculada para a combinação característica de ações, conforme definido no Eurocódigo 0, utilizando valores médios apropriados dos módulos de elasticidade, de distorção e de deslizamento. A deformação final (u_{fin}) deve ser calculada para a combinação de ações quase permanente, conforme definido no Eurocódigo 0.

Para estruturas constituídas por elementos, componentes e ligações com fluência semelhante, e na hipótese de uma relação linear entre as ações e as deformações correspondentes, a deformação final, (u_{fin}) poderá ser considerada igual a:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum_{i=1}^n u_{fin,Qi} \quad (3)$$

E:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (4)$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) \quad (5)$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (6)$$

Sendo:

- $u_{inst,G}$, $u_{inst,Q1}$ e $u_{inst,Qi}$ – deformações instantâneas para as respectivas ações G, Q₁ e Q_i(i>1);
- $\psi_{2,1}$ e $\psi_{2,i}$ – coeficientes para o valor quase-permanente das ações variáveis;
- $\psi_{0,i}$ – coeficientes para o valor característico das ações variáveis;
- k_{def} – fator de influência da classe de serviço e da classe de duração das ações sobre a fluência do material.

A Fig.4.28 representa as várias componentes da deformação que uma viga simplesmente apoiada apresenta quando sujeita a determinada combinação de ações

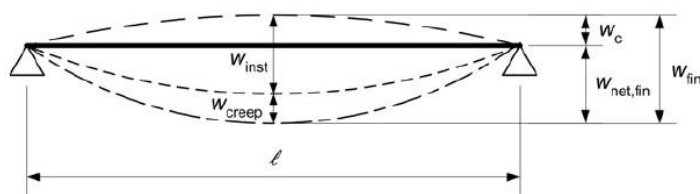


Fig.4.28 – Componentes da deformação de uma viga (CEN, 2004)

A deformação, obtida através do desvio relativamente a uma linha reta imaginária entre os dois apoios da viga, é dada pela deformada final que se traduz pela seguinte expressão:

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c = u_{fin} - u_c \quad (7)$$

Em que,

- $u_{net,fin}$ – deformada final;
- u_{inst} – deformada instantânea;
- u_{creep} – deformada devido à fluência;
- u_c – pré-deformada (se existir);
- u_{fin} – deformada final total.

No Quadro 4.5 são então apresentadas as deformações instantâneas (u_{inst}) das vigas V1 a V9 obtidas através do programa de cálculo automático para a combinação característica de ações, e as deformações a longo-prazo (u_{fin}) obtidas posteriormente seguindo o método acima apresentado.

Quadro 4.5 – deformações instantâneas (u_{inst}) e deformações a longo-prazo (u_{fin}) em [mm]

Viga	$u_{inst,G}$	$u_{inst,Q}$	u_{inst}	k_{def}	ψ_2	$u_{fin,G}$	$u_{fin,Q}$	u_{fin}
V1	1.0	2.0	3.0	0.6	0.3	1.6	2.4	4.0
V2	2.0	9.0	11.0			3.2	10.6	13.8
V3	3.0	15.0	18.0			4.8	17.7	22.5
V4	4.0	18.0	22.0			6.4	21.2	27.6
V5	4.0	20.0	24.0			6.4	23.6	30.0
V6	4.0	17.0	21.0			6.4	20.1	26.5
V7	2.0	11.0	13.0			3.2	13.0	16.2
V8	1.0	2.0	3.0			1.6	2.4	4.0
V9	2.0	7.0	9.0			3.2	8.3	11.5

4.4.5. COMPORTAMENTO DINÂMICO

A análise do comportamento dinâmico do modelo foi de grande importância no estudo do pavimento, uma vez que foi segundo esta análise que o modelo foi sendo calibrado ao detalhe (ligações, apoios, rigidez, etc.). Isto porque existiam resultados de base, reais, obtidos pelos ensaios efectuados *in situ* através do sismógrafo.

Foram modeladas duas situações:

- Situação (1) – vigas simplesmente apoiadas nas extremidades;
- Situação (2) – vigas parcialmente encastradas nas extremidades, com um coeficiente de elasticidade de 100 kN.m/rad (valor obtido por tentativa/erro).

Foram obtidos resultados bastante satisfatórios, isto é, obtiveram-se, em ambos os modelos, resultados próximos dos obtidos experimentalmente para os três primeiros modos de vibração. No Quadro 4.6 são apresentados os resultados obtidos por via experimental e numérica.

Quadro 4.6 – Frequências de vibração por via experimental e numérica

Modo de Vibração	Por via experimental	Por via numérica Situação (1)	Por via numérica Situação (2)
1º modo	11,2 Hz	10,4 Hz	11,2 Hz
2º modo	15,5 Hz	15,2 Hz	15,8 Hz
3º modo	20,1 Hz	23,8 Hz	24,2 Hz

Na Fig.4.29 são apresentados os comportamentos da estrutura para os três primeiros modos de vibração, onde para o 1º modo se verifica um comportamento longitudinal (na direcção do vigamento), para o 2º modo se verifica um comportamento transversal, e para o 3º modo se verifica um comportamento conjunto, apesar de a deformação observada demonstrar um maior contributo da direcção transversal ao vigamento.

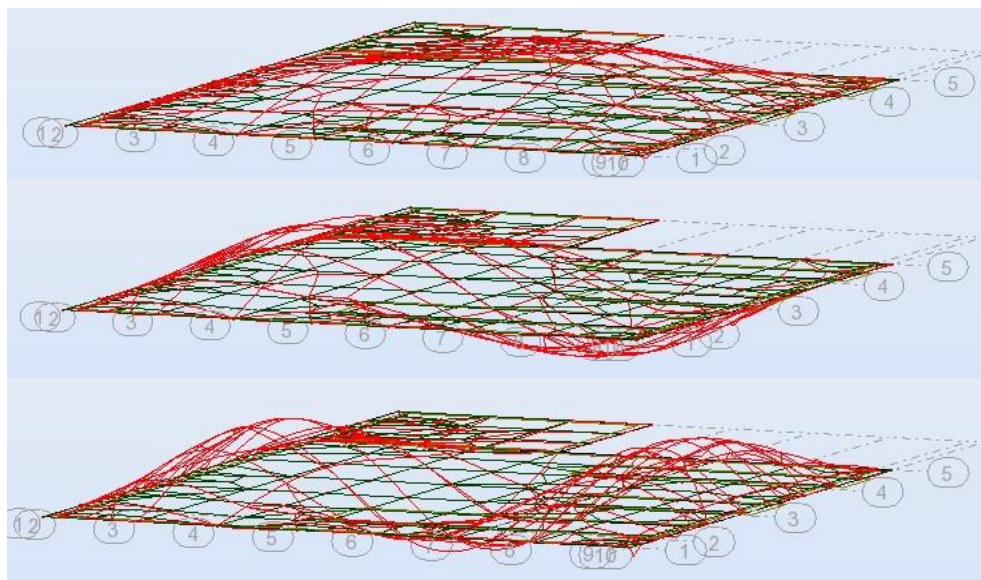


Fig.4.29 – De cima para baixo: 1º, 2º e 3º modos de vibração

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que a Situação (2) apanha exactamente o 1º modo de vibração obtido por via experimental, este que é o modo fundamental de vibração do pavimento. Com isto conclui-se que existe efetivamente uma percentagem de encastramento nas extremidades das vigas. Contudo, nesta Situação (2), observa-se um maior afastamento no 3º modo de vibração. Isto poderá ser explicado pela ligação entre as vigas e o soalho, ou seja, a ligação entre estes elementos no modelo confere uma rigidez superior à real, aumentando assim a frequência obtida.

Na Situação (1), onde as vigas são simplesmente apoiadas, a frequência fundamental é ligeiramente inferior à real, mas ainda assim, com uma aproximação aceitável. O 2º modo é bastante próximo do real e o 3º modo é ligeiramente superior, tal como observado na Situação (2).

De um modo geral, ambas as situações reproduzem com alguma confiança o comportamento real do pavimento.

O levantamento detalhado do pavimento permite, como já foi referido, efetuar uma avaliação de comportamento mais refinada. Contudo, subestimar pressupostos não é de todo uma metodologia que vise a segurança em primeiro lugar. Apesar de a Situação (2) apresentar uma coincidência no modo fundamental de vibração relativamente à obtida experimentalmente, não existe certeza quanto ao grau de encastramento das vigas nas extremidades e não existe também certeza quanto ao estado de integridade da argamassa envolvente, nem tão pouco da impermeabilização destas zonas. Por estes motivos, de ora em diante será objecto de análise a estrutura modelada na situação (1), onde os Estados Limite serão todos agravados (maiores esforços, maiores deformações, frequências de vibração menores) relativamente à Situação (2).

4.4.6. ESFORÇOS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os esforços em seguida apresentados, que serão posteriormente utilizados para a verificação de segurança em Estado Limite Último, são superiores aos reais pelo facto de no modelo adotado se considerar vigas simplesmente apoiadas, quando na realidade existe uma percentagem de encastramento. Contudo, não sendo possível aferir esta percentagem de encastramento e sob a pena de assumir pressupostos não conservativos, aptou-se por analisar os esforços nas condições de apoio apresentadas em (4.4.2.).

No Quadro 4.7 apresentam-se os valores máximos dos esforços transversos e momentos fletores instalados nas vigas V1 a V9.

Quadro 4.7 – Esforços em ELU nas vigas V1 a V9

Viga	V_z [kN]	M_y [kN/m]
V1	2,96	-1,42
V2	8,64	-7,38
V3	13,69	-10,56
V4	8,43	8,55
V5	3,87	4,55
V6	10,82	9,51
V7	4,11	6,17
V8	3,25	1,08
V9	8,07	5,18

4.4.7. IDENTIFICAÇÃO DAS ZONAS CRÍTICAS

Após a análise dos resultados obtidos nos pontos anteriores, é possível prever alguns pontos críticos, passíveis de serem reforçados posteriormente.

Em Estado Limite Último, as vigas V3 e V6 são claramente as mais esforçadas, quer em corte, quer em flexão. O fator comum às duas vigas, agravante destes esforços, é a viga V9 (cadeia). A viga V9 recebe a carga das vigas V4 e V5, transmitindo-as às vigas V3 e V6. A viga V3 tem a agravante de possuir dois vãos, o que faz com que os esforços de corte e flexão sejam superiores no apoio do alinhamento B.

Em Estado Limite de Utilização, apenas os resultados obtidos das deformações aparentam algum alarme, já que as vibrações estão claramente acima do valor estipulado pelo Eurocódigo 5 (apresentado em (4.5.1.2.)).

Como se havia previsto, as deformações nas primeiras 4 vigas são inferiores quando espelhadas com as últimas 4 vigas. Este fato deve-se pela existência de um segundo vão nas vigas V1, V2 e V3. As deformações das vigas V4 e V5 são as de valores máximos. Isto acontece por dois motivos: primeiro, porque funcionando as vigas em conjunto com o soalho, a zona central será a mais deformável; segundo, porque a deformação destas vigas está condicionada pela deformação da viga V9. Como se

percebe pela Fig.4.30, a deformação relativa de V9 condiciona a deformação máxima das vigas V4 e V5.

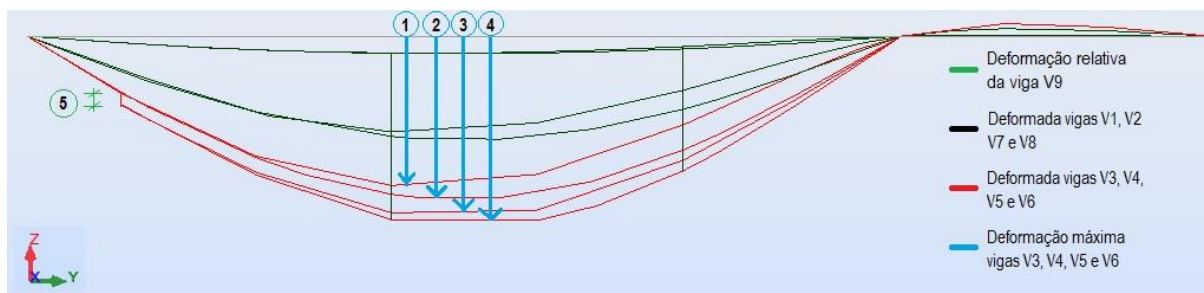


Fig.4.30 – 1 – deformação máxima de V3; 2 – deformação máxima de V6; 3 – deformação máxima de V4; 4 – deformação máxima de V5; 5 – deformação relativa de V9

A viga V9 (cadeia), revela-se assim uma das zonas de maior preocupação da estrutura do pavimento, por um lado por contribuir para o agravamento de esforços nas vigas onde apoia, e por outro por contribuir fortemente para as deformações máximas.

4.5. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA

4.5.1. GENERALIDADES

O presente trabalho não tem por objetivo efetuar uma descrição exaustiva dos possíveis modos de rotura da madeira como material estrutural. Nesse sentido, serão apenas apresentados os métodos de cálculo preconizados no Eurocódigo 5 para a verificação de segurança aos modos de rotura possíveis no pavimento em estudo: corte e flexão. Será ainda apresentado o quadro para a verificação das deformações e o método de cálculo no controlo de vibrações.

4.5.1.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO CORTE

A verificação ao corte, segundo o EC 5, é obtida através da expressão (8), para tensões tangenciais com uma componente de esforço de corte, paralela ao fio, ou com componentes perpendiculares ao fio.

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (8)$$

A tensão tangencial de cálculo (τ_d) é determinada com base no comportamento linear elástico do material. Assim para uma secção genérica, sujeita a esforços de corte, a tensão é determinada segundo a expressão clássica da Resistência dos Materiais, expressão (9).

$$\tau_d = \frac{V_{sd} \times S_y}{I_y \times b} \quad (9)$$

Em que:

- V_{sd} – esforço transversal atuante na secção;
- S_y – momento estático;
- I_y – momento de inércia em relação ao eixo baricêntrico horizontal;
- b – largura da secção.

Simplificando a expressão (9) para secções correntes, como a retangular (10) ou circular (11), tem-se:

$$\tau_d = \frac{3 \times V_{sd}}{2 \times b \times h} \quad (10)$$

$$\tau_d = \frac{4 \times V_{sd}}{3 \times \pi \times r^2} \quad (11)$$

Em que:

- h – altura da secção retangular;
- r – raio da secção circular.

A tensão tangencial, será máxima ao nível do eixo neutro e nula nas fibras extremas da secção.

A tensão resistente num determinado elemento estrutural em madeira, sujeito a esforços de corte, é calculada pela expressão (12):

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (12)$$

Em que:

- $f_{v,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte;
- k_{mod} – fator de influência, da classe de serviço e classe de duração das ações;
- $f_{v,k}$ – valor característico da resistência ao corte;
- γ_M – coeficiente parcial de segurança (1,3 para madeira maciça).

4.5.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À FLEXÃO

Para um elemento estrutural em madeira verificar a segurança à flexão simples corresponde a verificar a expressão (13):

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (13)$$

A tensão atuante ($\sigma_{m,d}$) num determinado elemento estrutural em madeira sujeito a um esforço de flexão simples é calculada pela expressão (14):

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{sd}}{I_y} \times z \quad (14)$$

Em que:

- M_{sd} – valor de cálculo do momento fletor atuante;

- I_y - momento de inércia em relação ao eixo baricêntrico horizontal
- z – distância ao eixo neutro.

A tensão resistente num determinado elemento estrutural em madeira, sujeito a um momento fletor, é calculada pela expressão (15):

$$f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (15)$$

Em que:

- $f_{m,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão;
- $f_{m,k}$ – valor característico da resistência à flexão.

4.5.1.3. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

A metodologia preconizada no Eurocódigo 5 para a obtenção das deformações foi já abordada no ponto (4.4.4.). O controlo para as deformações obtidas é então efetuado segundo o Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Valores-limite para a deformação de vigas

Condição de apoio	u_{inst}	$u_{net,fin}$	u_{fin}
Simplesmente apoiada	L/300 a L/500	L/250 a L/350	L/150 a L/300
Consola	L/150 a L/250	L/125 a L/175	L/75 a L/150

4.5.1.4. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE VIBRAÇÃO

As vibrações em pavimentos são passíveis de causar desconforto e uma sensação de insegurança aos ocupantes. No sentido de controlar as vibrações numa estrutura originadas por atividade humana, o Eurocódigo 5 estabelece uma metodologia para efetuar este controlo em pavimentos de edifícios, com configuração retangular em planta, simplesmente apoiados no contorno do edifício, cuja verificação se deverá efetuar apenas considerando as ações das cargas permanentes.

O primeiro passo da verificação da segurança a vibrações é o cálculo da frequência fundamental de vibração vertical (f_1). No cálculo deverá ser considerado o módulo de elasticidade médio da madeira e deverá ser calculada pela expressão (16):

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (16)$$

Em que:

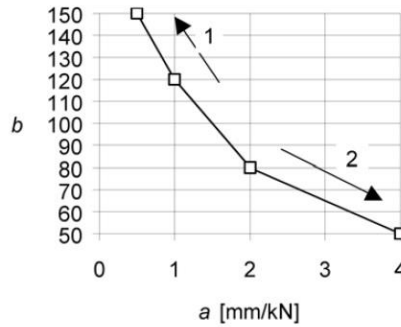
- $E = E_{0,mean}$ – valor médio do módulo de elasticidade;
- l – comprimento das vigas;
- I – momento de inércia longitudinal por metro de largura;
- m – massa por metro quadrado.

Se a frequência for inferior a 8Hz, deverá ser efetuada uma análise especial do desempenho em termos de vibração. Caso contrário, para a estrutura verificar a segurança ao estado limite de vibrações deverá respeitar duas condições. A primeira utiliza o valor do parâmetro (α), como mostra a expressão (17):

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (17)$$

Em que:

- w – deformação instantânea vertical máxima provocada por uma força concentrada F ;
- F – força concentrada de 1,0 kN;
- a – parâmetro a controlar segundo a Fig.4.31.



Key:
 1 Better performance
 2 Poorer performance

Fig.4.31 – Obtenção do parâmetro de controlo a ; o parâmetro b representa a largura do pavimento na direção ortogonal ao vigamento

Para a verificação final da vibração é necessário ainda outro parâmetro, a velocidade inicial devido a impulso unitário (v), que pode ser calculada pela expressão (18):

$$v = \frac{4 \times (0.4 + 0.6 \times n_{40})}{m \times b \times l + 200} \quad (18)$$

Em que:

$$n_{40} \leq \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \times \left(\frac{b}{l} \right)^4 \times \left(\frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right) \right\}^{0,25} \quad (19)$$

- n_{40} – número de modos de vibração com frequência inferior a 40Hz;
- $(EI)_b$ – fator de rigidez de flexão para a direção transversal de largura (b) por unidade de comprimento (l), devendo ser $(EI)_b < (EI)_l$

A segunda condição, que representa a verificação final da vibração, é efetuada pela expressão (20):

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad (20)$$

Em que:

- v – velocidade de resposta a um impulso unitário;
- b – largura do pavimento na direção ortogonal ao vigamento;

- f_1 – frequência fundamenta de vibração;
- ζ – coeficiente de amortecimento modal.

4.5.2. MEMÓRIA DE CÁLCULO

4.5.2.1. VERIFICAÇÃO EM ESTADO LIMITE DE ÚLTIMO

Nos quadros seguintes são apresentadas as verificações ao corte e à flexão em Estado Limite Último para as vigas V1 a V9. Todas as vigas possuem capacidade resistente para resistir aos esforços instalados. Em (4.4.7.) foram referidas algumas zonas críticas quanto a esforços instalados, nomeadamente as vigas V3 e V6. Ambas têm instaladas tensões de corte inferiores a 50% das tensões resistentes, respectivamente. Quanto às tensões instaladas por flexão, a viga V3 resiste com uma margem de segurança de 15% e a viga V6 resiste com uma margem de 34%. De um modo geral, pode afirmar-se que o pavimento possui uma capacidade resistente às cargas atuantes com uma margem relativamente folgada.

Quadro 4.9 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V1

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,18	[m]
Sy	0,000486	[m ³]
Iy	5,15299E-05	[m ⁴]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V,sd	2,96	[kN]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
τ, d	0,16	[MPa]
f,vk	3,00	[MPa]
f,vd	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau, d < f, vd ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M,sd	1,42	[kN/m]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
σ, md	2,48	[MPa]
f,mk	30,00	[MPa]
f,md	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma, md < f, md ?$	Ok

Quadro 4.10 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V2

Características Geométricas			
Tipo	circular		
Diâmetro	0,20		[m]
Sy	0,000666667		[m^3]
Iy	7,85398E-05		[m^4]
Classe de Resistência			
	D30		
Verificação ao Corte			
V,sd	8,64		[kN]
k,mod	0,80		
γ,M	1,30		
τ,d	0,37		[MPa]
f,vk	3,00		[MPa]
f,vd	1,85		[MPa]
Verificação	$\tau,d < f,vd ?$	Ok	
Verificação à Flexão			
M,sd	7,38		[kN/m]
k,mod	0,80		
γ,M	1,30		
σ,md	9,40		[MPa]
f,mk	30,00		[MPa]
f,md	18,46		[MPa]
Verificação	$\sigma,md < f,md ?$	Ok	

Quadro 4.11 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V3

Características Geométricas			
Tipo	circular		
Diâmetro	0,19		[m]
Sy	0,000571583		[m^3]
Iy	6,39711E-05		[m^4]
Classe de Resistência			
	D30		
Verificação ao Corte			
V,sd	13,69		[kN]
k,mod	0,80		
γ,M	1,30		
τ,d	0,64		[MPa]
f,vk	3,00		[MPa]
f,vd	1,85		[MPa]
Verificação	$\tau,d < f,vd ?$	Ok	
Verificação à Flexão			
M,sd	10,56		[kN/m]
k,mod	0,80		
γ,M	1,30		
σ,md	15,68		[MPa]
f,mk	30,00		[MPa]
f,md	18,46		[MPa]
Verificação	$\sigma,md < f,md ?$	Ok	

Quadro 4.12 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V4

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,19	[m]
Sy	0,000571583	[m ³]
Iy	6,39711E-05	[m ⁴]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V _{sd}	8,43	[kN]
k _{mod}	0,80	
γ_M	1,30	
τ_d	0,40	[MPa]
f _{vk}	3,00	[MPa]
f _{vd}	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau_d < f_{vd} ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M _{sd}	8,22	[kN/m]
k _{mod}	0,80	
γ_M	1,30	
σ_{md}	12,21	[MPa]
f _{mk}	30,00	[MPa]
f _{md}	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma_{md} < f_{md} ?$	Ok

Quadro 4.13 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V5

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,16	[m]
Sy	0,000341333	[m ³]
Iy	3,21699E-05	[m ⁴]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V,sd	3,87	[kN]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
τ, d	0,26	[MPa]
f,vk	3,00	[MPa]
f,vd	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau, d < f, vd ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M,sd	4,55	[kN/m]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
σ, md	11,31	[MPa]
f,mk	30,00	[MPa]
f,md	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma, md < f, md ?$	Ok

Quadro 4.14 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V6

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,20	[m]
Sy	0,000666667	[m ³]
Iy	7,85398E-05	[m ⁴]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V _{sd}	10,82	[kN]
k _{mod}	0,80	
γ_M	1,30	
τ_d	0,46	[MPa]
f _{vk}	3,00	[MPa]
f _{vd}	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau_d < f_{vd} ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M _{sd}	9,51	[kN/m]
k _{mod}	0,80	
γ_M	1,30	
σ_{md}	12,11	[MPa]
f _{mk}	30,00	[MPa]
f _{md}	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma_{md} < f_{md} ?$	Ok

Quadro 4.15 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V7

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,20	[m]
Sy	0,000666667	[m ³]
Iy	7,85398E-05	[m ⁴]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V _{sd}	4,11	[kN]
k _{mod}	0,80	
γ, M	1,30	
τ, d	0,17	[MPa]
f _{vk}	3,00	[MPa]
f _{vd}	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau, d < f, vd ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M _{sd}	6,17	[kN/m]
k _{mod}	0,80	
γ, M	1,30	
σ, md	7,86	[MPa]
f _{mk}	30,00	[MPa]
f _{md}	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma, md < f, md ?$	Ok

Quadro 4.16 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V8

Características Geométricas		
Tipo	circular	
Diâmetro	0,20	[m]
Sy	0,000666667	[m^3]
Iy	7,85398E-05	[m^4]
Classe de Resistência		
	D30	
Verificação ao Corte		
V,sd	3,25	[kN]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
τ, d	0,14	[MPa]
f,vk	3,00	[MPa]
f,vd	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau, d < f, vd ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M,sd	1,08	[kN/m]
k,mod	0,80	
γ, M	1,30	
σ, md	1,38	[MPa]
f,mk	30,00	[MPa]
f,md	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma, md < f, md ?$	Ok

Quadro 4.17 – Verificação em Estado Limite Último para a viga V9

Características Geométricas		
Tipo	retangular	
b	0,15	[m]
h	0,18	[m]
Iy	0,0000729	[m^4]
Classe de Resistência		
D30		
Verificação ao Corte		
V,sd	8,07	[kN]
k,mod	0,80	
γ,M	1,30	
τ,d	0,45	[MPa]
f,vk	3,00	[MPa]
f,vd	1,85	[MPa]
Verificação	$\tau,d < f,vd ?$	Ok
Verificação à Flexão		
M,sd	5,18	[kN/m]
k,mod	0,80	
γ,M	1,30	
σ,md	9,05	[MPa]
f,mk	30,00	[MPa]
f,md	18,46	[MPa]
Verificação	$\sigma,md < f,md ?$	Ok

4.5.2.2. VERIFICAÇÃO EM ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

No Quadro 4.18 são apresentados os valores de “L/x” de cada viga, associados às deformações em função do vão a vencer. Esta verificação prevista pelo Eurocódigo 5 é efetuada em elementos individualmente, pelo que os valores apresentados no Quadro 4.18 têm duas particularidades de realce: a primeira, em que o vão “L” corresponde ao comprimento de cada viga; a segunda, em que os valores de (u_{inst}) e (u_{fin}) são relativos, isto é, à deformação máxima de cada viga é deduzida a deformação induzida por uma viga ortogonal que lhe sirva de apoio (casos particulares de V4, V5 e V9).

Quadro 4.18 – Controlo de deformações das vigas

Viga	L [m]	u_{inst} [mm]	$u_{inst} =$ L/x	Controlo a curto prazo	u_{fin} [mm]	$u_{fin} =$ L/x	Controlo a longo prazo
V1	5,10	3.0	L/1700	L/300	4.0	L/1275	L/150
V2	5,10	11.0	L/464		13.8	L/370	
V3	5,10	18.0	L/283		22.5	L/227	
V4	4,70	17.5	L/268		22.1	L/213	
V5	4,70	19.5	L/241	a	24.5	L/192	a
V6	5,10	21.0	L/243		26.5	L/192	
V7	5,10	13.0	L/392		16.2	L/315	
V8	5,10	3.0	L/1700		4.0	L/1275	
V9	1,75	2.0	L/875	L/500	2.5	L/700	L/300

Verifica-se que a longo-prazo as exigências são cumpridas em todos os elementos estruturais. A curto-prazo, encontram-se abaixo do valor regulamentar as deformações das vigas V3, V4, V5 e V6. A margem que ultrapassa os valores regulamentares nas vigas V3 e V4 são praticamente negligenciáveis, podendo apenas apresentar alguma preocupação as deformações das vigas V5 e V6.

Em termos práticos, esta verificação não é a que mais representa a realidade, ou seja, não deverá ser segundo estes valores que se efetua o controlo da deformação do pavimento. Fará mais sentido controlar a deformação do pavimento ao longo de todo o vão do vigaamento e segundo o seu ponto de deformação máximo. Assim sendo, a verificação que se pretende efectuar é sobre a viga V5, onde a deformação é máxima, e com um vão de 5,10m.

Quadro 4.19 – Controlo de deformações do pavimento

Viga	L [m]	u_{inst} [mm]	$u_{inst} =$ L/x	Controlo a curto prazo	u_{fin} [mm]	$u_{fin} =$ L/x	Controlo a longo prazo
V5	5,10	24,0	L/213	L/300	30,0	L/170	L/150
				a			a
				L/500			L/300

Para estes valores já fará sentido refletir sobre a real necessidade de intervir. A longo-prazo constata-se que é cumprido o valor regulamentar, além de que, pelo tempo de vida desta estrutura, prevê-se que grande parte da deformação por fluência já esteja instalada nas vigas, pelo que a utilização de um fator

$k_{def} = 0,6$ seja demasiado conservativo, sendo os valores apresentados nos Quadros 4.18 e 4.19 para u_{fin} superiores aos que se verificarão na realidade.

As deformações a curto-prazo já se afastam um pouco dos valores regulamentares. Para que se verificassem no intervalo proposto pelo Eurocódigo 5, as deformações teriam de ser reduzidas cerca de 30%, pelo que se pode dizer que as exigências não são cumpridas.

Foi efetuada uma verificação destes valores na Situação (2), em que existe um encastramento parcial na extremidade das vigas. Concluiu-se que a curto-prazo os valores regulamentares continuam a não ser cumpridos, onde se verificou uma deformação máxima $u_{inst}=19,0\text{mm}$, correspondendo a este valor $L/268$. Apesar de já ser próximo do valor regulamentar, poderá não se justificar aceitar este valor pela falta de confiança no encastramento das vigas, pelo que é preferível intervir no controlo de deformações do pavimento.

O outro Estado Limite de Utilização a verificar é o de vibração. Para este, foi preparada uma folha de cálculo com o procedimento preconizado no Eurocódigo 5, folha esta representada no Quadro 4.20.

Quadro 4.20 – Controlo de vibrações

Vigas		
E	10,0	[GPa]
Diâmetro	0,16	[m]
(I)l	0,000032	[m ⁴]
(EI)l / m	494,9	[kN*m / m]
ρ	640	[kg/m ³]
Soalho		
E	9,0	[GPa]
Espessura	0,038	[m]
(I)b	0,000005	[m ⁴]
(EI)l / m	41,2	[kN*m / m]
ρ	638	[kg/m ³]
Frequência Fundamental		
massa	44,04	[kg/m ²]
vão livre (L)	4,55	[m]
frequência	8,04	[Hz]
frequência mínima	8,00	Ok
1ª condição		
w	0,86	[mm]
F	1,0	[kN]
a	0,86	[mm/kN]
verificação	$w/F \leq a$?	Ok

2ª condição		
vão livre (L)	4,55	[m]
largura (B)	4,65	[m]
b	130	
ζ	1,0	%
n,40	4,20	
v	0,0103	[m/s]
$b^{(f \cdot \zeta - 1)}$	0,0114	
verificação	$v \leq b^{(f \cdot \zeta - 1)}$?	Ok

Confirma-se o cumprimento dos requisitos mínimos de conforto estabelecidos no Eurocódigo 5 para a vibração em pavimentos. Contudo, faz-se aqui um apontamento relativamente ao método, uma vez que se verifica bastante conservativo. A frequência fundamental de vibração foi medida *in situ* com um valor de 11,2Hz, ou seja, o método revelou uma frequência fundamental cerca de 28% abaixo da real. À parte disto, o pavimento oferece uma boa resposta ao comportamento dinâmico, verificando os regulamentos impostos.

5

INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

5.1. INTRODUÇÃO

A decisão de intervir numa estrutura carece de uma análise cuidada e criteriosa das conclusões qualitativas e quantitativas obtidas na fase de diagnóstico e avaliação de segurança. Como se referiu em (2.1.), não existe um regulamento específico para avaliação estrutural de edifícios antigos, concretamente estruturas em madeira. Desta forma, deverão ser combinados os resultados obtidos numericamente, na fase de avaliação de segurança, com os danos observados, para que se possa interpretar o previsível comportamento de determinada estrutura.

Neste capítulo, será efetuada uma análise sistemática de problemas potenciais, que embora sejam concretamente direcionados para a estrutura do caso de estudo, são problemas frequentemente observáveis nos pavimentos de madeira de edifícios antigos. Pretende-se aqui dar a conhecer algumas soluções para os problemas correntes, não deixando de reforçar a ideia de que cada caso deva analisado ao detalhe, pela heterogeneidade da madeira como material de construção e pelas condicionantes de projecto de intervenção associadas ao dano observado.

As técnicas de intervenção podem assumir, de um modo geral, duas funções. Por um lado, a intervenção pode tomar um papel preventivo, na medida em que o objetivo passa por prevenir, evitar ou atenuar os danos ou o colapso da estrutura. Por outro, a técnica pode assumir um papel verdadeiramente interventivo, quando o objetivo passa pela intervenção após a ocorrência de danos.

No ponto (5.3.) é sugerida uma intervenção possível para os danos identificados no Capítulo 4, seguindo sempre os princípios defendidos no documento (ICOMOS; 2004) e que recomendam que uma intervenção deva, sempre que possível, respeitar a conceção e as técnicas de construção originais, bem como o valor histórico da estrutura e da evidência histórica que representa.

São referidos em seguida alguns cuidados a ter na reabilitação de estruturas de madeira, segundo (Faria, A.; 2002), de forma a efetuar a verificação de segurança estrutural (estados limites últimos e de utilização), melhorando a funcionalidade da estrutura:

- Antes de se proceder às ações de reabilitação devem-se eliminar todas as causas ativas da degradação;
- Deve-se assegurar a ventilação dos apoios dos elementos estruturais evitando, sempre que possível, o contato direto da madeira com materiais que retenham a humidade ou impeçam a ventilação (por exemplo, argamassas de cimento);
- É conveniente manter as estruturas num nível adequado (normalmente baixo) de esforço mecânico, devendo o controlo de fluência e do desempenho em serviço (deformações, vibrações) ser executado com o mesmo cuidado da resistência mecânica;

- Deve-se manter, sempre que possível, o nível existente de restrições ao deslocamento e de condições de apoio, evitando mudar a forma como os diversos elementos estruturais se encontram em serviço em relação ao esforço;
- Deve-se verificar a estabilidade, o nível de degradação e a deformabilidade dos elementos de suporte (fundações, paredes, etc.) das estruturas de madeira antes de intervir nelas;
- Sempre que possível, deve possibilitar-se a visualização das estruturas intervencionadas, permitindo a realização de inspeções periódicas (controle da temperatura, humidade, teor em água da madeira, etc.).

Nem sempre é possível atender a todas recomendações acima referidas. Contudo, representará a melhor solução aquela que for mais simples, isto é, a que apresentar um menor nível de intrusão e um maior nível de reversibilidade.

5.2. ANÁLISE SISTEMÁTICA DE PROBLEMAS POTENCIAIS

No ponto (4.4.7.) foram identificadas algumas zonas críticas, por um lado, elementos com esforços elevados, por outro, e configurações estruturais em planta causadoras de deformações excessivas. Após a verificação aos estados limite efetuada em (4.4.6.), apresentam-se em seguida algumas medidas de intervenção no sentido de prevenir, evitar ou atenuar os danos identificados ou danos potenciais.

5.2.1. APOIOS – SEGURANÇA ADICIONAL

A análise e avaliação de comportamento de estruturas deve ter sempre em consideração o efeito *tempo*, na medida em que os materiais se degradam e se deformam com o passar dos anos. Foi efetuada uma inspeção e diagnóstico dos elementos estruturais constituintes do pavimento em estudo, bem como das paredes envolventes que lhe conferem apoio. A medição do teor em água permitiu verificar que as vigas se encontram com percentagens abaixo do limite estipulado pelo Eurocódigo 5 para oferecer boas condições de ataque por agentes bióticos. Contudo, dois factores foram difíceis de controlar:

- A profundidade da entrega das vigas nas paredes de alvenaria;
- A falta de uniformidade entre os teores de humidade nas vigas no alinhamento A, correspondente à parede de fachada.

Estes dois factores conjugados podem representar um problema no futuro, na medida em que uma viga com pouco comprimento de apoio na parede, associada a um possível ataque por agentes bióticos, pode levar a uma redução da secção resistente e/ou ainda a um encurtamento da viga, podendo esta, no limite, perder o apoio.

Uma medida preventiva deste problema pode passar pela aplicação de uma cantoneira metálica na face inferior das vigas, fixando-a à parede, através de parafusos e buchas químicas, conferindo assim um apoio adicional. É uma solução muito pouco intrusiva. A transmissão de carga à parede é no entanto excêntrica, podendo conduzir a problemas de flexão na parede de alvenaria. Porém, sendo uma parede mestra, com espessura elevada comparativamente à altura, não deverá ser motivo de preocupação. Existe um inconveniente associado a esta técnica; dependendo das dimensões da cantoneira, poderá ter que ficar à vista, assumindo-se assim como um inconveniente arquitetónico. Este problema não se coloca no caso de estudo, uma vez que no compartimento subjacente ao pavimento se localizarão os

tanques de água para segurança contra incêndio do edifício e ainda as bombas para abastecimento de água.

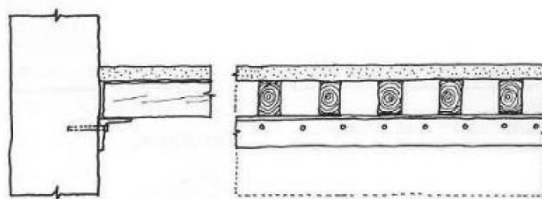


Fig. 5.1 – Esquema de aplicação de cantoneira metálica sob vigamento de madeira (Arriaga; 2002)

5.2.2. REFORÇOS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os esforços instalados nas vigas do pavimento estão claramente abaixo da capacidade resistente destes elementos, como já se verificou no ponto (4.5.). Desta forma, não se justifica a intervenção a este nível. Contudo, observa-se com frequência a incapacidade do pavimento para resistir às cargas atuantes quando o uso do edifício é alterado, ou seja, quando as sobrecargas forem superiores às previstas quando foi executada a estrutura.

Para resolver este tipo de problema existem várias soluções. Em seguidas apresentam-se algumas, não deixando de reforçar a ideia de que cada caso é um caso, devendo, apesar da semelhança na tipologia construtiva da solução, ser sempre ajustada a solução ao problema identificado.

5.2.2.1. AUMENTO DA SECÇÃO RESISTENTE

“O aumento de secção transversal dos elementos é feito pela fixação de novas peças de madeira aos elementos originais, através de chapas ou cintas metálicas e pregos, pernos ou parafusos protegidos contra a corrosão, colocados numa zona sã do elemento degradado, de forma a unir os dois elementos” (Costa, 2009). Como refere (Branco, 2014), esta é uma solução que se adota com frequência na reabilitação de pavimentos cuja capacidade resistente seja inferior às cargas atuantes, isto é, cuja secção útil dos elementos estruturais seja insuficiente, quer pela existência de fendas, quer por roturas localizadas ou também por ataques de agentes biológicos ou ambientais. O autor refere também a importância da verificação do teor de humidade dos elementos pré-existentes, para que sejam introduzidos elementos com o mesmo teor de humidade. Para vigas de secção circular é necessário efectuar um ligeiro falqueamento lateral para um correto posicionamento das novas peças. De resto, a metodologia é em tudo semelhante às vigas de secção prismática, como se observa na Fig.5.2.

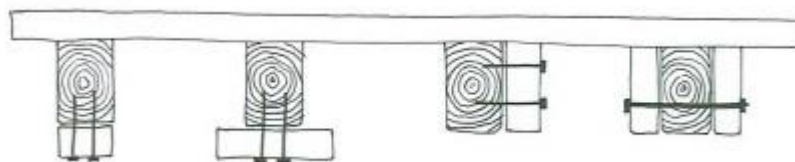


Fig. 5.2 – Aumento da secção transversal por adição de novos elementos de madeira (Arriaga, 2002)

A adição de uma material com características semelhantes ao pré-existente revela-se uma opção de reforço adequada e pouco intrusiva, salvaguardando a necessidade de tratar os novos elementos a

introduzir, uma vez que entrarão em contato com elementos deteriorados, passando a estar sujeitos a ataques de agentes biológicos (Dias, 2008).

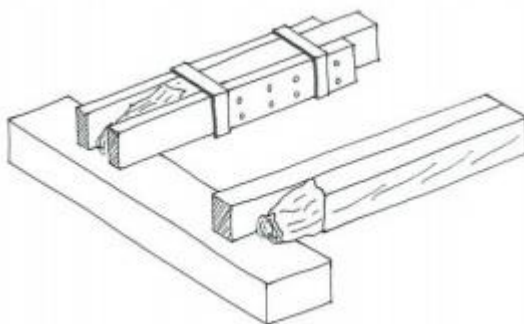


Fig. 5.3 – Aumento da secção resistente nos apoios por empalmes com novas peças de madeira (Arriaga, 2002)

5.2.2.2. INTRODUÇÃO DE ELEMENTOS METÁLICOS

Esta solução tem a vantagem de ser aplicável tanto nos apoios como ao longo do vigamento, dependendo da zona mais ou menos deteriorada e/ou da zona mais ou menos esforçada. Segundo (Branco, 2014), “é um método de fácil aplicação, de moderada intrusividade, e que não exige a remoção da madeira degradada. As chapas ou perfis metálicos são fixados à parte sã do elemento deteriorado através de parafusos ou porcas, evitando a remoção do material degradado”, como se observa na Fig.5.4. A solução origina um elemento misto, com capacidade resistente superior à solução pré-existente. O autor refere ainda que, com o passar do tempo, a capacidade de carga se reduz e pode sofrer grandes deformações. Deve atender-se às condicionantes arquitetónicas, uma vez que o impacto visual é significativo, sendo uma solução de reforço que, geralmente, não se encontra à vista.

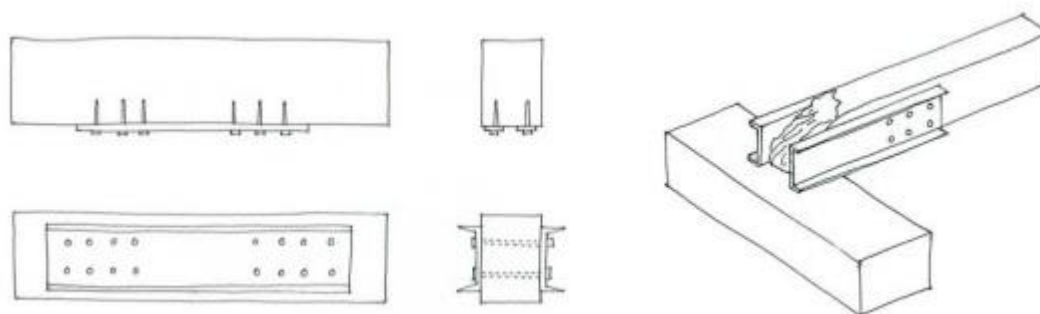


Fig. 5.4 – Reforço com elementos metálicos (Arriaga, 2002)

5.2.2.3. NOVAS ESTRUTURAS DE SUPORTE

Existe outra possibilidade, comparativamente com as soluções apresentadas anteriormente, em que, em vez de serem reforçados os elementos resistentes, estes são mecanicamente aliviados, por introdução de novas estruturas de suporte.

Uma solução possível passa pela redução do espaçamento entre vigas, através da introdução de novas vigas entre as existentes. Muitas vezes as soluções resolvem, de uma só vez, mais do que um problema. Neste caso, tal como no seguinte, a introdução de novas estruturas de suporte reduzem não só os esforços distribuídos pelos elementos resistentes, como também reduzem as deformações instantâneas ao carregamento e a longo-prazo. Como refere (Appleton, 2011), o método passa pela

colocação de novas vigas, paralelas às existentes, selecionando o material e a sua geometria, de modo a obter como resultado final o controlo pretendido da deformação do pavimento. Normalmente as vigas serão também de madeira, com altura igual à das vigas existentes, podendo fazer-se variar a espécie escolhida, em função do módulo de elasticidade e a largura das novas peças, ou recorrendo a vigas de madeira lamelada colada.

Outra solução passa, por exemplo, pela colocação de uma viga a meio vão, transversal ao pavimento, encostada à parte inferior das vigas existentes. Esta técnica, apesar de execução bastante simples, tem alguns inconvenientes. Segundo (Appleton, 2011), a primeira dificuldade estrutural relaciona-se com a necessidade de garantir elementos de apoio para a referida viga, o que significa sobrecarregar pontualmente paredes resistentes do edifício, as quais podem ter de ser igualmente reforçadas. É sempre uma verificação complementar a não esquecer e que pode inviabilizar esta solução. Uma dificuldade de natureza construtiva relacionar-se-á com a falta de disponibilidade de pé-direito livre, sem interferir com a organização normal das paredes e, em particular, das aberturas existentes para portas e janelas. Pode acontecer que a viga de reforço se oriente de tal modo que os seus apoios tenham de ser realizados sobre os lintéis de portas e janelas, sobrecarregando-os e obrigando a reforços difíceis ou mesmo inviáveis.

5.2.3. REFORÇOS PARA REDUZIR DEFORMAÇÕES

As técnicas utilizadas para reduzir as deformações no pavimentos passam, na maioria dos casos, pelo aumento de rigidez dos elementos estruturais e/ou pela melhoria nas condições de apoio. As soluções apresentadas no ponto anterior são também eficazes na redução das deformações de pavimentos.

Como foi analisado no Capítulo 4, a viga V9 (cadeia) do pavimento em estudo, revelou-se como o maior fator contribuinte de deformações no pavimento. As cadeias eram antigamente uma solução muito usual, como referido em (3.4.3.), quando o vigamento encontrava caixas de escadas, chaminés ou aberturas (janela, portas) sob a entrega das vigas, sendo este último caso bastante frequente. No sentido de tipificar uma solução estrutural na resolução deste problema, no ponto (5.3.) será detalhada uma solução que tenta, simultaneamente, apresentar baixos custos de construção, facilidade e rapidez de implementação, compatibilidade mecânica entre materiais, baixa intrusividade e consequentemente elevada reversibilidade, pouco impacto visual e possibilidade de cálculo.

5.2.4. REFORÇOS PARA MELHORAR VIBRAÇÃO

O pavimento em estudo não apresenta problemas de vibração, dado que não se justifica a intervenção a este nível. A melhoria das condições de vibração de pavimentos de madeira passa pelo aumento de rigidez dos elementos estruturais e/ou pela redução da massa associada às cargas permanentes instaladas no pavimento. Nesse sentido, qualquer uma das soluções acima mencionadas melhorariam indiretamente as condições de vibração, isto é, aumentariam os valores da frequência fundamental do pavimento.

5.2.5. DEFEITOS/ANOMALIAS LOCAIS

5.2.5.1. FENDAS DE SECAGEM

As fendas de secagem são anomalias que, dependendo do seu comprimento e profundidade, podem representar um dano grave. No pavimento em estudo foram identificadas nas vigas as fendas

existentes, como se observa no Quadro 4.3 do ponto (4.2.3.), onde apenas na viga V4 se verificou uma fenda com dimensões consideráveis. Esta fenda apresenta-se na zona inferior da viga, ou seja, na área da secção correspondente às tensões de tração. Ora, sabendo que a capacidade resistente aos esforços de tração são superiores aos de compressão, principalmente na madeira maciça, esta fenda não deverá representar perigo. Esta conclusão apoia-se ainda no fato de não existir uma fenda paralela na face oposta, não correndo o risco de divisão da peça em duas secções transversais. Outro elemento importante na avaliação da fenda consiste na sua estabilização; uma vez que a estrutura já está em serviço há pelo menos 100 anos, prevê-se que o processo de secagem dos elementos estruturais em madeira esteja estabilizado, não existindo uma preocupação acrescida com o aumento de fendas existentes. Para a viga V4, sugere-se a primeira intervenção a seguir apresentada (Fig.5.4), sendo posteriormente apresentadas mais algumas soluções de reparação desta anomalia.

Segundo (Branco, 2014), “é possível reparar fendas em elementos de madeira recorrendo a resinas epoxídicas e varões de reforço; chapas e perfis metálicos e parafusos de porca”. Quanto à metodologia, “as resinas epoxídicas e os varões de reforço, em aço inox ou materiais compósitos, são colocados transversalmente às fendas, permitindo a sua devida selagem. É feita a limpeza da fenda e injeção de resina epoxídica. Posteriormente, são executados furos transversais à fenda, nos quais se introduzem os varões de reforço e resina epoxídica”, como se observa na Fig.5.5. Esta solução tem ainda a vantagem de reduzir (ou repor) a superfície de exposição ao fogo.



Fig. 5.5 – Reparação de fendas com cola epoxídica e varões de reforço (Lopes, 2009)

Outra solução apresentada pelo autor passa pela utilização de chapas metálicas, cujo objetivo principal passa por reduzir e evitar a propagação das fendas nos elementos pré-existentes. Quanto à metodologia, “as chapas são colocadas paralelamente ao plano da fenda nas faces opostas do elemento a reforçar, e ligadas por parafusos de porca”, como se observa na Fig.5.6. Tal como mencionado em (5.3.2.1.), para vigas de secção circular é necessário efetuar um ligeiro falqueamento da superfície da viga em contato com o elemento metálico a receber. Esta solução permite uma maior continuidade do elemento e um aumento da sua rigidez. A aplicação da chapa confere ao elemento a reforçar uma maior continuidade e um aumento de rigidez. A solução tem, contudo, alguns inconvenientes, como por exemplo o impato visual ou ainda a necessidade de apertar com regularidade os parafusos para que funcione eficazmente.

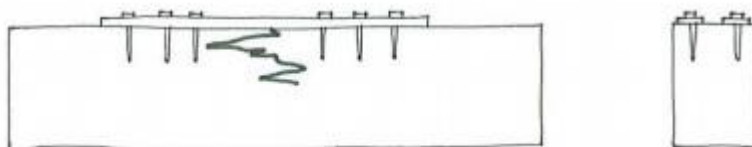


Fig. 5.6 – Reparação de fendas com chapa metálica exterior (Arriaga, 2002)

Existe a possibilidade de utilizar perfis metálicos em vez de chapas. Apesar de o objetivo principal ser o mesmo das chapas, os perfis ao serem colocados lateralmente proporcionam ao elemento a reforçar um aumento da secção útil. A ligação entre o elemento de madeira e os perfis é efetuada por parafusos ou pernos, como se representa na Fig.5.7.

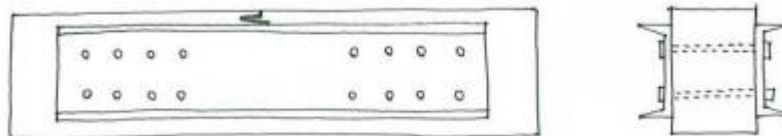


Fig. 5.7 – Reparação de fenda com perfis metálicos laterais (Arriaga, 2002)

5.2.5.2. ATAQUE BIOLÓGICO

O ataque biológico, como referido em (4.2.3.), é essencialmente potenciado pela presença de água. A estabilização e controlo do teor de humidade dos elementos estruturais em madeira constituem uma medida essencial na prevenção ao ataque biológico.

No ponto acima referido foram identificados os elementos de madeira afetados e ainda os tipos de ataque associados a cada um: fungos de podridão e caruncho.

Segundo (Cruz, 2011), face ao ataque da madeira por agentes biológicos, é necessário sustentar a progressão da degradação (ação curativa) e impedir a recorrência dos problemas (ação preventiva).

Em termos gerais, o autor defende que devem ser consideradas as seguintes ações:

- Secagem da madeira, se aplicável;
- Limpeza;
- Eventual tratamento preservador inseticida e/ou fungicida da madeira que permanece no local;
- Eventual tratamento preservador da madeira suscetível de ataque que venha a ser introduzida na obra.

Refere também que só após a identificação e a resolução dos problemas, incluindo a secagem dos materiais e o eventual tratamento preservador das madeiras a manter no local, é que as reparações e substituições deverão ser realizadas.

5.3. SUGESTÃO DE MELHORIA

A avaliação de segurança efetuada no ponto (4.5) juntamente com uma interpretação qualitativa do comportamento estrutural do pavimento, levaram à conclusão sobre a real necessidade de intervir no sentido de reduzir as deformações apresentadas pelo pavimento. A solução apresentada neste ponto pretende não só resolver este caso, como também outros casos semelhantes, através do mesmo esquema estrutural, alterando-se apenas as dimensões de caso para caso. Contudo, existem condicionantes de projeto às quais é necessário atender.

Uma condicionante desta solução passa pelo desnível inferior entre as entregas das vigas que recebem a cadeia, como entre a própria cadeia, não sendo possível a aplicação de um elemento horizontal rígido que esteja, simultaneamente, em contato com todos os elementos estruturais existentes. A questão dos apoios é também importante, uma vez que não se pretende alterar a forma como o vigamento descarrega entre si e nas paredes de alvenaria. Desta forma, há que considerar a impossibilidade de descarregar sobre a padieira da janela. A janela é também uma condicionante, no sentido em que a

abertura em que se localiza ocupa quase a totalidade do pé direito do compartimento, deixando apenas um altura de 0,20m para a implementação de qualquer elemento de suporte.

A solução sugerida passa pela aplicação de uma cantoneira metálica invertida sob a cadeia, conferindo-lhe apoio, e aparafusada à parede de alvenaria. As duas ligações previstas para este perfil metálico são localizadas sob as entregas das vigas V3 e V6. Com esta disposição, a cantoneira elimina quase na totalidade as deformações observadas na cadeia e absorve os esforços que a cadeia transmite às vigas V3 e V6. A escolha dos pontos de ligação da cantoneira à parede está condicionada pela transmissão de esforços anteriormente observada, entre o vigaumento e a parede. Visto não se terem observado danos na parede associados ao comportamento mecânico do pavimento, é razoável intervir não alterando a transmissão de esforços à parede; efetuando a ligação do perfil metálico sob as vigas V3 e V6, a parede de alvenaria absorve os mesmos esforços que anteriormente. Para o nivelamento da cantoneira com a cadeia, são colocados calços de madeira folhosa mais dura que a pré-existente, para que desta forma não ocorra o esmagamento do calço, sendo necessário acertar o teor de humidade dos calços com o dos elementos de madeira em contato. Do ponto de vista arquitetónico, é uma solução viável no sentido em que não interfere com os acabamentos do teto, isto é, o volume ocupado é extremamente pequeno, sendo facilmente disfarçado por soluções a definir pela arquitetura. Soldando cutelos na cantoneira, sob as vigas V3, V4, V5 e V6, a solução ficaria mais rígida, contudo para facilitar as soluções arquitetónicas no acabamento do teto, optou-se por não o fazer.

Quanto à metodologia construtiva, o processo passa, de um modo geral, pelas seguintes etapas:

- Escoramento das vigas V3, V4, V5, V6 e cadeia;
- Furação da parede para receber os parafusos de ligação entre a cantoneira e a parede de alvenaria;
- Fixação do perfil metálico;
- Posicionamento dos calços de madeira;
- Colocação da estrutura em carga, retirando as escoras.

A solução é relativamente simples, exequível e facilmente extrapolada para casos semelhantes, sendo apenas necessário efetuar as devidas verificações de segurança. É também uma solução pouco intrusiva e reversível, do ponto de vista em que não são substituídos elementos pré existentes nem tão pouco estes são danificados. A única alteração propriamente dita é a furação da parede para a introdução dos parafusos; contudo, considera-se uma alteração desprezável pelas dimensões associadas. É necessário salvaguardar a correta execução da ligação dos parafusos à parede, verificando previamente a qualidade da alvenaria na zona de ligação.

Do ponto de vista orçamental, efectuou-se uma consulta dos preços de mercado e concluiu-se que, já com mão-de-obra incluída, a solução rondará valores entre os 150€ e os 200€. Este intervalo abrange a variabilidade de custos associados à intervenção, sendo estimado para esta, concretamente, o seguinte valor:

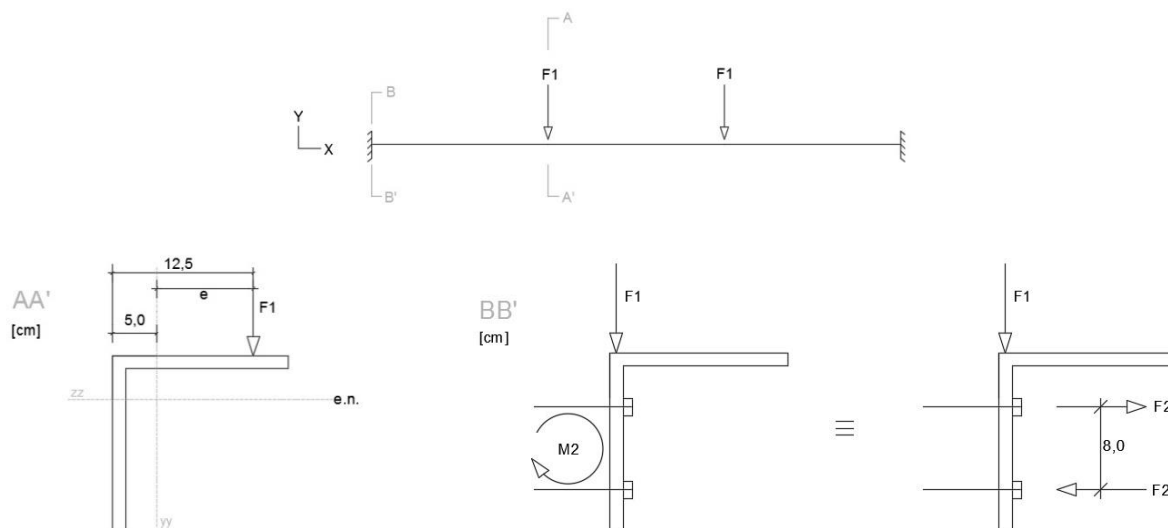
- 2,0 €/Kg;
- Perfil metálico L 180*180*16;
- Peso do perfil metálico por metro: 43,5 Kg/m;
- Comprimento necessário para o perfil metálico: 2,0m;
- Preço final: 174€.

Outra questão associada a intervenções estruturais de reabilitação passa pela possibilidade de cálculo. A solução proposta também se revela relativamente simples neste aspeto. No Quadro 5.1 é apresentada a memória de cálculo justificativa da intervenção. Neste processo, a condicionante não passou pelo

dimensionamento do perfil e/ou das ligações em função da capacidade de carga, mas sim do comprimento necessário da aba da cantoneira para que fosse possível conferir apoio à cadeia e ainda com excentricidade reduzida. Nesse sentido optou-se pelo perfil metálico L 180*180*16. Os desenhos de pormenor são apresentados no Anexo D.

Quadro 5.1 – Memória de cálculo justificativa da intervenção

1. Modelo de Cálculo



2. Cargas atuantes

F1 - carga pontual transmitida ao perfil metálico pelas vigas V4, V5 e cadeia, através dos calços de madeira

M1 e F2 - esforços internos gerados pela carga F1

ELS

	F1=5,25 kN
	F2=8,25 kN
	M2=0,40 kN/m

ELU

	F1=8,00 kN
	F2=12,5 kN
	M2=0,60 kN/m

3. Esforços máximos ao longo do perfil metálico

ELS

	V,Ed=5,25 kN
	M,Ed,y=2,30 kN/m
	M,Ed,x=0,40 kN/m

ELU

	V,Ed=8,00 kN
	M,Ed,y=3,40 kN/m
	M,Ed,x=0,60 kN/m

4. Características do perfil metálico		
L 180*180*16 S235		
h (=b)		180 mm
t		16 mm
r1		18 mm
r2		9 mm
y,s (=z,s)		50,2 mm
Peso		43,5 kg/m
I,y (=I,z)		1682 cm ⁴
w,y (=w,z)		129,7 cm ³
iy (=iz)		5,52 cm
E		210 GPa
5. Características dos parafusos		
M12		
classe 8.8		
f,yb		640 MPa
f,ub		800 MPa
d,0		13 mm
A		113 mm ²
A,s		84 mm ²
6. Atribuição da classe do perfil metálico (EC3 - 1 -1, Quadro 5.2)		
h/t		11,25
ε		1
f,y		235 MPa
$h/t \leq 15*\varepsilon$		1ª verificação - Ok
$(b+h)/(2*t)$		11,25
$11,5*\varepsilon$		11,5
$(b+h)/(2*t) \leq 11,5*\varepsilon$		2ª verificação - Ok
classe 3 - cálculo elástico sem redução de secção		

7. Verificação de segurança do perfil metálico		
A _{net}		53,47 cm ²
A _v		41,6 cm ²
f _y		235 MPa
γ _{m0}		1,0
γ _{m2}		1,25
f _u		360 MPa
w _y (=w _z)		129,7 cm ³
Zona bruta da secção		
V _{Rd}		563 kN
V _{Ed}		8,0 kN
V _{Ed} < V _{Rd}		Ok
M _{Rd}		24,4 kN/m
M _{Ed,y}		3,40 kN/m
M _{Ed,y} < M _{Rd}		Ok
Zona útil da secção		
V _{Rd}		1225 kN
V _{Ed}		8,0 kN
V _{Ed} < V _{Rd}		Ok
8. Verificação de segurança dos parafusos		
Ligação tipo B (resistente ao escorregamento em ELS, EC3 - 1 - 8, (3.4.2.) Quadro 2)		
Verificação da resistência ao escorregamento da ligação em ELS		
F _{v,Ed,ser}		5,25 kN
F _{s,Rd,ser} (com 2 parafusos à tracção)		6,24 kN
F _{v,Ed,ser} < F _{s,Rd,ser}		Ok
Verificação da resistência ao corte da ligação em ELU		
F _{v,Ed}		8,0 kN
F _{v,Rd}		130,2 kN
F _{v,Ed} < F _{v,Rd}		Ok
Verificação da resistência ao esmagamento da aba da cantoneira		
F _{v,Rd} (1 parafuso)		43,4 kN
N _{u,Rd}		780 kN
F _{v,Rd} < N _{u,Rd}		Ok

A validação desta solução relativamente à redução de deformações no pavimento foi efetuada, sendo para tal utilizada uma estratégia algo conservativa, porém, com resultados satisfatórios. Mais uma vez, recorreu-se ao programa de cálculo automático ROBOT, para a obtenção das deformações máximas. Quanto aos pressupostos assumidos neste novo modelo, onde já é considerada a cantoneira metálica, a estratégia passou por colocar apoios simples sob a viga V3 e V6, exatamente na zona de ligação da cantoneira com a parede de alvenaria. Desta forma, as deformações nas vigas V3 e V6 apenas iniciam, longitudinalmente, a partir deste ponto. Não foi considerado o aumento de inércia proporcionado à

cadeia pela cantoneira metálica, que reduziria as deformações no pavimento, contudo, as deformações previstas com os pressupostos acima mencionados mostram uma melhoria do comportamento, como se observa no Quadro 5.2, cumprindo os limites previstos pelo Eurocódigo 5.

Quadro 4.19 – Controlo de deformações do pavimento após intervenção

Viga	L [m]	u,inst [mm]	u,inst = L/x	Controlo a curto prazo	u,fin [mm]	u,fin = L/x	Controlo a longo prazo
V5	5,10	13,0	L/392	L/300 a L/500	16,2	L/315	L/150 a L/300

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Neste capítulo sumarizam-se as etapas realizadas ao longo deste trabalho, bem como as principais conclusões obtidas.

Este trabalho teve como objetivo a análise de comportamento de elementos estruturais em madeira, concretamente em pavimentos antigos. Pretendeu-se analisar as características físicas e mecânicas da madeira como material estrutural, nomeadamente a madeira serrada, que representa a solução tipo utilizada na construção antiga, tanto para pavimentos, como para coberturas.

O fato de se tratar de um caso de estudo de um edifício antigo, remeteu para a necessidade de se abordar a questão relacionada com a reabilitação. Para tal, apresentaram-se alguns princípios e valores atribuídos ao património edificado, bem como a metodologia a seguir num processo de reabilitação de edifícios antigos. Esta metodologia foi assim seguida no trabalho efetuado, apresentando benefícios, como mais à frente se comentará.

Uma fase importante num processo de reabilitação consiste em efetuar um levantamento exaustivo a nível arquitetónico, construtivo e estrutural. Esse trabalho foi efetuado, revelando-se deveras enriquecedor, visto se tratar de um edifício cuja construção remonta ao século XVIII. Apesar de não ser tão frequente a observação e constatação das metodologia construtivas adotadas naquela época, principalmente numa fase em que o edifício se encontra “despido”, isto é, com o esqueleto estrutural à vista, aconselha-se vivamente o interesse e a procura por casos semelhantes, uma vez que estes edifícios mais nobres (concretamente da cidade do Porto) apresentam sempre um ou outro apontamento de particular interesse. A título de exemplo, refira-se, a nível construtivo, a camada de betume aplicada no piso térreo para efetuar um corte hídrico, ou a nível estrutural, em que o/os projetistas tiraram partido da disposição em planta das paredes resistentes, na medida em que as vigas descarregam alternadamente no corredor central, conseguindo com isto reduzir as deformações no vão.

A madeira foi o material estudado neste trabalho, sendo ela a constituinte dos pavimentos elevados do edifício. O reconhecimento das potencialidades da madeira passa pela análise das características mecânicas e pela comparação com outros materiais. Revela-se um material com excelente capacidade resistente à flexão, acrescido do fato de a sua relação resistência/peso ser aproximadamente 1,5 vezes superior à do aço e cerca de 10 vezes superior à do betão. O material apresenta melhores capacidades resistentes na direção perpendicular ao fio, sendo a resistência à compressão a de menor valor, e capacidades resistentes bastante mais reduzidas na direção paralela ao fio, razão que reside no crescimento natural da madeira, tratando-se de uma material natural e orgânico, de origem celular.

Relativamente à sua classificação, o processo passa por duas fases, a primeira onde se atribui uma classe de qualidade, e a segunda onde se atribui uma classe de resistência. Contudo, este processo não está normalizado para elementos estruturais de madeira antigos, sendo sugerido para a madeira antiga uma metodologia que passa pela identificação da espécie, identificação das principais propriedades físicas e mecânicas retiradas da bibliografia ou avaliadas por ensaios representativos, e posterior atribuição da classe de resistência segundo o ponto 6.2.2. da norma EN 338. Ora, este processo, para além de moroso, é pouco rigoroso. Do ponto de vista de projeto, esperar por todo o processo para saber com um significativo grau de incerteza a classe resistência assumida nas verificações de segurança parece pouco viável. A própria atribuição de propriedades físicas e mecânicas por ensaios representativos não é extremamente fiável, na medida em que estas propriedades são, na maioria dos casos, obtidas por correlações experimentais. Assumem-se assim valores, por vezes, demasiado conservativos quanto às características resistentes do material em serviço. Nesse sentido, conclui-se que este fato representa uma lacuna no projeto em madeira, servindo este trabalho para incentivar o avanço neste campo.

Uma correta campanha de inspeção e diagnóstico no processo de reabilitação, permite combater de algum modo as incertezas associadas à madeira enquanto material estrutural. Neste trabalho, concretamente no estudo do pavimento, foram efetuados levantamentos da estrutura (geometria, ligações, etc.), dos materiais e dos danos. Este levantamento permitiu afinar as verificações de estabilidade estrutural, bem como identificar as causas dos danos observados, permitindo intervir com maior eficácia na resolução de problemas. Por estes motivos e em jeito de conclusão, aconselha-se despendar algum tempo numa fase prévia a qualquer intervenção, na medida em que este tempo pode ser justificado posteriormente com intervenções mais rentáveis e menos intrusivas no edificado.

Nesta fase de inspeção e diagnóstico é importante a realização de ensaios *in situ*, principalmente não-destrutivos. Neste trabalho houve apenas a oportunidade/disponibilidade de determinar os teores em água dos elementos estruturais em madeira, bem como as frequências de vibração do pavimento por intermédio de um sismógrafo. , Quanto ao primeiro, permitiu, através da distribuição das percentagens de humidade, prever as zonas de potenciais ataques por agentes bióticos, bem como detetar as zonas de menor impermeabilização e/ou arejamento. Quanto ao sismógrafo, os resultados permitiram calibrar o modelo numérico relativamente aos pressupostos assumidos, como por exemplo as ligações aos apoios, entre elementos ou ainda a rigidez longitudinal e transversal do pavimento. Esta calibração permite prever com maior aproximação à realidade o comportamento estático e dinâmico da estrutura, face às cargas atuantes e ações a que está sujeita.

Comparativamente aos modelos de cálculo da frequência fundamental de pavimentos previstos pelo Eurocódigo 5, a modelação numérica e a modelação experimental revelam que o método do Eurocódigo 5 é demasiado conservativo, apresentando valores cerca de 30% inferiores aos reais. A verificação ao Estado Limite de Vibração torna-se assim um entrave na maioria dos casos, “obrigando” a intervenções que podem ser desnecessárias. Esta verificação não tem obrigatoriamente que ser cumprida, na medida em que não compromete a estabilidade do edifício, podendo o utilizar optar por aceitar o desconforto associado a reduzidas frequências de vibração. Conclui-se, assim, que a determinação da frequência fundamental de vibração através de ensaios *in situ* é vantajosa num posterior processo de decisão de intervir.

Finalmente, numa fase final do trabalho, foram apresentadas algumas soluções de reforço estrutural associadas aos potenciais problemas, danos ou incumprimentos em pavimentos de madeira. Foram sendo sugeridas as que eventualmente se aplicariam ao caso de estudo.

Efetuuou-se também uma sugestão de melhoria, fundamentada e com elementos gráficos para execução, onde se demonstra que é possível optar por soluções simples e pouco intrusivas, compatíveis com variadíssimas condicionantes de projeto. A solução apresentada pretende sistematizar a resolução de um problema frequentemente observado em edifícios antigos, associado a deformações excessivas pela utilização de cadeias junto às paredes de apoio das vigas do pavimento. A solução revela-se prática, exequível, executada com rapidez e com baixo custo.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do trabalho realizado nesta dissertação, com base na pesquisa bibliográfica efetuada, na maior ou menor dificuldade com que se obtiveram resultados e com base nesses mesmos resultados, sugerem-se alguns temas a desenvolver futuramente:

- a) Desenvolvimento de metodologias na classificação da madeira portuguesa;
- b) Sistematização de reforços para danos correntemente observáveis em estruturas de madeira;
- c) Desenvolvimento de campanhas de ensaios não-destrutivos e comparação com correlações existentes às propriedades físicas e mecânicas da madeira;
- d) Caracterização experimental do comportamento de reforços em pavimentos de madeira;
- e) Alargamento do âmbito no estudo de casos semelhantes ao desta dissertação, nomeadamente ao estudo do comportamento e caracterização de elementos estruturais em madeira e alvenaria.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APPLETON, João (2011) - Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção. Lisboa: Orion. ISBN 972-8620-03-9.
- ARRIAGA, F. (2002) - Intervencion de estructuras de madera, AITIM, Madrid
- BRANCO, J. (2014) - Reforço de elementos existentes em madeira, Seminário *Intevir em construções existentes em madeira*. Universidade do Minho, Guimarães
- CEN (2002) - EC1 - Acções em estruturas. NP ENV 1991. Lisboa:
- (2004) - EC5 - Projecto de Estruturas de Madeira. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. NP ENV 1995-1-1. Lisboa: IPQ.
- (2009a) - EC0 - Bases para o dimensionamento de estruturas - NP EN 1990.
- (2009b) - EN 338 Structural timber. Strength classes.
- (2010) - EC3 - Projecto de Estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. NP EN 1993
- (2010) - EC3 - Projecto de Estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de Ligações. NP EN 1993
- CÓIAS, Vítor (2006) - Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios. Lisboa: IST PRESS. ISBN 978-972-8469-53-5.
- COSTA, F. P. (1955) - Enciclopédia Prática da Construção Civil. Lisboa
- COSTA, L.F.S. (2009) - Tipificação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edifícios antigos. Relatório de projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre em Engenharia Civil – Especialização em Construções Civas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- CRUZ, H. (2011) - Inspecção, Avaliação e Conservação de Estruturas de Madeira. 1ª Jornadas de Materiais de Construção. Lisboa
- DIAS, Tiago Ilharco de Moura Pinho (2012) - Pavimentos de madeira em edifícios antigos : diagnóstico e intervenção estrutural.
- FARIA, A. (2002) - "Reabilitação de coberturas em madeira em edifícios históricos" - A intervenção no Património; Práticas de Conservação e Reabilitação. Porto
- FARIA, A. (2006) - Apontamento da Disciplina de Reabilitação Estruturas de Madeira. 2ª. Porto: FEUP.
- FERNANDES, Manuel de Matos (2012) - Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais. ISBN 978-972-752-148-7.
- FREITAS, Vasco Peixoto de (2012) - Manual de Apoio ao Projecto de Reabilitação de Edifícios Antigos. Porto: Ordem dos Engenheiros da Região Norte. ISBN 978-972-99918-7-5.
- ICOMOS (2004) - Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico. In 2004.

- LOPES, M.C., Faria J.A. (2009) - Tipificação de soluções de reabilitação de estruturas de madeira em coberturas de edifícios antigos. PATORREB, 3º Encontro sobre Patologia e Reabilitação dos Edifícios
- MELUCCO, Naeyer, Kadluczka, Michalowski, Cristinelli (2000) - Carta de Cracóvia. In PRINCÍPIOS PARA A CONSERVAÇÃO E RESTAURO DO PATRIMÓNIO CONSTRUÍDO. 2000.
- NEGRÃO, J.; Faria, A. (2009) - Projecto de Estruturas de Madeira. Publindústria. ISBN 978-972-8953-36-2.
- OLIVEIRA, E. V., Galhano, F. (2003) - Portugal Perto - Arquitetura Tradicional Portuguesa. Lisboa: Publicações Dom Quixote.
- PATRÍCIA CARVALHO, Nuno Sousa (2015) - Antigo Governo Civil, Porto. Alguém que o Aproveite. PÚBLICO [Em linha].
- TEIXEIRA, J. J. L. (2004) - Descrição do Sistema Construtivo da Casa burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal. FAUP, Porto: Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica.
- TRADA (1998) - Vibration in timber floors. TRADA Technologi Ltd, Hughenden Valley, High Wycombe, Bucks [Em linha].
- ZORETA, L. C. (1896) - Curso de Mecânica y tecnologia de los Edifícios Antiguos. Madrid: COAM.

ANEXOS

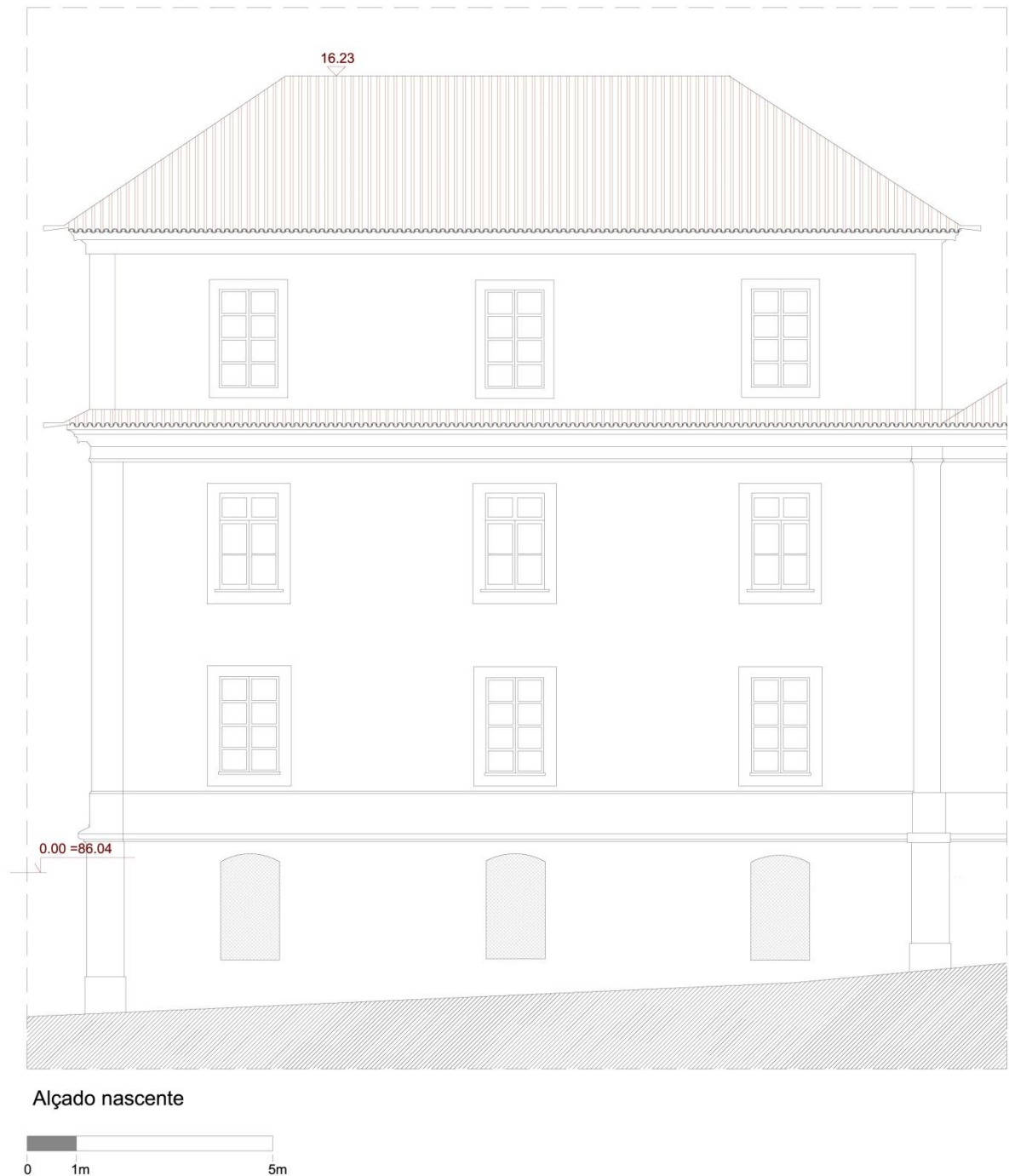
ANEXO A – LEVANTAMENTO ARQUITETÓNICO.....	3
A.1. ALÇADO NASCENTE.....	5
A.2. ALÇADO SUL.....	7
A.3. ALÇADO POENTE	9
A.4. PLANTA PISO -1	11
A.5. PLANTA PISO 0	13
A.6. PLANTA PISO 1	15
A.7. PLANTA PISO 2	17
A.8. PLANTA COBERTURA	19
A.9. CORTE “AA”	21
 ANEXO B – LEVANTAMENTO CONSTRUTIVO.....	 23
B.1. CORTE CONSTRUTIVO	25
B.2. PORMENORES P1 E P2	27
B.3. PORMENORES P3, P4 E P5.....	29
B.4. PORMENORES P6 E P7.....	31
 ANEXO C – LEVANTAMENTO ESTRUTURAL	 33
C.1. PLANTA PISO -1 ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 0	35
C.2. PLANTA PISO 0 ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 1	37
C.3. PLANTA PISO 1 ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 2.....	39
C.4. PLANTA PISO 2 ESTRUTURA COBERTURA.....	41
 ANEXO D – INTERVENÇÃO ESTRUTURAL.....	 43
D.1. VISTA GERAL	45
D.2. PORMENORES P1 E P2.....	47
D.3. ALÇADO 1.....	49
D.4. ALÇADO 2	51

D.5. CORTE AA'	53
D.6. CORTE BB'	55

A

LEVANTAMENTO ARQUITETÓNICO

A.1. ALÇADO NASCENTE



A.2. ALÇADO SUL



Alçado sul



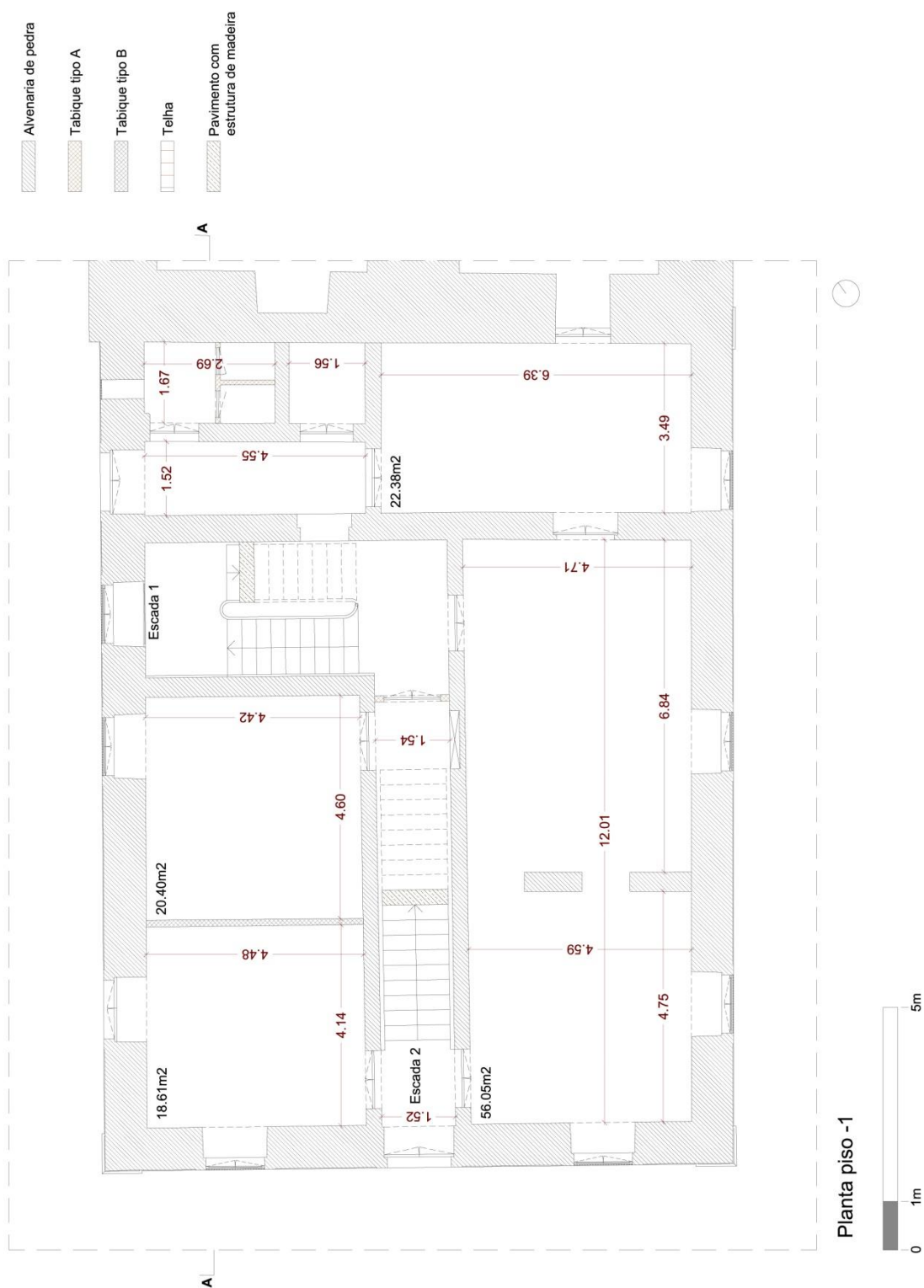
A.3. ALÇADO POENTE



Alçado poente



A.4. PLANTA PISO -1



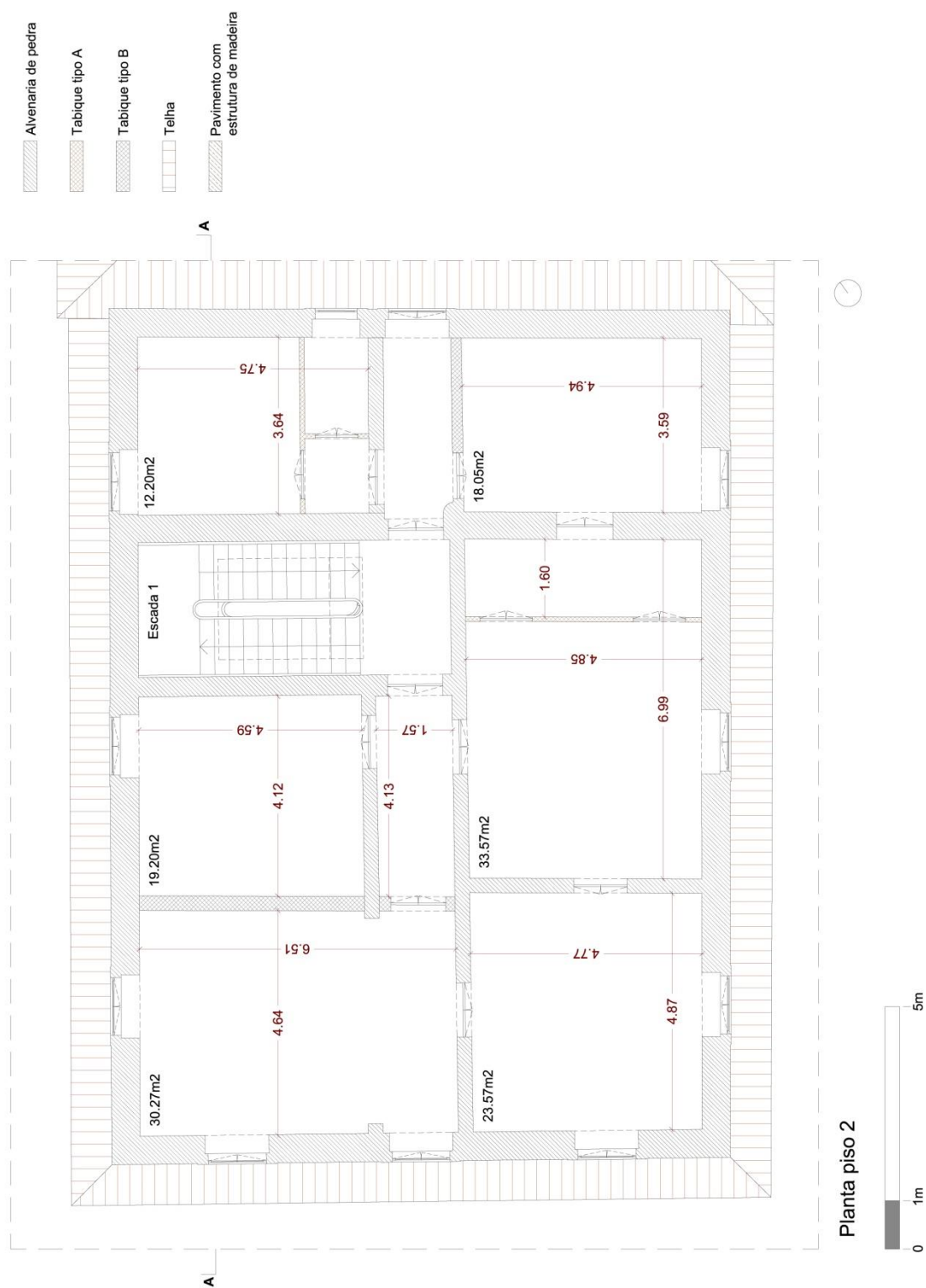
A.5. PLANTA PISO 0



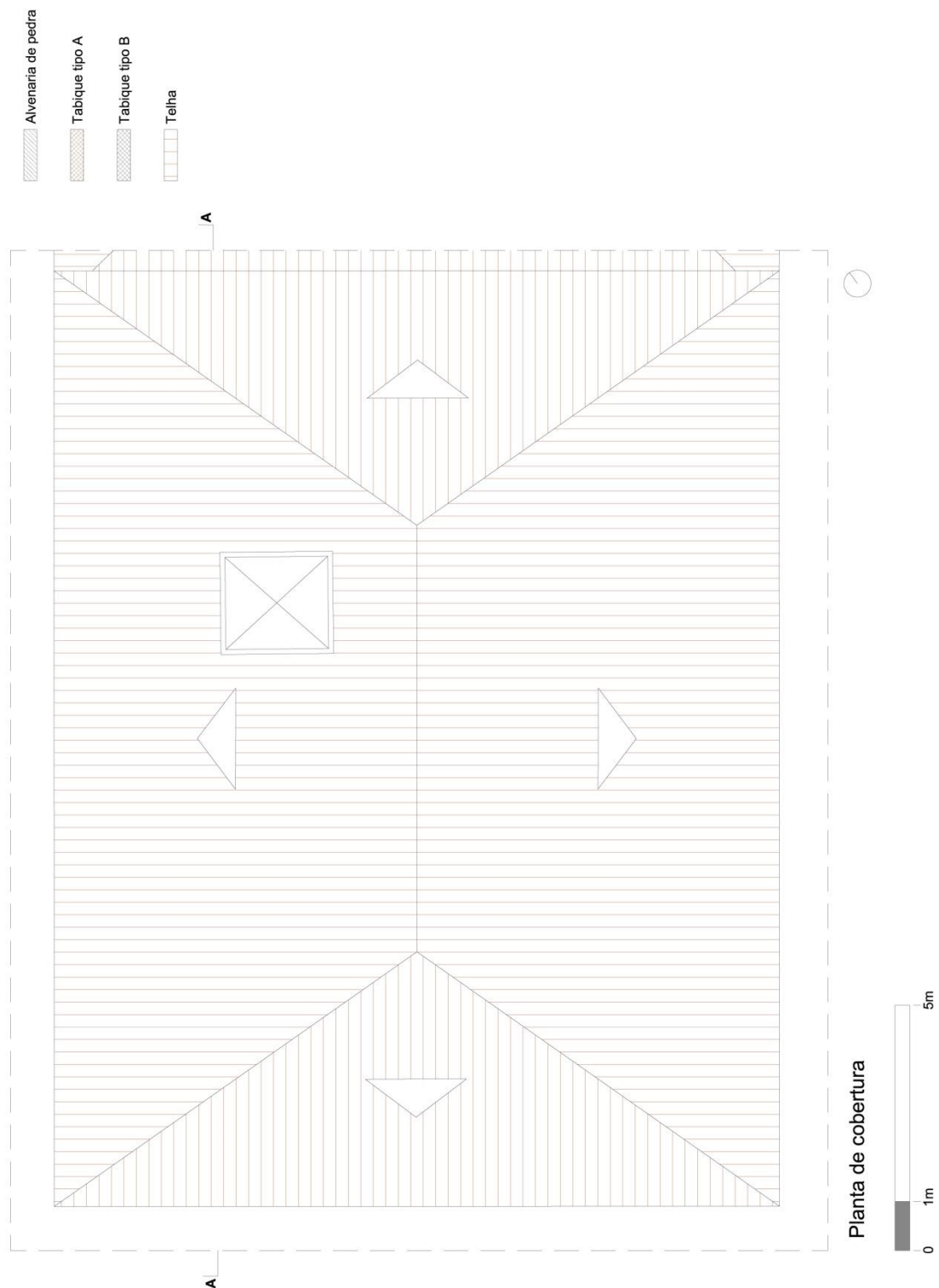
A.6. PLANTA PISO 1



A.7. PLANTA PISO 2



A.8. PLANTA COBERTURA



A.9. CORTE “AA”



Corte AA



Alvenaria de pedra

Tabique tipo A

Tabique tipo B

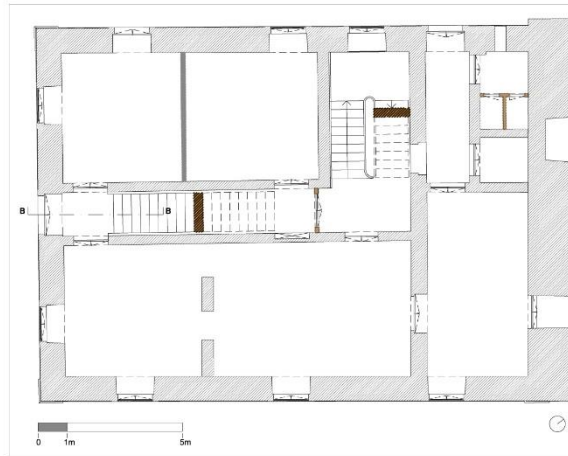
Pavimento com estrutura de madeira

Laje térrea em pedra

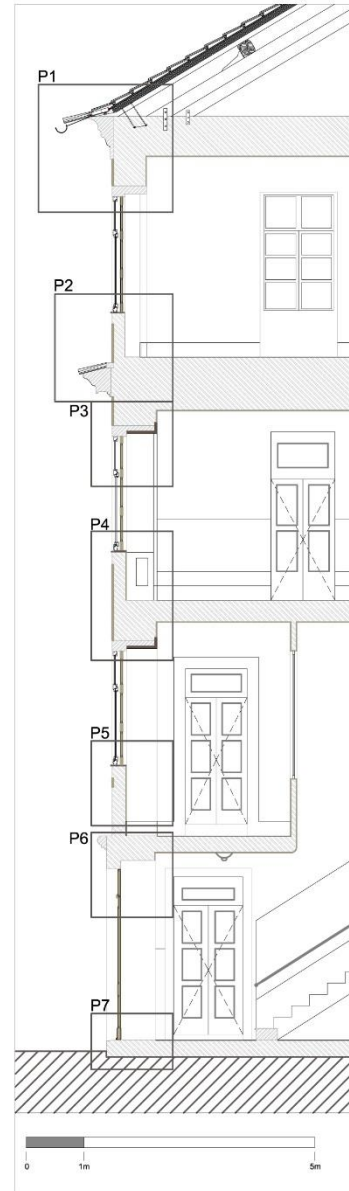
B

LEVANTAMENTO CONSTRUTIVO

B.1. CORTE CONSTRUTIVO

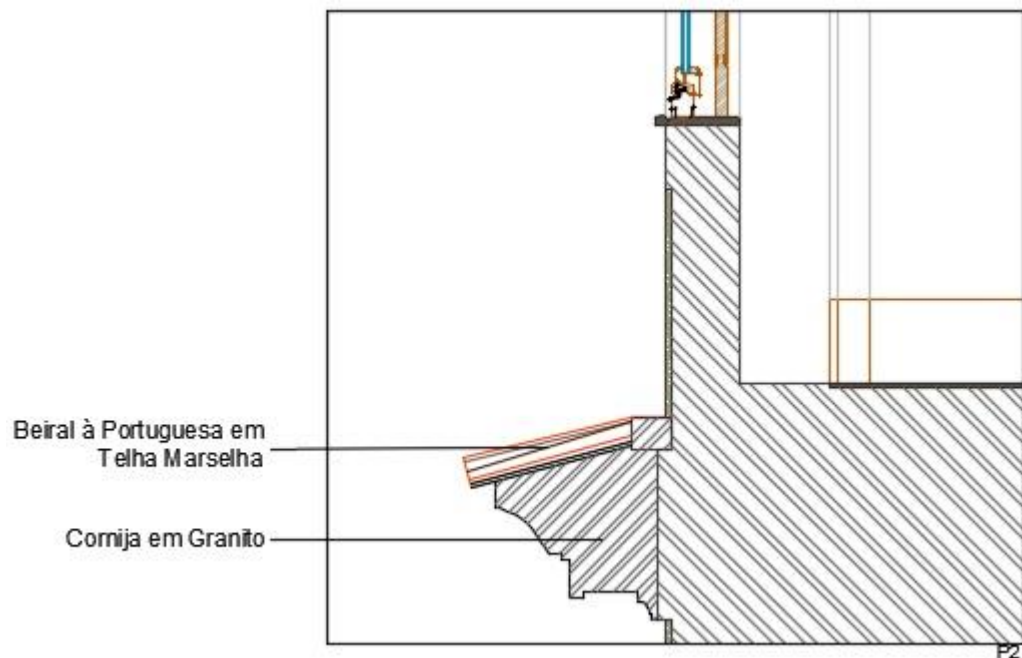
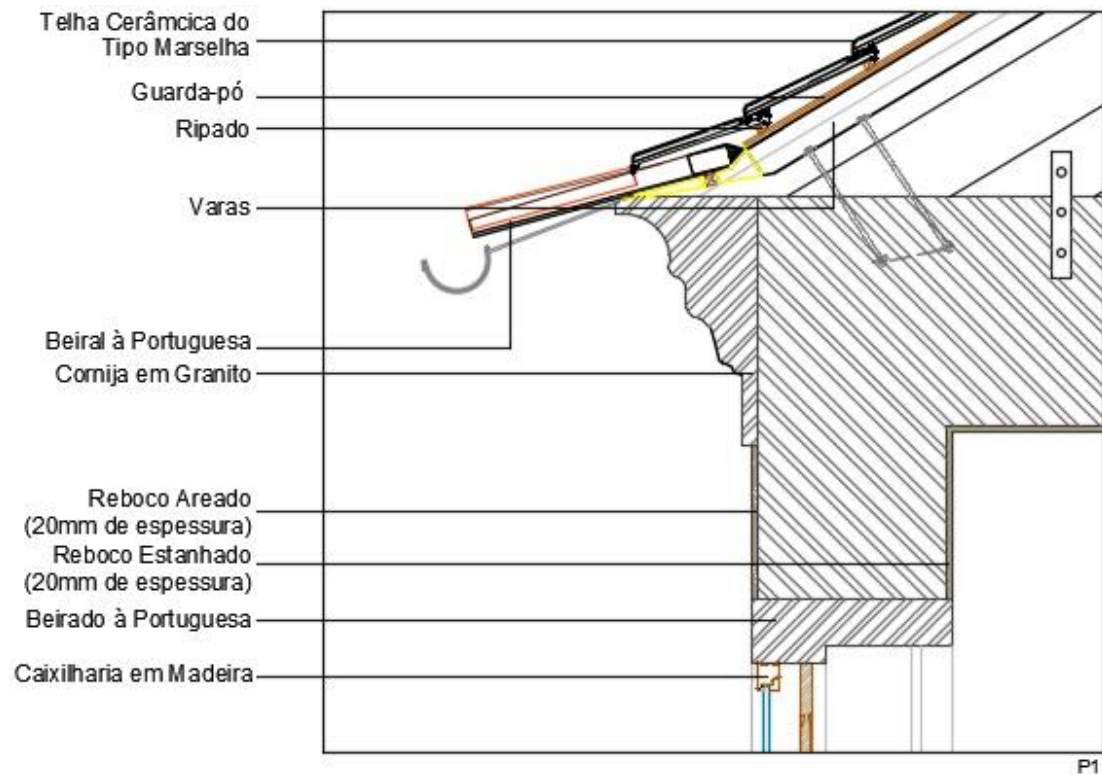


Planta piso -1
(marcação do corte construtivo)

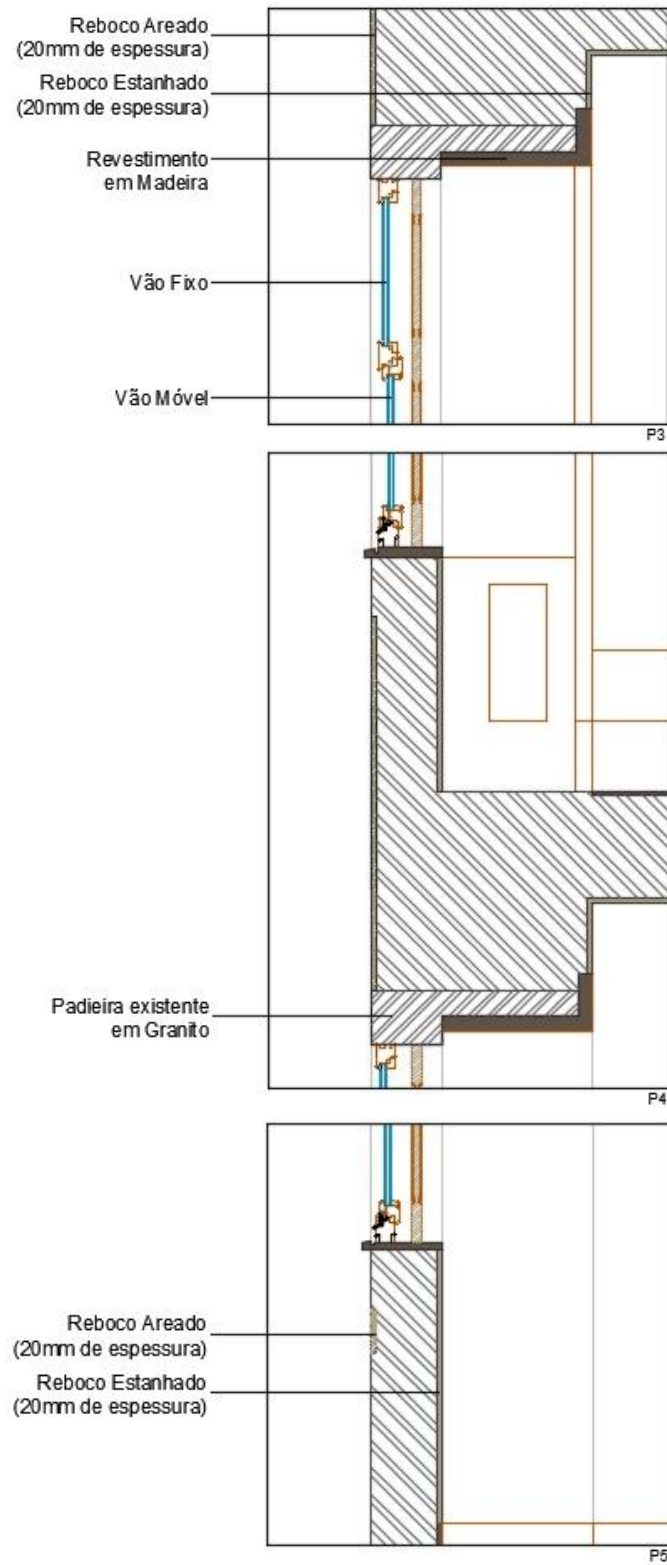


Corte BB

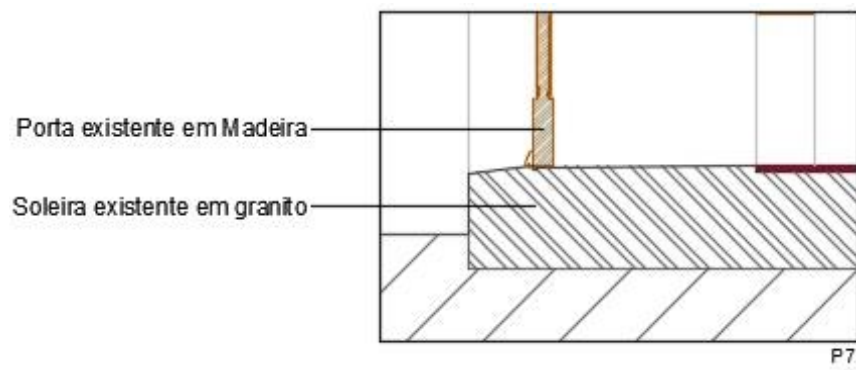
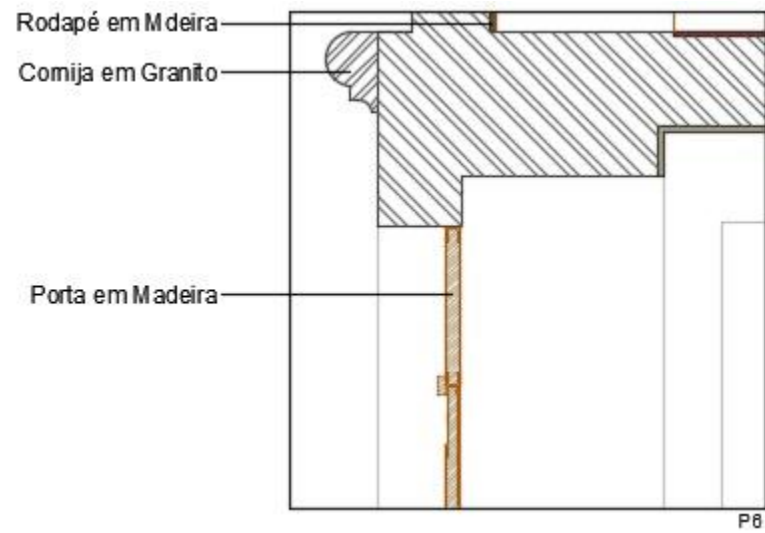
B.2. PORMENORES P1 E P2



B.3. PORMENORES P3, P4 E P5



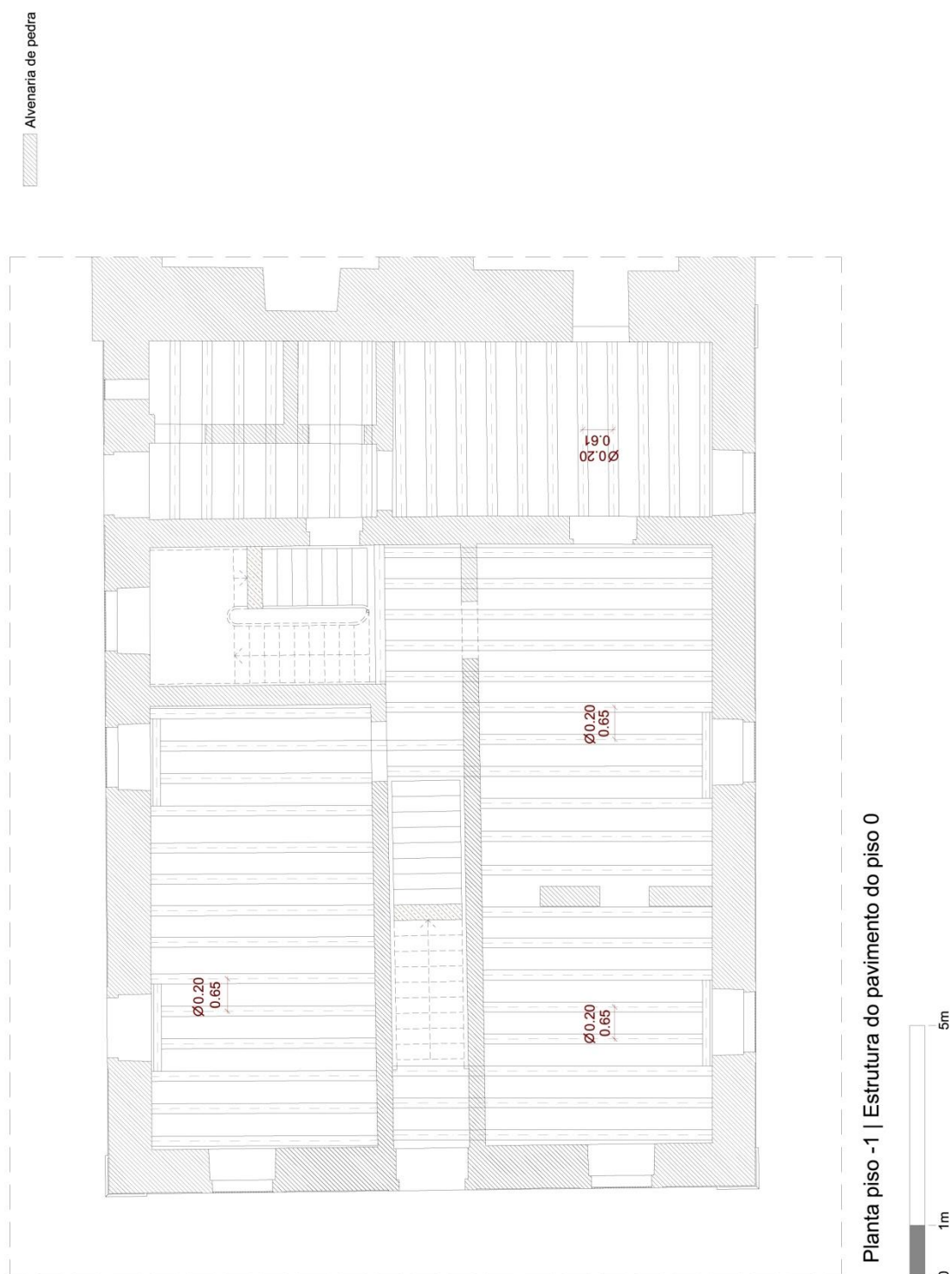
B.4. PORMENORES P6 E P7



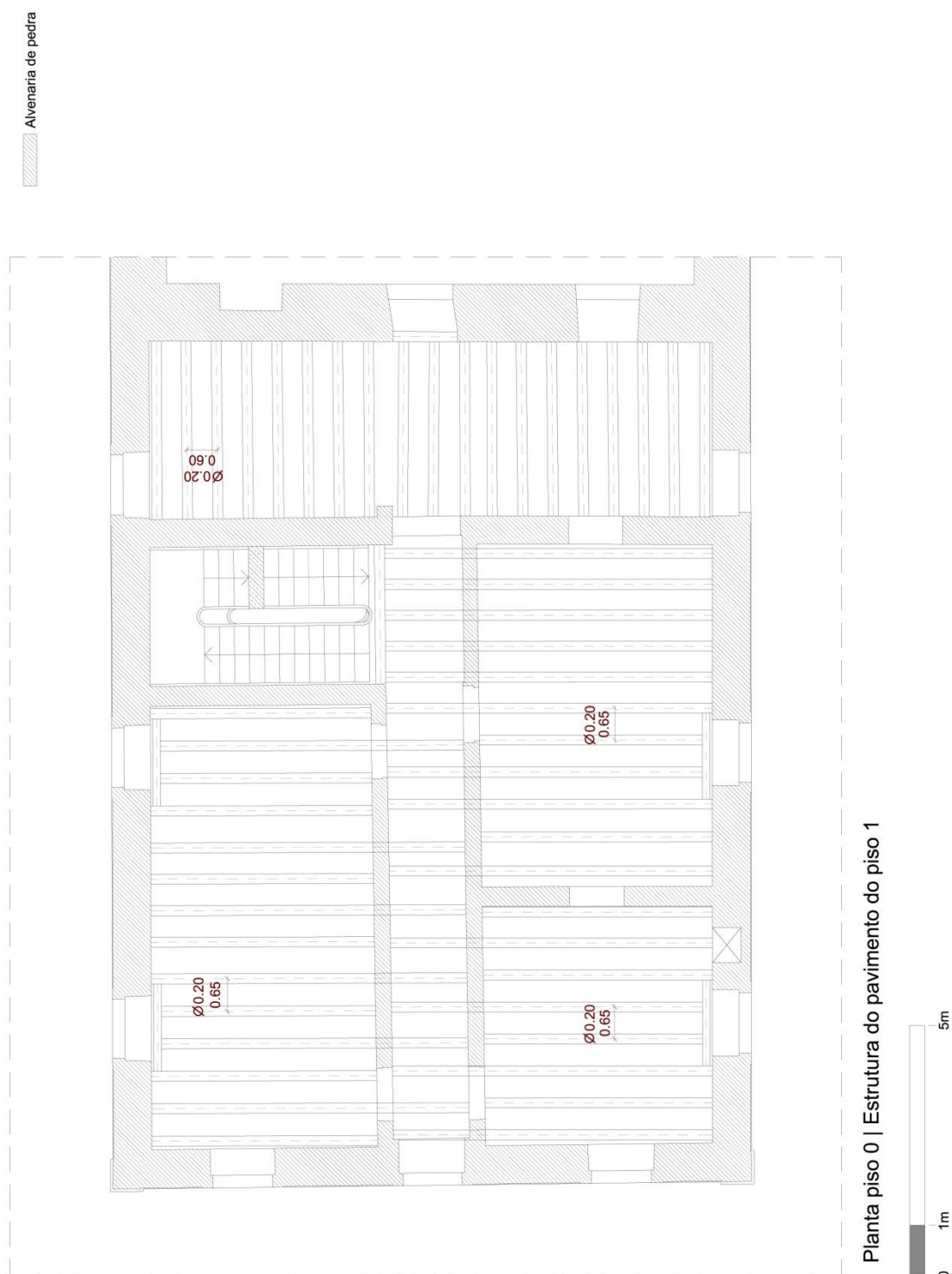
C

LEVANTAMENTO ESTRUTURAL

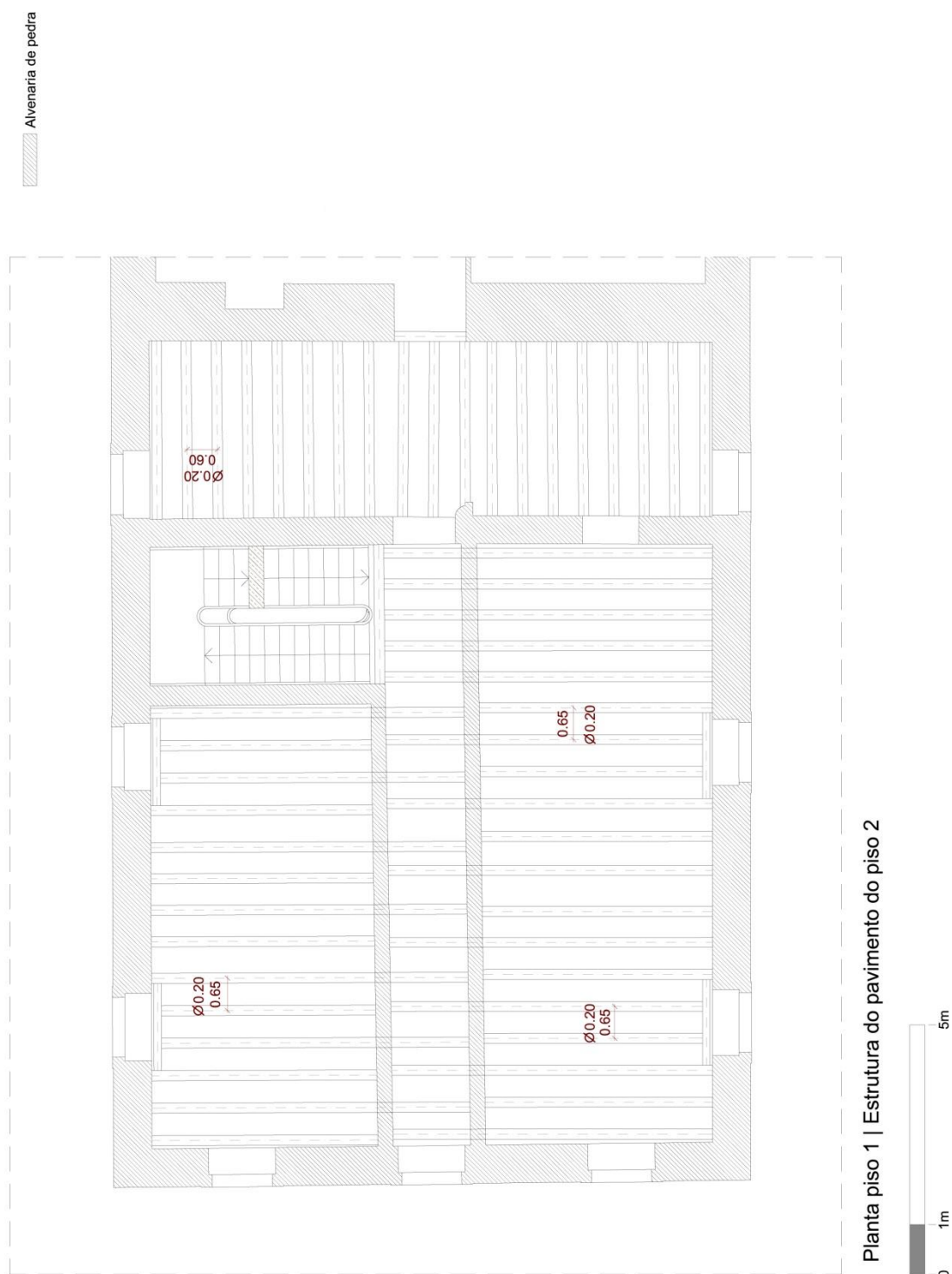
C.1. PLANTA PISO -1 | ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 0



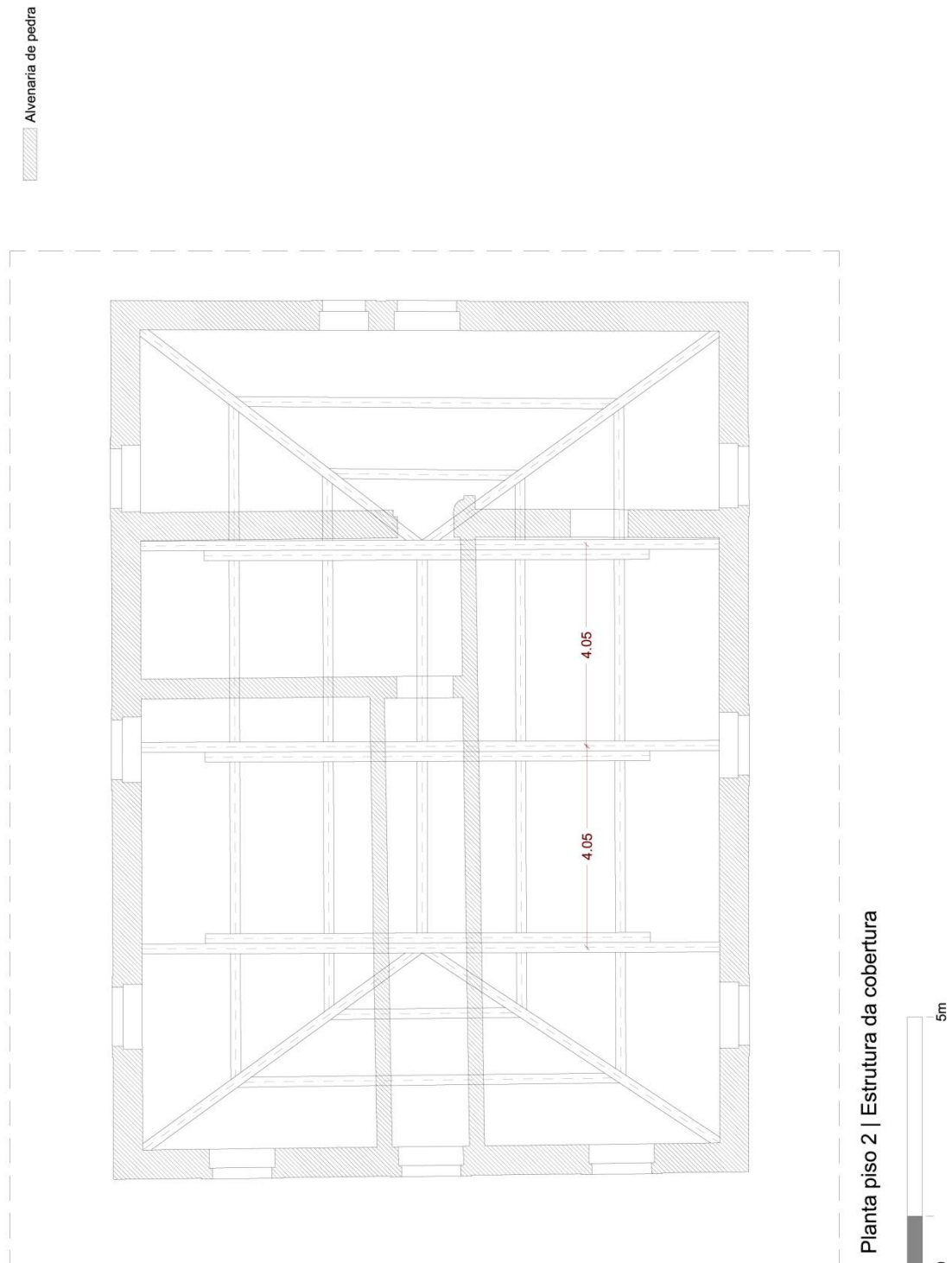
C.2. PLANTA PISO 0 | ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 1



C.3. PLANTA PISO 1 | ESTRUTURA PAVIMENTO PISO 2



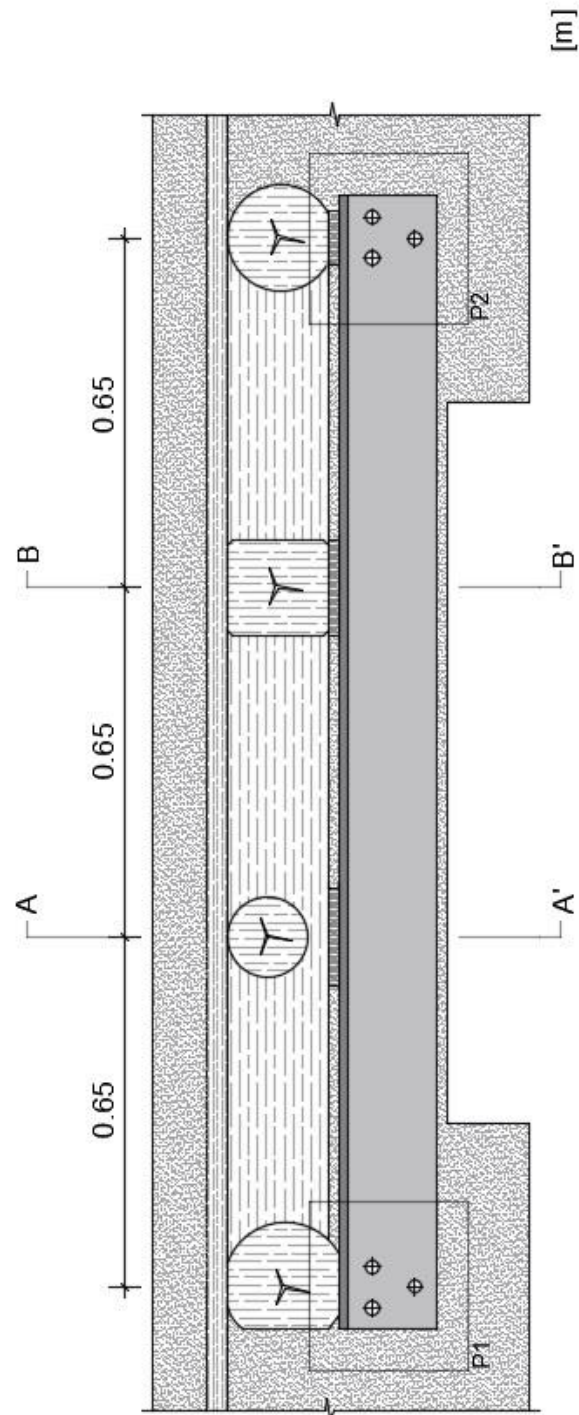
C.4. PLANTA PISO 2 | ESTRUTURA COBERTURA



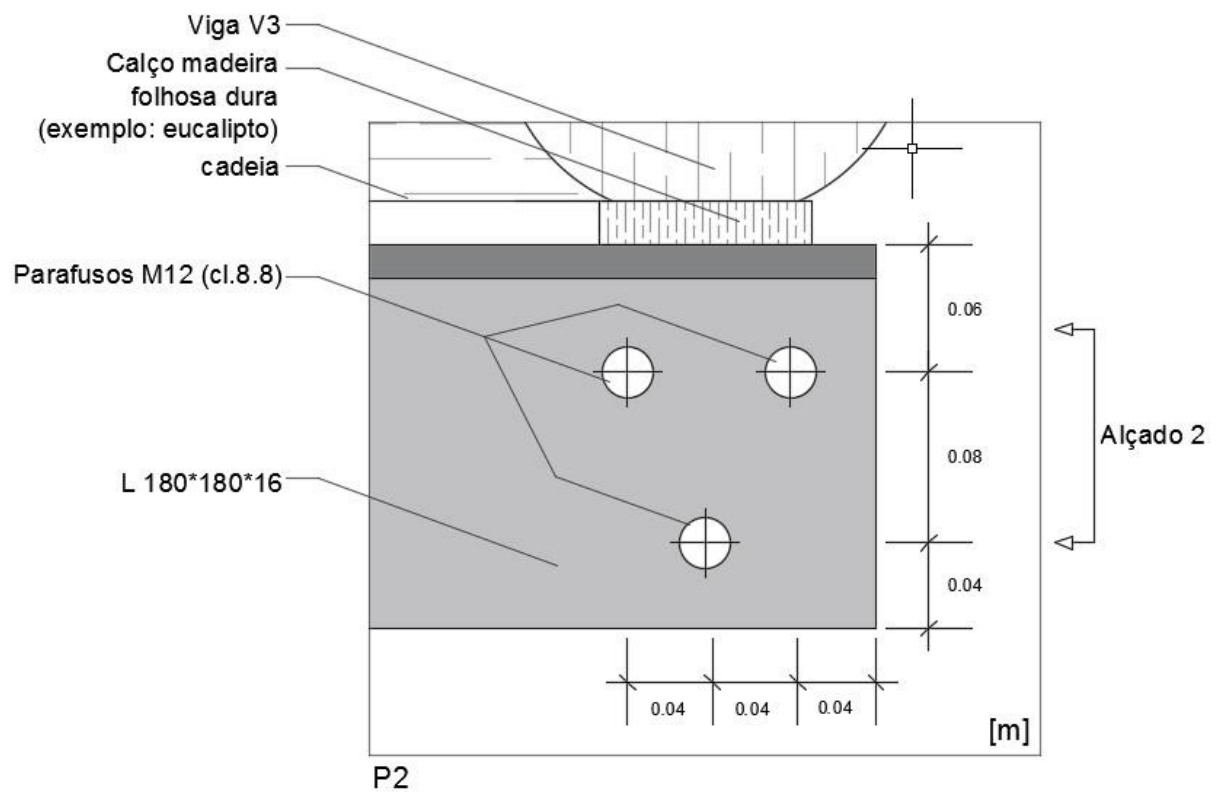
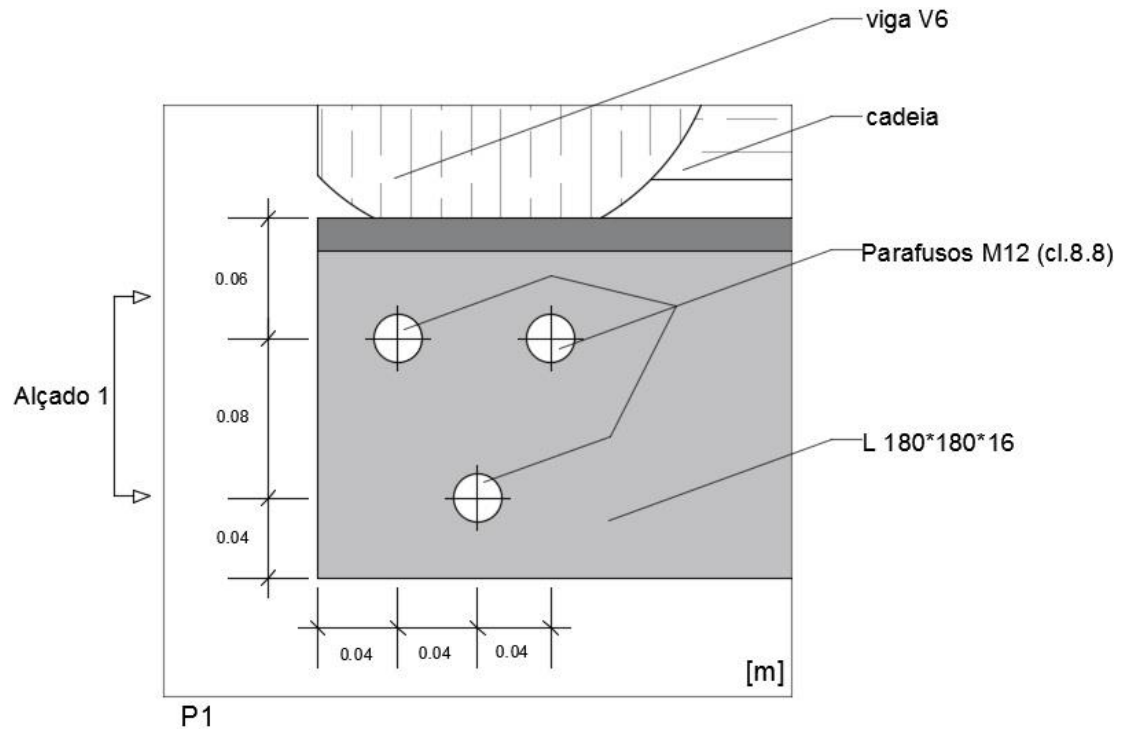
C

INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

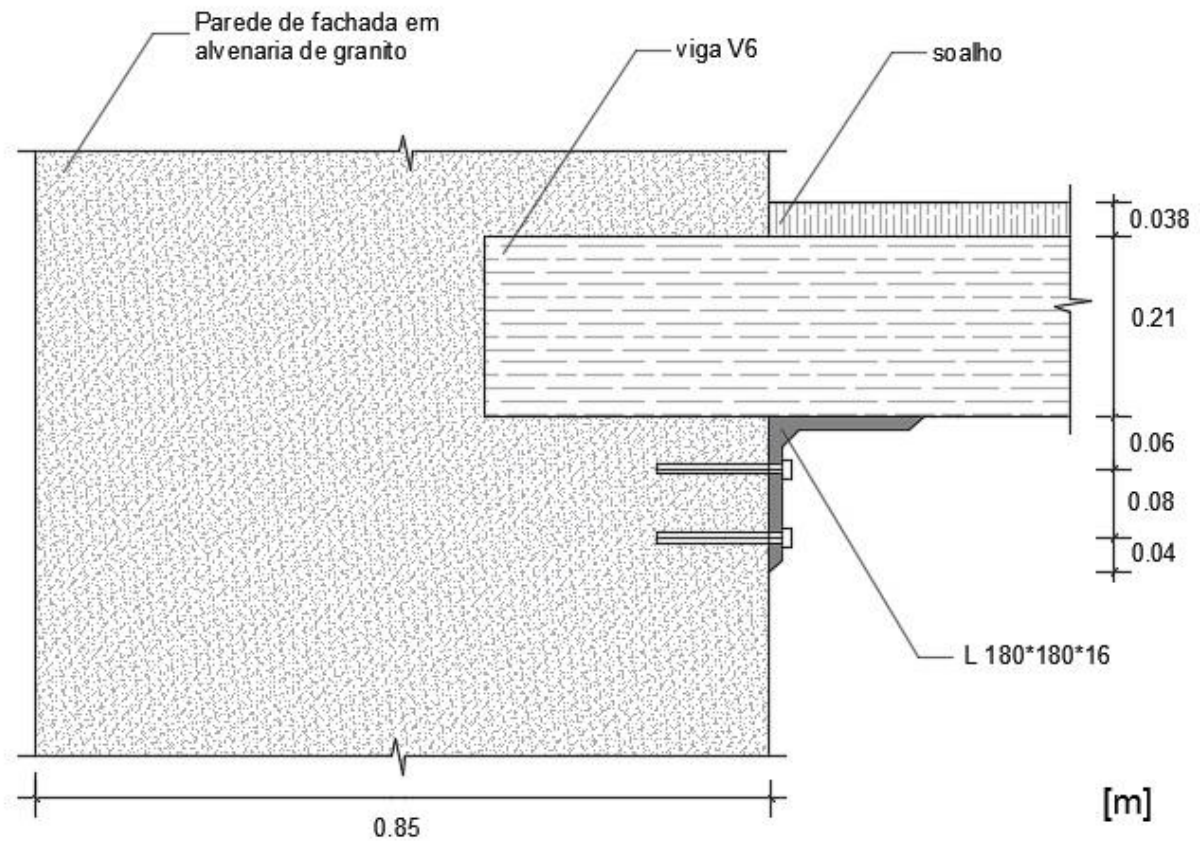
D.1. VISTA GERAL



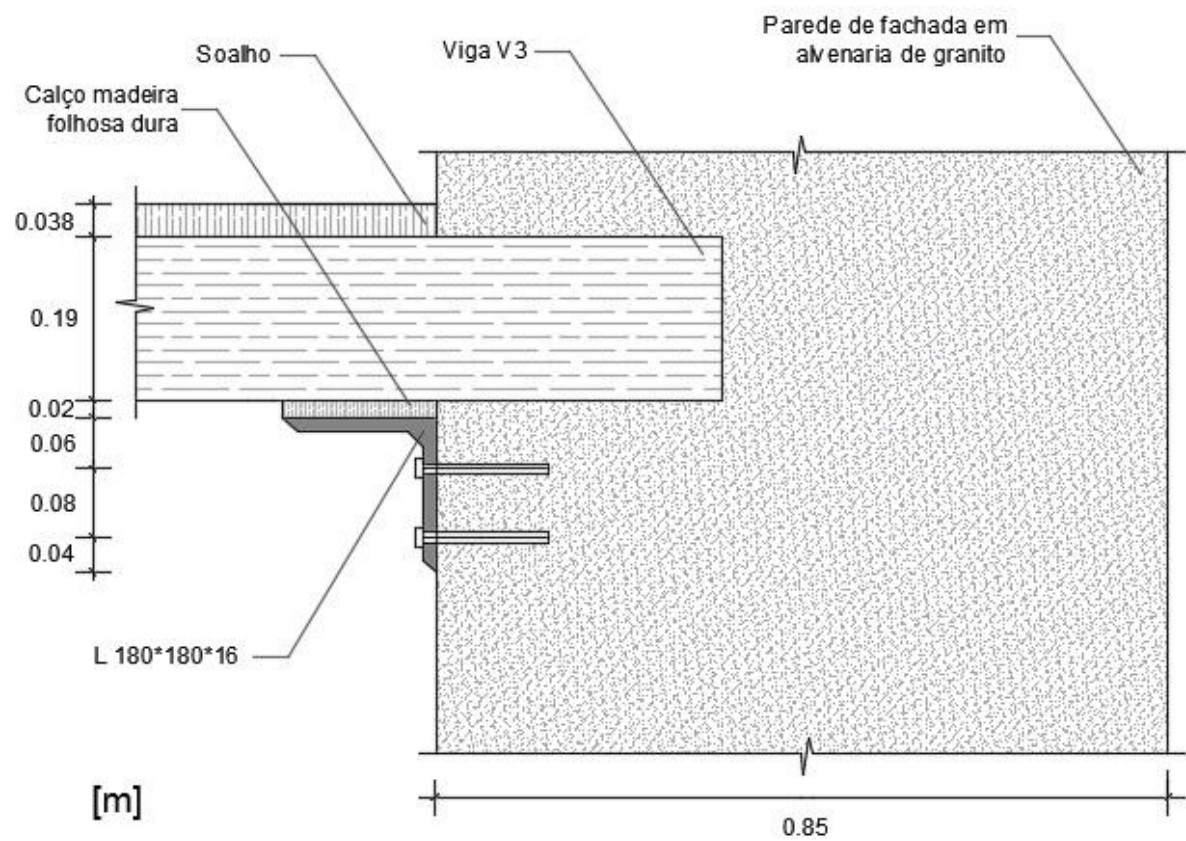
D.2. PORMENORES P1 E P2



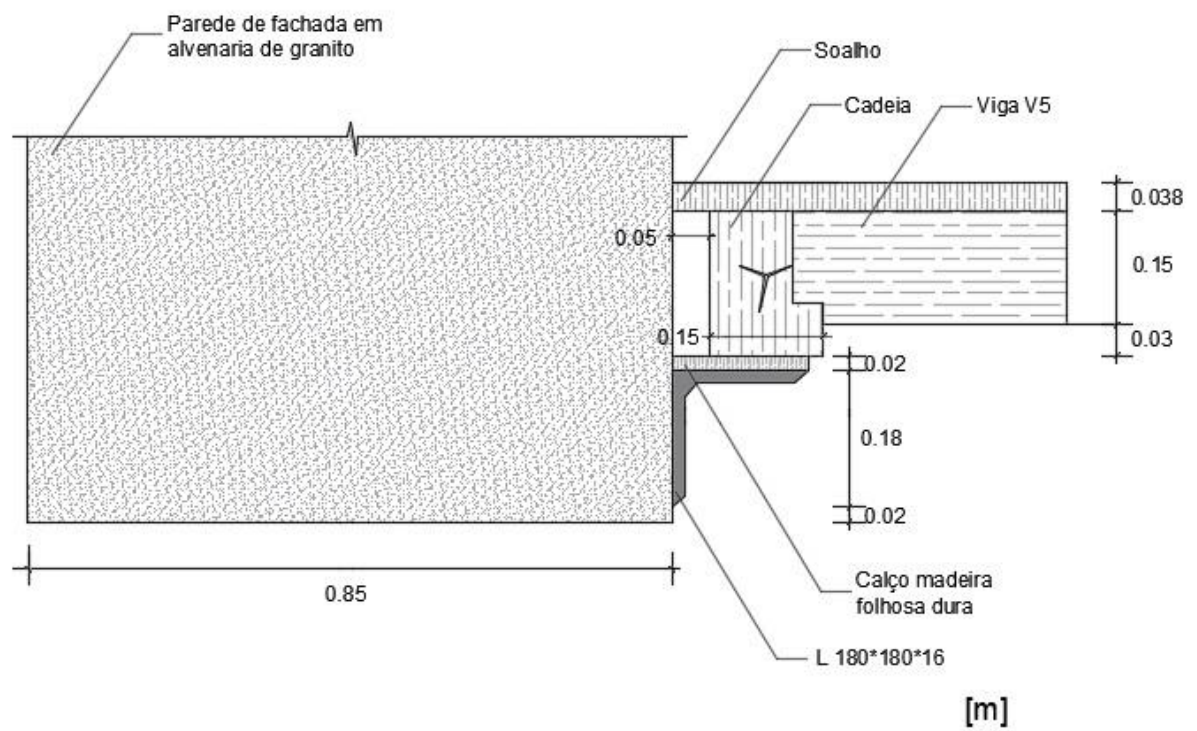
D.3. ALÇADO 1



D.4. ALÇADO 2



D.5. CORTE AA'



D.5. CORTE BB'

