



## Reabilitação de Edifício Tradicional - Caso de Estudo

**ANA BEATRIZ FILIPE FERREIRA**

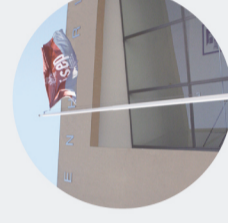
novembro de 2021



## Reabilitação de Edifício Tradicional - Caso de Estudo

**ANA BEATRIZ FILIPE FERREIRA**

Outubro de 2021



Reabilitação de Edifício Tradicional - Caso de Estudo

## Reabilitação de Edifício Tradicional - Caso de Estudo

**ANA BEATRIZ FILIPE FERREIRA**  
Outubro de 2021

ANA BEATRIZ FILIPE FERREIRA  
Outubro de 2021





# REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIO TRADICIONAL

## CASO DE ESTUDO

ANA BEATRIZ FILIPE FERREIRA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: José Filinto Castro Trigo

Co-Orientador: Duarte Barroso Lopes

Supervisor: Paulo Daniel Couto das Lages (Dr. Building)

**OUTUBRO DE 2021**



# ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
1 Introdução.....	1
2 Edifícios tradicionais de alvenaria e de madeira. Recolha Bibliográfica.....	7
3 Caso de Estudo.....	51
4 Considerações Finais.....	137
Referências Bibliográficas .....	141
Anexo I – Peças desenhadas de arquitetura do edifício existente.....	143
Anexo II – Fichas de inspeção de paredes em alvenaria de pedra.....	147
Anexo III – Ficha de inspeção de elemento de madeira.....	171
Anexo IV – Fichas de anomalias .....	178
Anexo V – Peças desenhadas do projeto de arquitetura .....	203
Anexo VI – Cálculos da cobertura de madeira .....	210
Anexo VII – Cálculos da estrutura em betão armado.....	223
Anexo VIII – Peças desenhadas do projeto de estruturas de betão armado e madeira.....	243



## RESUMO

O presente relatório apresenta as principais atividades desenvolvidas durante o período de estágio curricular na empresa Dr. Building – Diagnóstico e Reabilitação de Edifícios, Lda. O estágio desenvolveu-se ao longo de, aproximadamente, sete meses, desde março até final de setembro de 2021.

Apresenta-se, inicialmente, a recolha bibliográfica realizada sobre os edifícios tradicionais de alvenaria e de madeira, mais precisamente sobre os seus sistemas estruturais, respetivas anomalias frequentes e métodos de reabilitação. Depois, apresenta-se uma descrição geral do edifício que constitui o caso de estudo, do respetivo sistema estrutural e dos danos observados nas inspeções efetuadas. Foram preenchidas fichas de inspeção de estruturas de madeira e de alvenaria e fichas de anomalias, de forma a registar devidamente os danos verificados, as causas prováveis para a sua ocorrência e para a avaliação do estado de conservação do edifício.

Por último, foi realizado o projeto de reabilitação que consta da conceção e do dimensionamento de uma estrutura porticada em betão armado e duma cobertura em madeira. Apresenta-se o procedimento de cálculo adotado para o dimensionamento das estruturas, assim como as devidas verificações de segurança.

**Palavras-chave:** reabilitação, edifícios tradicionais, alvenaria de pedra, cobertura de madeira, estruturas de betão armado.



## **ABSTRACT**

The following report presents the activities that were developed during the curricular internship period at Dr. Building – Diagnóstico e Reabilitação de Edifícios, Lda. The internship develops along approximately seven months, from March to September 2021.

Initially presents the bibliography collection performed on the traditional stone masonry and wood buildings, respective frequent anomalies and rehabilitation methods. Later presents a general description of the building, of the structural system and of the in performed inspections.

Stone masonry and wood inspections sheets and anomalies sheets were filled in order to properly register the observed damage and the probable causes for the evaluation of the state of conservations of the building.

Lastly was performed a rehabilitation project that constitutes the conception and dimensioning of a reinforced concrete portico structure and a wood roof. Presents the calculation procedure to the dimensioning of the structures as appropriate security checks.

**Keywords:** rehabilitation, traditional buildings, stone masonry, wood roof, reinforced concrete structures



## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador, Professor José Trigo, por toda a disponibilidade, empenho e orientação ao longo do período de estágio e de desenvolvimento do relatório e também pelo seu profissionalismo que me cativou ao gosto pela reabilitação.

Ao meu coorientador, Professor Duarte Lopes, pela prontidão demonstrada na orientação deste relatório e pelos conhecimentos transmitidos.

Ao supervisor da Dr. Building, Eng.º Paulo Lages, por toda a ajuda que prestou, paciência, dedicação e conhecimentos transmitidos, fundamentais para a execução deste trabalho.

A toda a equipa da Dr. Building, destacando o Eng.º Fernando Santos, Eng.ª Marília Rodrigues, Eng.º Rui Filipe e Eng.ª Mariana Rocha que dedicaram muito do seu tempo para me ajudar na execução deste trabalho.

Aos proprietários do edifício pela disponibilidade e informação histórica fornecida.

À minha família pelo apoio incondicional, paciência e compreensão.

Ao Joel, pelo apoio, paciência e incentivo em especial na fase final.



# ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
1 Introdução.....	1
1.1 Considerações Iniciais .....	1
1.2 A Empresa Dr. Building .....	1
1.3 Motivações e Objetivos .....	2
1.4 Apresentação do Relatório .....	3
2 Edifícios tradicionais de alvenaria e de madeira. Recolha Bibliográfica .....	7
2.1 Sistemas Estruturais.....	7
2.1.1 Fundações.....	7
2.1.2 Paredes Resistentes.....	8
2.1.3 Paredes de compartimentação .....	12
2.1.4 Pavimentos .....	13
2.1.5 Cobertura em madeira .....	15
2.2 Anomalias Frequentes .....	18
2.2.1 Fundações.....	18
2.2.2 Paredes resistentes.....	19

## ÍNDICE DE TEXTO

2.2.3	Paredes de compartimentação .....	23
2.2.4	Pavimentos .....	24
2.2.5	Cobertura.....	31
2.3	Metodologia de Reabilitação .....	32
2.3.1	Fundações.....	32
2.3.2	Paredes resistentes.....	34
2.3.3	Paredes de compartimentação .....	38
2.3.4	Pavimentos e coberturas.....	39
2.4	Conceção e dimensionamento de cobertura de asnas de madeira .....	41
2.4.1	Características do tipo de madeira.....	41
2.4.2	Definição das ações e combinações de ações.....	42
2.4.3	Dimensionamento de estruturas.....	44
3	Caso de Estudo.....	51
3.1	Descrição Geral. estado atual do edifício. Caracterização construtiva e estrutural do edifício..	51
3.1.1	Historial.....	52
3.1.2	Descrição geral do edifício.....	53
3.1.3	Constituição dos elementos construtivos .....	62
3.2	Inspeção da Estrutura .....	67
3.2.1	Inspeção visual da estrutura de alvenaria existente .....	67
3.2.2	Inspeção visual da estrutura de madeira existente.....	71
3.3	Avaliação do Estado de Conservação das estruturas de madeira .....	75
3.4	Avaliação do Estado de Conservação das estruturas de madeira e de alvenaria.....	75
3.5	Projeto de Reabilitação.....	76
3.5.1	Conceção e dimensionamento da solução de cobertura em madeira.....	79
3.5.2	Conceção e dimensionamento de solução de betão armado, a executar no interior do perímetro das paredes existentes. ....	106
4	Considerações Finais.....	137

4.1	Conclusões .....	137
4.2	Desenvolvimentos Futuros .....	138
	Referências Bibliográficas .....	141



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Logotipo da empresa Dr. Building – Diagnóstico e Reabilitação de Edifícios .....	1
Figura 2.1 – Diversos tipos de fundação: a) fundação com sapata de betão sobre cascalho; b) fundação com sapata de betão; c) fundação de alvenaria sobre terra (Costa, 1955).....	8
Figura 2.2 - Construções em cantaria de pedra (Guimarães).....	9
Figura 2.3 - Tipos de alvenaria quanto ao assentamento das pedras (Esposende).....	10
Figura 2.4 – Paredes de folhas múltiplas.....	11
Figura 2.5 - Parede em cantaria de pedra de folha simples, (Esposende).....	11
Figura 2.6 - esquema de uma parede tradicional em tabique (Appleton, 2003).....	13
Figura 2.7 - parede de compartimentação em tabique (foto cedida pela Dr. Building) .....	13
Figura 2.8 – Pavimento de madeira tradicional (fotos cedidas pela Dr. Building).....	14
Figura 2.9 - Estrutura de um pavimento de piso, constituída pelo vigamento e tarugos em madeira (foto cedida pela Dr. Building).....	14
Figura 2.10 - Encontro do vigamento na parede resistente (foto cedida pela Dr. Building).....	14
Figura 2.11 – Esquema geral de uma cobertura tradicional (Moreira,2009).....	15
Figura 2.12 – Asna mais corrente, reforçada com elementos metálicos (Appleton, 2003).....	16
Figura 2.13 –Tipologias mais frequentes de asnas de madeira em Portugal (Costa, 1955).....	17
Figura 2.14 - Anomalias estruturais em paredes resistentes de pedra.....	20
Figura 2.15 – Alguns tipos de deterioração da pedra referidas na Tabela 3.1 (Freitas et al., 2012).....	23
Figura 2.16 – Vigas de pavimentos com nós (fotos cedidas pela Dr. Building).....	25
Figura 2.17- Existência de fendas de secagem em vigas de pavimento (fotos cedidas pela Dr. Building).....	25
Figura 2.18 - Presença de manchas de humidade e fenda no encontro da viga com a parede exterior (foto cedida pela Dr. Building).....	27

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.19 – Desfibramento superficial da madeira por ação do sol (foto cedida pela Dr. Building). ....	27
Figura 2.20- Existência de fungos de podridão branca ou fibrosa (cedida pela Dr. Building).....	28
Figura 2.21 - Podridão castanha húmida (ou parda húmida).....	28
Figura 2.22 - Ataque de insetos xilófagos (fotos cedidas pela Dr. Building) .....	29
Figura 2.23 - Defeitos em elementos de uma cobertura (fendas de secagem e presença de nós, respetivamente da esquerda para a direita) (fotos cedidas pela Dr. Building). ....	32
Figura 2.24 - Representação esquemática da junção entre as técnicas de alargamento e recalçamento (Reabilita & Funda, 2014) (Almeida, 2015). ....	33
Figura 2.25 - Representação esquemática da solução de reforço de fundações através de estacas (Almeida, 2015). ....	34
Figura 2.26 - Representação esquemática da solução de reforço de fundações através de microestacas (Almeida, 2015). ....	34
Figura 2.27 –Tipos de injeção (Rodrigues, 2010). ....	35
Figura 2.28 – Parede em alvenaria de pedra antes e depois do refechamento de juntas (Roque, 2002). ....	36
Figura 2.29 - Aplicação de reboco armado (Rodrigues, 2010). ....	36
Figura 2.30 – Exemplo de aplicação de cinta sísmica sobre as paredes resistentes (Roseiro, 2012). ....	38
Figura 2.31 - Construção de sistemas porticados em betão armado (Rodrigues, 2010). ....	38
Figura 2.32 - Representação da adição de novos elementos de madeira às antigas (Arriaga, 2002). ....	39
Figura 2.33 – Representação da adição de novas vigas (Roseiro, 2012).....	39
Figura 2.34 - Representação da substituição parcial da viga (Dias, 2008). ....	40
Figura 2.35 - Valor característico da pressão dinâmica do vento, $w_k$ (RSA).....	43
Figura 2.36 - Esquema da ação do vento na cobertura (RSA).....	43
Figura 3.1 - Limite da propriedade em análise - vista área (Google Earth).....	51
Figura 3.2 - Alçado principal do edifício - vista da Rua de São Paio.....	52
Figura 3.3 – Plantas de arquitetura do edifício (sem escala). ....	54
Figura 3.4 – Alçado frontal existente (sem escala). ....	54
Figura 3.5 – Alçado posterior (sem escala). ....	55
Figura 3.6 – Perfil 1-1' (sem escala).....	55

Figura 3.7 – Perfil 2-2' (sem escala).....	55
Figura 3.8 – Alçado lateral direito - perfil 3-3' (sem escala).....	56
Figura 3.9 – Alçado lateral esquerdo (sem escala).....	56
Figura 3.10 - Planta de arquitetura da unidade independente 1 (sem escala).....	57
Figura 3.11 - Compartimentos da unidade 1 (fotografias cedidas pelo Arquiteto Paulo Torres).....	57
Figura 3.12 - Planta de arquitetura da unidade independente 2 (sem escala).....	58
Figura 3.13 – Compartimentos da unidade independente 2. ....	59
Figura 3.14 - Planta de arquitetura da unidade independente 3 (sem escala).....	59
Figura 3.15 – Compartimentos da unidade independente 3. ....	60
Figura 3.16 - Planta de arquitetura do rés-do-chão - unidade independente 4 (sem escala). ....	61
Figura 3.17 – Compartimentos da cave – unidade independente 4. ....	62
Figura 3.18 - Vista aérea da cobertura do edifício (google earth). ....	63
Figura 3.19 - Cobertura do edifício (vista do arruamento). ....	63
Figura 3.20 - Estrutura da cobertura do alpendre. ....	63
Figura 3.21 - Fachada posterior do edifício.....	64
Figura 3.22 - Fachada lateral esquerda do edifício. ....	64
Figura 3.23 - Fachada principal do edifício.....	64
Figura 3.24 - Fachada lateral direita do edifício.....	64
Figura 3.25 – Parede de compartimentação da cave.....	65
Figura 3.26 – Parede de compartimentação da habitação 2. ....	65
Figura 3.27 - Tipos de paredes verificadas no edifício (plantas sem escala).....	65
Figura 3.28 - Pavimentos do edifício. ....	66
Figura 3.29 - Estrutura do pavimento do rés-do-chão. ....	66
Figura 3.30 - Localização das áreas inspecionados do edifício (plantas sem escala).....	67
Figura 3.31 - Ficha de inspeção de alvenaria de pedra. ....	68
Figura 3.32 – Principais anomalias verificadas na fachada a noroeste do edifício. ....	69
Figura 3.33 - Principais anomalias verificadas na fachada a sudoeste do edifício.....	70

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.34 - Descalçamento das fundações.....	70
Figura 3.35 - Deterioração da cobertura do edifício. ....	71
Figura 3.36 - Deformação (fluência) e deterioração dos elementos de madeira da cobertura do alpendre. .....	72
Figura 3.37 - Anomalias verificadas nas vigas do pavimento do piso superior.....	73
Figura 3.38 - Principais anomalias verificados no soalho de madeira do edifício (habitação 2). ....	73
Figura 3.39 - Planta de arquitetura da cave - vermelhos e amarelos (planta sem escala). ....	77
Figura 3.40 – Planta de arquitetura do a rés-do-chão - vermelhos e amarelos (planta sem escala).....	77
Figura 3.41 - Planta de arquitetura da cobertura - vermelhos e amarelos (planta sem escala).....	78
Figura 3.42 - Planta de arquitetura final da cave (sem escala). ....	78
Figura 3.43 – Planta de arquitetura final do rés-do-chão (sem escala). ....	78
Figura 3.44 - Planta de arquitetura final da cobertura (sem escala).....	79
Figura 3.45 - Planta da cobertura (sem escala).....	82
Figura 3.46 - Pormenor construtivo da cobertura do alpendre 2 (sem escala). ....	83
Figura 3.47 - Esquema das asnas que evidencia as madres e a largura de influência da mais condicionante.....	85
Figura 3.48 – Asnas críticas e respetivas áreas de influência (sem escala).....	90
Figura 3.49 - Cargas atuantes na asna 2 (sem escala).....	92
Figura 3.50 - Cargas atuantes na asna 3 (sem escala).....	92
Figura 3.51 - Meias asnas, alpendres e vigas críticos e respetivas áreas de influência (sem escala). ....	98
Figura 3.52 - Cargas atuantes na perna do alpendre 1 (sem escala). ....	99
Figura 3.53 – Verificações de segurança da perna do alpendre 1. ....	100
Figura 3.54 - Cargas atuantes na meia asna 1 (sem escala). ....	103
Figura 3.55 - Cargas atuantes na meia asna 2 (sem escala). ....	103
Figura 3.56 – Verificações de segurança E.L. Últimos aos elementos da meia asna 1. ....	104
Figura 3.57 - Verificações de segurança E.L. Últimos aos elementos da meia asna 2. ....	104
Figura 3.58 - Características da vigota tipo E (Inorbel). ....	108
Figura 3.59 - Dimensões abobadilha cerâmica (Inorbel).....	108

Figura 3.60 - Cargas atuantes por grupo.....	109
Figura 3.61 - Introdução de dados relativos à ação do vento.....	109
Figura 3.62 - Introdução de dados relativos à ação sísmica.....	109
Figura 3.63 - Dados gerais da obra.....	110
Figura 3.64 - Cargas atuantes nas vigas periféricas em betão armado (sem escala).....	112
Figura 3.65 - Modelo 3D da estrutura (CYPE).....	112
Figura 3.66 - Planta de fundações da cave, evidenciando os elementos analisados (sem escala).....	113
Figura 3.67 – Esforços atuantes no pilar P40, obtidos no CYPECAD. ....	114
Figura 3.68 – Planta estrutural do teto do cave, evidenciando a viga V7 em análise (sem escala).....	118
Figura 3.69 - Envolvente dos momentos fletores no tramo correspondente à viga 7 em análise (CYPECAD). ....	118
Figura 3.70 - Envolvente dos esforços transversos no tramo correspondente à viga 7 em análise (CYPECAD). ....	119
Figura 3.71 – Diagrama de tensões na base de sapatas sujeitas a ação vertical e a momentos nas duas direções perpendiculares. ....	123
Figura 3.72 - Esquema representativo dos planos de corte e das tensões atuantes na base da sapata.	130
Figura 3.73 – Viga de equilíbrio (sem escala).....	133
Figura 3.74 – Corte transversal do muro de suporte de terras em análise (sem escala).....	134



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo dos principais tipos de deteriorações da pedra (Freitas et al., 2012). .....	22
Tabela 2.2 - Identificação das patologias devido a fungos xilófagos. ....	28
Tabela 2.3 - Agentes de degradação da madeira, anomalias e consequências inerentes. ....	30
Tabela 2.4 - Propriedades físicas e mecânicas da madeira lamelada colada, GL24h (EN1194). ....	41
Tabela 2.5 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis (EC1). ....	42
Tabela 2.6 - Classes de duração das ações (EC5). ....	43
Tabela 2.7 - Valores de $\gamma M$ (EC5). ....	45
Tabela 2.8 - Valores de $k_{mod}$ (EC5). ....	45
Tabela 2.9 - Valores do coeficiente $k_m$ . ....	46
Tabela 2.10 – Coeficientes $\beta$ . ....	48
Tabela 2.11 - Fator de deformação, $k_{def}$ (EC5). ....	50
Tabela 2.12 - Valores limites para as flechas das vigas (EC5). ....	50
Tabela 3.1 - Resumo das principais anomalia nos elementos em alvenaria de pedra. ....	68
Tabela 3.2 – Resumo das principais anomalias nos elementos em madeira. ....	72
Tabela 3.3 - Limites impostos pela UNI 11119:2004 para classificação de elementos de madeira em obra. .....	74
Tabela 3.4 - Restantes cargas permanentes. ....	80
Tabela 3.5 - Coeficientes de pressão exterior, $\delta_{pe}$ , com base no RSA. ....	80
Tabela 3.6 – Valores da pressão do vento normal à cobertura. ....	81
Tabela 3.7 - Cargas atuantes no frechal e na cumeeira. ....	87
Tabela 3.8 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional. ....	87
Tabela 3.9 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples. ....	88

Tabela 3.10 - Cálculo das deformações instantânea e final dos elementos em análise.....	88
Tabela 3.11 - Valores limites para as flechas de acordo com o EC5. ....	89
Tabela 3.12 - Asnas e meias asnas da cobertura e respetivas áreas e larguras de influência. ....	89
Tabela 3.13 – Principais dados relativos às asnas críticas – asnas 2 e 3. ....	90
Tabela 3.14 - Comprimentos dos elementos das asnas 2 e 3. ....	91
Tabela 3.15 – Peso próprio por elemento das asnas 2 e 3.....	91
Tabela 3.16 -Cargas concentradas na asna 2 e 3. ....	92
Tabela 3.17 - Esforços máximos na asna 2 obtidos no FTOOL. ....	93
Tabela 3.18 - Esforços máximos na asna 3 obtidos no FTOOL. ....	93
Tabela 3.19 - Secções determinadas. ....	93
Tabela 3.20 - Cálculo da esbelteza relativa, $\lambda_{rel}$ nas direções Y e Z - Asna 2.....	94
Tabela 3.21 - Cálculo da esbelteza relativa, $\lambda_{rel,y}$ nas direções Y e Z - Asna 3.....	95
Tabela 3.22 – Cálculo das tensões atuantes e resistentes nas linhas das asnas 2 e 3. ....	95
Tabela 3.23 - Cálculo da esbelteza relativa, $\lambda_{rel,y}$ e coeficientes de encurvadura – asnas 2 e 3. ....	96
Tabela 3.24 - Cálculo das tensões atuantes e resistentes nos pendurais das asnas 2 e 3.....	96
Tabela 3.25 - Secções finais das asnas. ....	97
Tabela 3.26 – Principais dados - alpendre 1.....	99
Tabela 3.27 - Cargas concentradas na perna – alpendre 1. ....	99
Tabela 3.28 – Cargas atuantes no frechal e viga. ....	100
Tabela 3.29 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional. ....	100
Tabela 3.30 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples. ....	101
Tabela 3.31 – Cargas atuantes na viga – alpendre 2. ....	101
Tabela 3.32 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional. ....	101
Tabela 3.33 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples. ....	102
Tabela 3.34 – Principais dados relativos às meias asnas críticas - meias asnas 1 e 2. ....	102
Tabela 3.35 – Peso próprio dos elementos das meias asnas 1 e 2. ....	102
Tabela 3.36 - Cargas concentradas nas meias asnas 1 e 2. ....	103

Tabela 3.37 - Cálculo das deformações instantânea e final dos elementos em análise.....	105
Tabela 3.38 - Valores limites para as flechas de acordo com o EC5. ....	105
Tabela 3.39 - Cálculo das cargas concentradas atuantes nas vigas de betão armado periféricas.....	111
Tabela 3.40 - Valores do coeficiente $\beta$ para a determinação da excentricidade fictícia. ....	115
Tabela 3.41 - Verificação de segurança da sapata ao punçoamento para diferentes perímetros de controlo.....	129
Tabela 3.42 - Esforços transmitidos pelos pilares às sapatas. ....	132
Tabela 3.43 - Esforços na base do muro de suporte 2 retirados do CYPE .....	134



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório de estágio insere-se no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do 2º semestre, do 2º ano do Mestrado de Engenharia Civil do ramo de Estruturas.

No decorrer deste documento são apresentados os trabalhos realizados ao longo do período de estágio na empresa Dr. Building – Diagnóstico e Reabilitação de Edifícios, Lda.

O trabalho focar-se-á num caso de estudo de um edifício real que apresenta um estado de grande deterioração, sendo particularmente orientado para a sua inspeção, diagnóstico e intervenção estrutural (conceção e dimensionamento de elementos em madeira e em betão armado).

## 1.2 A EMPRESA DR. BUILDING

A Dr. Building é uma empresa de engenharia que foi fundada em novembro de 2011 e tem escritório principal no centro da cidade de Esposende.

Faz igualmente parte do mesmo grupo a empresa Projectus, fundada em maio de 2014. No conjunto representam quatro marcas registadas, a Projectus, a Dr. Building, a Safety Building e a Rebuilding.

Trata-se, portanto, de duas empresas que garantem resposta nas diversas áreas da reabilitação e construção, através de uma abordagem multidisciplinar e integrada.

Este estágio debruçar-se-á sobre os serviços prestados pela empresa Dr. Building (figura 1), na área de inspeção, diagnóstico e reabilitação das estruturas.



Figura 1.1 - Logotipo da empresa Dr. Building – Diagnóstico e Reabilitação de Edifícios

A Dr. Building atua no âmbito da inspeção técnica e diagnóstico das anomalias da construção. Os serviços prestados cingem-se à aferição das anomalias presentes nos edifícios através das suas manifestações patológicas, no apuramento das reais causas através de ensaios e inspeções, na determinação e definição de um conjunto de medidas de correção e reabilitação dos edifícios e suas partes.

Destacam-se os principais serviços prestados pela empresa Dr. Building:

- inspeção técnica e diagnóstico das anomalias da construção (infiltrações, humidades, fissuração e assentamentos);
- planos de manutenção de edifícios;
- projetos de reabilitação de edifícios;
- soluções de aumento do desempenho energético e acústico dos edifícios;
- avaliação e certificação da sustentabilidade de edifícios;
- reabilitação sustentável de edifícios;
- fiscalização, acompanhamento e coordenação de segurança das operações de reabilitação.

### **1.3 MOTIVAÇÕES E OBJETIVOS**

O estágio curricular é uma excelente oportunidade para complementar a formação académica, proporcionando uma integração na vida profissional.

Destacam-se os principais objetivos deste estágio curricular:

- recolha de informação bibliográfica sobre edifícios tradicionais de alvenaria de pedra e de madeira;
- realização de inspeções visuais a edifícios;
- conceção de uma ficha de inspeção direcionada para elementos em alvenaria de pedra;
- preenchimento de fichas de inspeção de madeira e de alvenaria de pedra;
- identificação de anomalias, prováveis causas e possíveis metodologias de intervenção;
- modelação do edifício no software CYPEAD e interpretação dos resultados obtido;
- dimensionamento e verificação de segurança de estruturas em madeira e em betão armado.

O plano de estágio pretendia estender ao caso de estudo a comparação de três soluções de reabilitação alternativas para as paredes resistentes de alvenaria de granito: estrutura de betão armado a executar no

seu perímetro interior; estrutura metálica a instalar também no seu perímetro interior; reboco armado aplicado nas faces interiores das paredes.

Quanto às estruturas de madeira, previa-se o estudo de duas soluções: a sua substituição por novos elementos de madeira ou por elementos de betão armado.

No entanto, o desenvolvimento do estágio acabou por se centrar apenas na consideração da estrutura de betão armado e na substituição da cobertura de madeira, solução adotada apenas por ser a que será realmente executada e a que, com mais frequência, é escolhida em cenários semelhantes, não tendo sido avaliado, conforme se pretendia inicialmente, a solução que resultaria mais económica.

#### **1.4 APRESENTAÇÃO DO RELATÓRIO**

À exceção deste capítulo introdutório, no qual se referem as considerações gerais, objetivos e breve apresentação do trabalho, o relatório de estágio desenvolve-se ao longo de 5 capítulos.

No capítulo 2 é apresentada a recolha bibliográfica realizada sobre os sistemas estruturais característicos dos edifícios tradicionais de alvenaria e madeira, sobre as anomalias mais frequentes e respetivas metodologias de reabilitação.

O capítulo 3 apresenta o caso de estudo abordado no período de estágio, tendo sido feita a descrição geral do edifício, assim como a sua caracterização construtiva e estrutural e uma breve apresentação da informação histórica recolhida. Neste capítulo são apresentadas, também, as inspeções feitas ao edifício, evidenciando as principais anomalias verificadas, de forma a avaliar o estado de conservação das estruturas de madeira e alvenaria.

Ainda no capítulo 3 é apresentada a conceção e o dimensionamento da estrutura em madeira da cobertura e da estrutura porticada, em betão armado, a realizar no interior das paredes exteriores em alvenaria de pedra.

No capítulo 4 são referidas as principais conclusões do presente relatório, apresentando também algumas sugestões de desenvolvimentos futuros nesta área de inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural.

Por último, os anexos apresentam toda a informação complementar ao relatório, nomeadamente fichas de inspeção e de anomalias, cálculos efetuados e peças desenhadas do projeto de arquitetura e de estabilidade.







## **2 EDIFÍCIOS TRADICIONAIS DE ALVENARIA E DE MADEIRA. RECOLHA BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS**

#### **2.1.1 Fundações**

Entende-se por fundação, o elemento estrutural responsável pela transmissão das ações atuantes sobre a estrutura para o terreno (Freitas et al., 2012).

Nos edifícios tradicionais correntes as ações aplicadas na estrutura são descarregadas nas paredes resistentes que, maioritariamente, apoiam em fundações contínuas em alvenaria de pedra pouco profundas e de largura superior à das paredes que a suportam, permitindo uma distribuição uniforme das cargas, que se traduz em reduzidas tensões atuantes no terreno (Freitas et al., 2012).

Quanto ao método de construção, realizava-se as aberturas das fundações, preenchendo com alvenaria de pedra e argamassa (Costa, 1955). Em termos qualitativos, a alvenaria utilizada nas fundações é, regra geral, mais pobre do que a das paredes resistentes (Appletton, 2003). No caso de se duvidar da resistência do terreno, dava-se maior profundidade às fundações e construía-se uma espécie de sapata com uma malha de varões de aço e betão com altura compreendida entre 0,1 e 0,15m, assentando sobre ela a alvenaria de pedra. Por outro lado, se o terreno fosse considerado bom, era suficiente “bater a terra a massa” e assentar a alvenaria sobre ela. Por último, quando o terreno é rochoso, bastava uma pequena escavação para limpeza do terreno até à superfície da rocha (Costa, 1955). A Figura 2.1 apresenta os diferentes tipos de fundações quanto à base de assentamento da alvenaria de pedra das fundações.

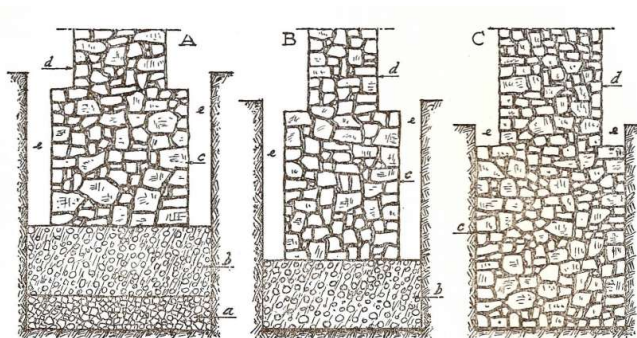


Figura 2.1 – Diversos tipos de fundação: a) fundação com sapata de betão sobre cascalho; b) fundação com sapata de betão; c) fundação de alvenaria sobre terra (Costa, 1955).

Por outro lado, quando a importância e dimensão do edifício e as características do terreno (sobretudo em solos brandos, de características lodosas) assim o justificarem, a fundação era assente sobre estacaria de madeira, funcionando a estacaria não só como elemento de fundação, mas também como reforço do solo, aumentando a sua compactidade e resistência.

Existem, também, soluções de fundação que consistem na execução de poços em alvenaria de pedra, formando pilares assentes sobre estratos de terreno a cotas inferiores com maior capacidade resistente e rigidez. Os poços funcionam como estacas de apoio a fundações contínuas ou como elementos de apoio a uma estrutura de pilares e arcos ou abóbadas de suporte às paredes resistentes dos pisos superiores (Freitas et al., 2012).

Contudo, as fundações por estacas e com poços de alvenaria não são muito correntes em edifícios de habitação no Norte de Portugal.

### 2.1.2 Paredes Resistentes

Designam-se por paredes resistentes aquelas que, pela sua constituição, apresentam capacidade para desempenhar funções estruturais, representando um papel relevante na estrutura do edifício, no que se refere a resistir às ações aplicadas (Appleton, 2003; Freitas et al., 2012).

Estas paredes possuem, geralmente, grande espessura e são constituídas por materiais heterogéneos, originando elementos rígidos e pesados, com alguma resistência à compressão, menor resistência a esforços de corte e reduzida resistência à flexão (cargas perpendiculares ao plano). Quando em conjunto com os restantes elementos, as paredes resistentes apresentam capacidade resistente a ações horizontais (Lourenço et al., 2015; Appleton, 2003). A grande espessura das paredes justifica-se pelo facto de uma parede larga ser pesada e, portanto, a compressão daí resultante funciona como uma força estabilizadora, equilibrante de forças horizontais deslizantes e derrubadoras (Appleton, 2003).

As paredes dos edifícios antigos apresentam várias possibilidades de solução, em que variam essencialmente os materiais utilizados na sua composição, quer ao nível das unidades elementares, como ao nível dos materiais de ligação e das técnicas de aplicação. Isto deve-se essencialmente à escolha dos materiais, influenciada pelo tempo, custo de transporte e pela disponibilidade dos mesmos na região ou local de construção (Appleton,2003).

Assim sendo, a classificação das paredes de alvenaria pode ser feita em função de: i) forma, dimensão e natureza das pedras utilizadas; ii) número de paramentos e respetiva espessura, grau de imbricamento e presença de pedras transversais entre paramentos, dimensão e distribuição dos vazios; iii) textura e regularidade das superfícies de assentamento, presença de calços ou cunhas realizadas com pedras de menores dimensões; iv) consistência, desempenho, espessura e cor da argamassa de juntas, diâmetro, forma e cor dos agregados.

Quanto à forma e aparelhamento das pedras, pode-se fazer a clássica distinção entre cantaria e alvenaria. As construções de cantaria são executadas com pedras normalmente grandes, de forma bastante regular e com as faces devidamente aparelhadas, assentes diretamente umas sobre as outras (sobrepostas e justapostas) com ou sem interposição de argamassa (Freitas et al., 2012; Arêde et al., 2008). Estão geralmente associadas a elementos estruturais mais “nobres” como colunas, arcos, abóbadas, cúpulas e também paredes não rebocadas. Há casos em que as paredes exteriores possuem duas folhas de cantaria, sendo o núcleo central constituído por alvenaria de pedra miúda (Lourenço et al., 2015). A Figura 2.2 apresenta algumas construções em cantaria.

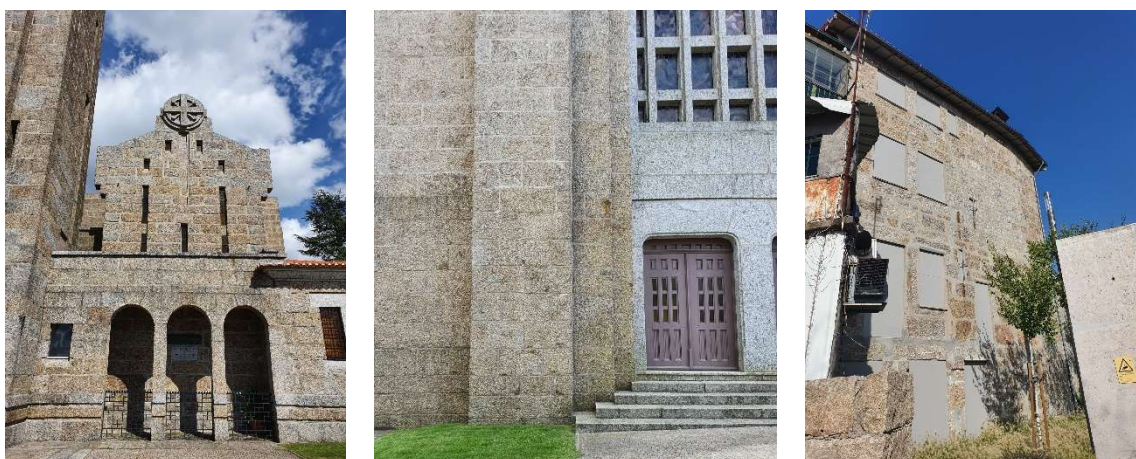


Figura 2.2 - Construções em cantaria de pedra (Guimarães).

As construções em alvenaria são constituídas por blocos de pedra não aparelhada, de formas e dimensões regulares ou irregulares, com argamassa geralmente de cal e areia e vazios. Contrariamente à cantaria, a alvenaria destinou-se, essencialmente, a construções menos “ricas” como construções rústicas,

representando a maioria das construções de alvenaria de pedra do Norte de Portugal (Freitas et al., 2012; Lourenço et al., 2015).

No que diz respeito ao aparelho e ao assentamento – forma como as pedras se dispõem na face de uma dada parede, pode-se considerar três tipos de alvenaria: i) irregular e aleatória – constituída por pedras irregulares e angulosas, dispostas aleatoriamente, sem nenhum alinhamento; ii) irregular – constituída por pedras irregulares, mas com juntas alinhadas; iii) regular – constituída por pedras de forma regulares alinhadas horizontalmente. A Figura 2.3 apresenta paredes com os tipos de alvenaria quanto ao assentamento das pedras.



a) Alvenaria irregular e aleatória

b) Alvenaria irregular mas com juntas alinhadas

c) Alvenaria regular com alinhamentos horizontais

Figura 2.3 - Tipos de alvenaria quanto ao assentamento das pedras (Esposende).

Para além da disposição das pedras na face da parede, o facto de as juntas serem argamassadas ou de junta seca, a existência de uma maior ou menor quantidade de vazios, ou de zonas interiores com material de enchimento muito pobre influenciam o comportamento mecânico de uma dada alvenaria, nomeadamente a sua resistência e a sua deformabilidade.

Em relação à constituição da secção transversal, pode-se distinguir paredes de folha múltipla (Figura 2.4) ou de folha simples (Figura 2.5). As paredes duplas são caracterizadas por uma morfologia irregular e pela existência ou não de um núcleo interior preenchido com material heterogéneo, normalmente pouco coeso e, conseqüentemente, de baixa qualidade, muito propenso a roturas frágeis através da separação das camadas de pedra e material. No caso das paredes com folha/paramento triplo, o paramento interior corresponde normalmente a um enchimento coeso executado com argamassa de cal com pedra miúda ou com terra argilosa (Freitas et al., 2012; Lourenço et al., 2015).

Para a ligação das folhas é essencial a aplicação de travadouros (ou ligadores) que consistem em blocos de pedra que atravessam a parede em toda a sua espessura, garantindo o funcionamento da parede como um todo.



a) Parede de folha dupla



b) Parede de folha múltipla

Figura 2.4 – Paredes de folhas múltiplas<sup>1</sup>.

As paredes em perpianho, ou de folha simples, também são muito comuns no Norte do país. Trata-se de uma parede executada por uma só pedra na sua espessura de faces mais ou menos regulares, ligadas por argamassa ordinária (Freitas et al., 2012).

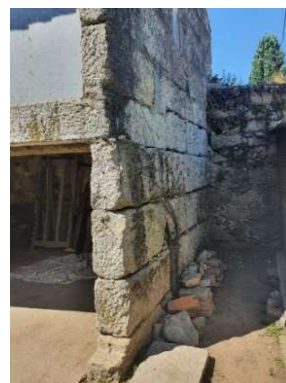


Figura 2.5 - Parede em cantaria de pedra de folha simples, (Esposende).

A forma mais primitiva de revestimento, usado nas paredes de alvenaria, consistia em rebocos de enchimento e regularização de argamassas fracas de saibro, areia e cal com eventual adição de minerais e aditivos orgânicos. Por sua vez, o reboco de regularização era aplicado em camadas sucessivas (geralmente 3), de composições variáveis até atingir 5cm ou mais de espessura, com intervalos de tempo adequados à secagem.

---

<sup>1</sup> UNIDADE CURRICULAR DE ESTRUTURAS DE MADEIRA E ALVENARIA (Apontamentos), Prof. Alexandre Costa, ISEP, 2021.

A camada interior denominada por chapisco ou salpico era a mais “forte”, garantindo uma boa ligação à base, a segunda e terceira camadas, esboço e reboco de acabamento (ou simplesmente reboco) respetivamente, eram mais fracas que a primeira. As camadas internas tinham granulometria mais grosseira que as externas e a deformabilidade e porosidade iam aumentando do interior para o exterior, promovendo assim um bom comportamento às deformações estruturais e à água. Para uma melhor capacidade de proteção e durabilidade superior, cada uma das camadas acima referidas podia, por sua vez, ser constituída por várias subcamadas<sup>2</sup>.

Quanto aos acabamentos, era mais frequente o uso de caiações nos edifícios comuns e os barramentos (ou guarnecimentos) nos edifícios mais importantes e de construção mais cuidada. A caiação consiste numa finíssima camada de carbonato de cálcio que é obtida pela mistura de cal com água (leite de cal), com eventual adição de pigmentos minerais e/ou outros produtos destinados a melhorar o seu desempenho. Os barramentos (ou guarnecimentos) consistiam em revestimentos com base em cal aérea e pó de pedra, que formavam uma superfície lisa e de textura fina. Comparativamente às caiações e mesmo às atuais pinturas sintéticas, os barramentos conferem maior proteção ao suporte e podem apresentar maior durabilidade devido à sua maior espessura (Tavares, 2002; Gonçalves e Veiga, 2002).

A coloração das superfícies era conferida pela adição de pigmentos minerais ou outras adições minerais na última camada de barramento ou por camadas posteriores de pintura (Tavares, 2002).

No que diz respeito ao revestimento interior das paredes, estas eram emboçadas e regularizadas com argamassa de cal, areia e saibro, com acabamento a estuque - efetuado através de um barramento de pasta e cal, posteriormente caiado ou pintado.

### **2.1.3 Paredes de compartimentação**

Parede de compartimentação é aquela que foi concebida para desempenhar essencialmente o papel de elemento de separação de espaços interiores no edifício, ou seja, que foi projetada considerando que a sua função estrutural é teoricamente nula. Contudo, as paredes de compartimentação têm, muitas vezes, um papel importante no travamento geral das estruturas, fazendo-se através dessas paredes “não estruturais” a interligação entre paredes, pavimentos e coberturas (Almeida, 2015). É o caso dos tabiques de madeira que apresentam um comportamento elástico que contrabalança com o comportamento das paredes de alvenaria, pesadas e rígidas (Appleton, 2003).

---

<sup>2</sup> UNIDADE CURRICULAR DE CONSERVAÇÃO E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS (Apontamentos), Prof. José Campeão, ISEP, 2020.

Tal como as paredes resistentes, as paredes de compartimentação apresentam uma diversidade de soluções associadas, mais uma vez relacionada com a disponibilidade de determinados materiais. A solução normalmente mais comum é o caso dos tabiques de madeira (Figuras 2.6 e 2.7), obtidos pela pregagem de um fasquiado sobre tábuas colocadas ao alto, sendo o conjunto revestido, em ambas as faces, com barro ou com rebocos de argamassa de cal e saibro (Appleton, 2003).

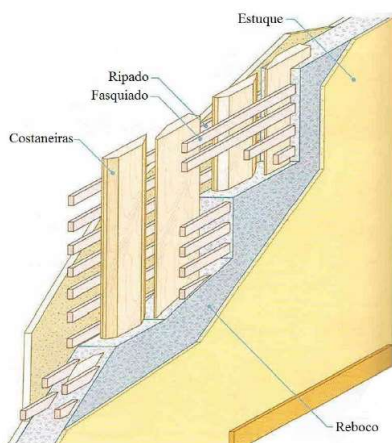


Figura 2.6 - esquema de uma parede tradicional em tabique (Appleton, 2003).



Figura 2.7 - parede de compartimentação em tabique (foto cedida pela Dr. Building)

#### 2.1.4 Pavimentos

Os pavimentos desempenham um papel crucial para o funcionamento global da estrutura de um edifício, uma vez que, para além de definirem os pisos, são responsáveis pelo contraventamento dos elementos estruturais verticais, pelo suporte de elementos de compartimentação e pela resistência às solicitações impostas pela própria utilização. Por estes motivos, os pavimentos carecem de maiores cuidados no seu dimensionamento (Almeida, 2015; Moreira, 2009).

A constituição dos pavimentos dos edifícios antigos varia conforme são pavimentos térreos ou elevados (Andrade, 2011). Os pavimentos térreos são, predominantemente, constituídos por terra batida ou enrocamento de pedra, sendo a camada de revestimento e de desgaste composta por lajeados de pedra, ladrilhos, tijoleira cerâmica ou ainda sobrados de madeira (Andrade, 2011).

Os pavimentos dos pisos elevados são, geralmente, pavimentos de madeira, ou sobrados, constituídos pelo vigamento (série de vigas ou barrotes) e pelo soalho. Estes pavimentos apresentam também elementos secundários, nomeadamente tarugos e cadeias cuja função é homogeneizar o conjunto (Dias, 2008). A Figura 2.8 apresenta um pavimento elevado tradicional, constituído pelo vigamento, tarugos e soalho.



Figura 2.8 – Pavimento de madeira tradicional (fotos cedidas pela Dr. Building).

A publicação *Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos* (Freitas et al., 2012) referem que a estrutura dos sobrados é constituída por um vigamento de troncos de madeira, designados por paus rolados, com diâmetros que variam entre os 20 e os 30 cm, e comprimentos que dependem da largura das casas, mas nunca ultrapassando os 7m. Quando havia necessidade de vãos, criavam-se vigas principais de maior secção nas quais se apoiavam as vigas transversais (Simões, 2015).

As vigas são dispostas paralelamente entre si, com afastamentos de 50 a 70cm, terminando com uma viga encostada às paredes das fachadas. Normalmente, o vigamento encontra-se apoiado nas paredes resistentes com uma entrega de cerca de 2/3 da espessura das paredes, sendo que em alguns casos apoia-se na totalidade da espessura da parede (Figuras 2.9 e 2.10). Contudo, há casos em que a o vigamento apoia sobre um frechal corrido embutido na parede de alvenaria (Freitas et al., 2012). Isto ocorre quando a espessura das paredes diminui em altura, permitindo o apoio dos frechais pelo perímetro do edifício.

Para evitar fenómenos de encurvadura e de deformação no vigamento, utilizam-se tarugos, que consistem em pequenas vigas de madeira, introduzidas entre o vigamento, com comprimento igual ao espaçamento entre as vigas principais e espaçamento médio entre si de 1,5 a 2,0m (Dias, 2008).



Figura 2.9 - Estrutura de um pavimento de piso, constituída pelo vigamento e tarugos em madeira (foto cedida pela Dr. Building).



Figura 2.10 - Encontro do vigamento na parede resistente (foto cedida pela Dr. Building).

As espécies de madeira mais utilizadas no vigamento, até ao século XX, eram o castanheiro, o carvalho, a casquinha e o pitespaine (pinho da América). O pinho e o eucalipto passaram a ser utilizados mais recentemente (Simões, 2015).

Quanto aos revestimentos, os pavimentos são revestidos por um tabuado (soalho) maioritariamente em madeira de pinho, com espessuras compreendidas entre 2,5 e os 5cm, larguras entre os 12 e os 30cm e comprimentos que podem chegar aos 10m (Freitas et al., 2012).

As tabuas de soalho são unidas por encaixe do tipo macho fêmea ou meia madeira e pregadas ao vigamento. De forma a obter uma superfície uniforme, as tábuas de soalho são afagadas manualmente e, posteriormente enceradas para aumentar o seu embelezamento, proteção e conservação (Freitas et al., 2012).

### 2.1.5 Cobertura em madeira

As coberturas tradicionais apresentam um grande número de soluções diferentes, com variações na geometria, forma estrutural e materiais. Relativamente à forma, as coberturas inclinadas são as mais usuais nos edifícios tradicionais, em que as diferentes inclinações se devem à localização dos edifícios e às condições climáticas a que estão sujeitos, mas também ao tipo de utilização dada ao espaço entre o teto do último piso e a cobertura (Almeida, 2015).

A cobertura de um telhado é constituída por uma estrutura principal (asnas e respetivos elementos de ligação), por uma estrutura secundária (elementos de suporte do revestimento) e pelos revestimentos (geralmente telha cerâmica) (Moreira, 2009). A Figura 2.11 apresenta a composição da cobertura tradicional em madeira.

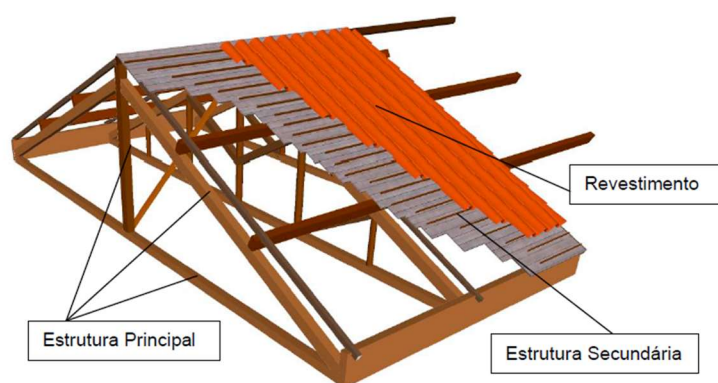


Figura 2.11 – Esquema geral de uma cobertura tradicional (Moreira,2009).

A estrutura principal assenta diretamente nas paredes resistentes, sendo responsável pela absorção e transmissão dos esforços para as estruturas adjacentes resistentes. É constituída por elementos

triangulados, designados de asnas, dispostos paralelamente entre si e devidamente travados (Moreira, 2009).

A composição vulgar de uma asna conta de uma linha, duas pernas, um pendural e escoras (Figura 2.12):

- **Linha** – viga de madeira horizontal destinada a equilibrar os esforços horizontais provocados pelas pernas;
- **Perna** – viga de madeira apoiada na cumeeira e na parede resistente ou frechal, de forma a definir as vertentes do telhado, suportar as madres e transmitir as cargas para as paredes resistentes;
- **Pendural** – elemento de madeira vertical, colocado sob a cumeeira (no eixo de simetria da asna) de forma a receber as cargas da mesma e a autoequilibrar as cargas das escoras.
- **Escora** – elemento de madeira inclinado destinado a ligar a perna ao pendural, diminuindo os vãos das madres.

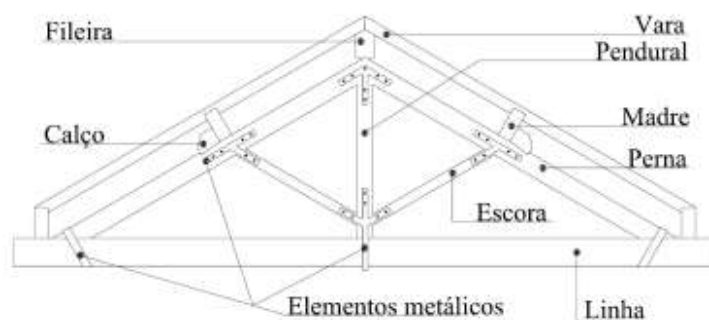


Figura 2.12 – Asna mais corrente, reforçada com elementos metálicos (Appleton, 2003).

Quanto ao comportamento estrutural de uma asna simples, o esforço atua sobre as pernas (“trabalham” à compressão) e a linha absorve a componente horizontal desse esforço, sendo que a componente vertical é compensada pela reação vertical no apoio. O pendural, caso não esteja apoiado sobre a linha, serve apenas para facilitar a união entre as pernas (Branco e Lourenço, 2014).

Da necessidade de cobrir vãos de maiores dimensões surgiram asnas com geometrias mais complexas. As asnas passaram a ser constituídas por mais escoras, de forma a aumentar o comprimento das pernas e, conseqüentemente, por tirantes, de forma a resistir à componente de tração que surge na ligação escora linha.

As asnas atrás descritas são mais vulgarmente verificadas nas coberturas tradicionais, contudo, como a tipologia depende das plantas dos edifícios, há inúmeras soluções possíveis. A Figura 2.13 apresenta as tipologias mais comuns das asnas em Portugal.

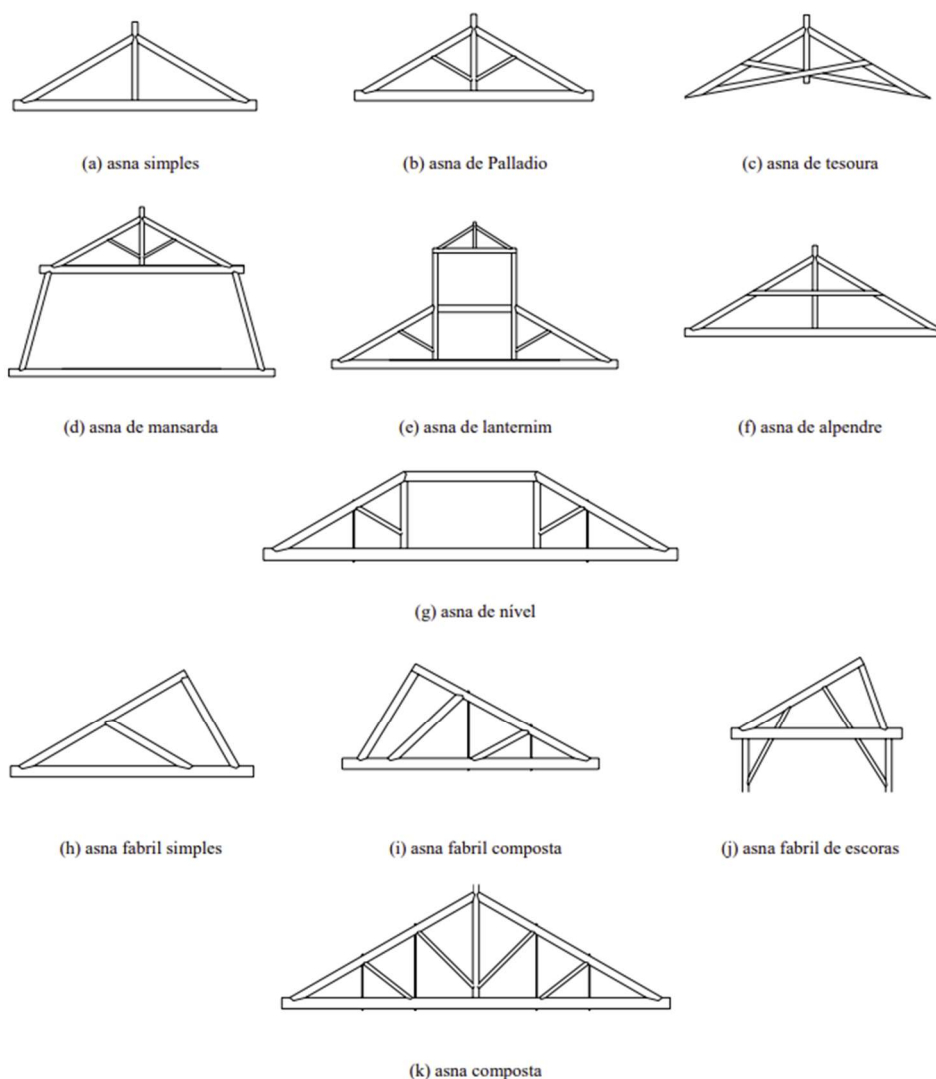


Figura 2.13 –Tipologias mais frequentes de asnas de madeira em Portugal (Costa, 1955).

Relativamente às espécies de madeira, o Pinho (*Pinus pinaster*, Ait.), o Castanho (*Castanea sativa*, Miller), o Eucalipto (*Eucalyptus globulus*) e o Carvalho (*Quercus robur*) são as mais utilizadas nas coberturas tradicionais em Portugal. O castanho e o carvalho são normalmente associados a construções mais antigas das ordens eclesiásticas (como mosteiros e igrejas), enquanto que o pinho e o eucalipto são mais comuns em construções industriais (Branco e Lourenço, 2014).

Os elementos de travamento referem-se a todos os elementos localizados perpendicularmente ao alinhamento das asnas. Isto é, unem as asnas, limitando os deslocamentos e deformações que estas poderiam vir a sofrer. Os travamentos abrangem os seguintes elementos (Moreira, 2009):

- **Frechal** - viga de madeira apoiada sobre as paredes resistentes de alvenaria, para amarração e distribuição da carga concentrada da asna.
- **Madre** – viga de madeira apoiada sobre a asna ou parede destinada à sustentação da estrutura secundária.

- **Fileira** – elemento de madeira colocado sobre os pendurais de forma a definir o vértice do telhado e facilitar o assentamento da estrutura secundária.
- **Diagonal** – elemento diagonal de madeira aplicado entre asnas, desde a parte superior do pendural com a parte inferior do pendural (da outra asna).

A estrutura secundária assenta sobre as madres e tem como função conferir apoio aos elementos de revestimento. É constituída por varas, ripas e guarda-pó. As varas assentam sobre as madres para sustentação das ripas e do guarda-pó; o guarda-pó – forro pregado sobre as varas – serve para o apoio da calha e evita a passagem de resíduos para o interior; as ripas sustentam as telhas de revestimento.

Os telhados eram inicialmente revestidos em telha argamassada, constituída por telha canal ou romana (também conhecida por telha vã) que não possuíam qualquer encaixe entre si, conseqüentemente, eram assentes diretamente com argamassa sobre o guarda-pó. A partir do século XIX o revestimento em telha vã e de canudo foi gradualmente substituído por telha marselha, assim como a estrutura do telhado tornou-se mais complexa (de forma a cobrir maiores vãos).

## 2.2 ANOMALIAS FREQUENTES

### 2.2.1 Fundações

As fundações dos edifícios tradicionais apresentam anomalias frequentemente associadas ao terreno de fundação, ao edifício em si ou à própria fundação, sendo que os problemas mais graves estão associados ao terreno de fundação (Almeida, 2015).

A presença de água no terreno de fundação é uma das principais causas que leva à existência de anomalias nas fundações (Almeida, 2015). A variação do nível de humidade no solo pode dever-se a alterações do nível freático nos arredores do edifício, a ruturas no sistema de águas urbano, à execução de poços, a sistemas de drenagem ou até mesmo a rega excessiva nas imediações (Tavares et al., 2011). A presença de água leva ao descalce das fundações e, conseqüentemente, ao assentamento da estrutura que, por sua vez, cria esforços cortantes nas paredes, levando ao aparecimento de fissuras inclinadas nas mesmas.

A falta de medidas preventivas de contenção de fundações, em obras de escavação nos limites do edifício existente, pode levar a uma descompressão lateral do terreno de fundação, originando movimentos de assentamento das fundações (Tavares et al., 2011; Almeida, 2015). Outro fator que pode levar ao assentamento do solo é a alteração dos níveis de carga impostos às fundações originais, tais como a ampliação de pisos e alterações do uso do edifício (Tavares et al., 2011).

Os assentamentos do solo que afetam os cunhais dos edifícios são especialmente perigosos, visto que em caso de rutura o edifício deixa de ter capacidade de transmitir os esforços para outras zonas capazes de os suportar, tornando o edifício vulnerável (Tavares et al., 2011).

Os materiais utilizados na construção e o tipo de fundações também condicionam o tipo de dano. Por exemplo, as sapatas contínuas, quer sejam de pedra, adobe ou tijolo, não têm rigidez suficiente para resistir a assentamentos do solo e, sendo as paredes resistentes, este tipo de problema irá afetar toda a construção.

Por outro lado, caso a estrutura seja de madeira há menos riscos de deformação imposta visto que a construção terá tendência a acomodar-se a um novo equilíbrio (caso não haja uma progressão indefinida das deformações e se as ligações assim o permitirem) (Tavares et al., 2011).

Quanto aos danos não estruturais, no caso das fundações indiretas, a madeira poderá apodrecer caso haja alteração dos níveis de humidade no solo. No caso das fundações diretas e semidirectas, caso estas estejam expostas ao meio ambiente, é comum verificar-se desaparecimento de materiais mais finos (argamassas de assentamento) e meteorização (Almeida, 2015).

### **2.2.2 Paredes resistentes**

Importa, nesta fase, identificar e distinguir as anomalias relacionadas com o comportamento estrutural das paredes resistentes e as anomalias de carácter não estrutural, relacionadas com o comportamento do próprio material, a pedra.

Os problemas de carácter estrutural estão normalmente associados a assentamentos do solo e à má execução original, tanto a nível do imbricamento das pedras como em termos da qualidade e tipo de aplicação das argamassas de assentamento (Freitas et al., 2012).

Para uma melhor compreensão dos danos estruturais mais correntes em paredes resistentes, o manual de apoio ao projeto de reabilitação de edifícios antigos separa os mesmo em dois grandes grupos: deformação e rotura.

Entende-se por deformação todo e qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos e desvios ou empolamentos da parede, podendo ser localizada numa zona restrita ou envolver um grande volume da estrutura (Freitas et al., 2012).

Deformações da parede, comumente conhecidas por “barrigas”, são provocadas por ações verticais com excesso de carga sobre as paredes (que não possuem capacidade resistente), ou por ações horizontais provocadas por estruturas intermédias levando a fissuras maioritariamente horizontais. Estão

também associados a deformações os movimentos para fora do plano, causados por impulsos horizontais transmitidos às paredes, por efeito de estruturas intermédias, nomeadamente elementos da cobertura e dos pavimentos, ou por movimentos sísmicos (Freitas et al., 2012).

Quanto à rotura, esta surge quando a capacidade resistente do elemento estrutural foi ultrapassada ou quando as paredes têm problemas de contraventamento. Existem alguns conceitos associados à rotura, nomeadamente:

- *Fissuração*: rotura por tração que se manifesta na formação de uma abertura nos elementos que constituem a parede sem que haja separação em dois elementos distintos.
- *Fratu*ra: rotura por tração que se manifesta na formação de uma abertura nos elementos que constituem a parede com separação em dois elementos distintos.
- *Esmagamento*: rotura por compressão que se manifesta na destruição dos elementos que constituem a parede com perda de coesão e consistência.
- *Abertura da junta*: deslocamento relativo das duas faces de uma junta na direção ortogonal à sua superfície.
- *Deslizamento da junta*: deslocamento relativo das duas faces de uma junta ao longo da sua superfície.

A Figura 2.14 apresenta algumas das principais anomalias verificadas nas paredes resistentes em alvenaria de pedra.



a) . Deformação para fora do plano [Deformação fora do plano de parede de torre cabeceira - IC (up.pt)]



b) Abertura de juntas [https://paginas.fe.up.pt/~icfeup/pic/abertura-de-juntas-na-parede-da-fachada-principal/]



c) Fratura de pedras de um arco [Fratura de pedras na segunda fiada do arco - IC (up.pt)]

Figura 2.14 - Anomalias estruturais em paredes resistentes de pedra.

É importante referir que a classificação das anomalias não é estanque, ou seja, os danos estão relacionados entre si, sendo que muitas vezes ocorrem em simultâneo.

A fissuração resulta muitas vezes da cedência/assentamento do terreno. As fissuras evoluem para fraturas (ou fendas) podendo levar ao colapso parcial da parede. Através das fendas e das fissuras há, ainda, a possibilidade de entrada de água para dentro do pano da fachada, levando à diminuição da capacidade resistente da parede, tornando-a mais vulnerável a outros eventuais movimentos (Tavares et al., 2011).

O esmagamento surge, particularmente, em zonas de aplicação de cargas excessivas e nas zonas de contacto entre as vigas de madeira e a alvenaria, devido à falta de apoios que resistam às cargas descarregadas pelas vigas ou, mais uma vez, ao excesso de cargas aplicadas (Almeida, 2015).

Relativamente às juntas, para além dos casos de abertura e deslizamento, verifica-se também a inexistências das mesmas, especialmente em edifícios com alturas volumétricas diferentes ou com panos de paredes muito extensos e sem travamentos intermédios suficientes (Freitas et al., 2012).

Da mesma forma que não é simples classificar os danos observados nas paredes resistentes, também a identificação das respetivas causas se torna complexa. Contudo, é possível indicar as causas mais prováveis para os danos acima referidos:

- *Falta de manutenção*: apesar de não originar diretamente danos estruturais, potencia os mesmos, sendo a causa mais comum nos edifícios existentes;
- *Presença de água*: provoca alteração das condições do terreno de fundação e da sua capacidade resistente e/ou deformabilidade. No caso das paredes com folhas múltiplas leva à expansão do material de enchimento e provoca deformações para fora do plano;
- *Perda e/ou desagregação do material*: pode dever-se à presença de água ou ao próprio envelhecimento do material;
- *Movimento das fundações*: resulta de alterações nas características dos terrenos;
- *Alterações da estrutura e do seu uso*: aumento das cargas atuantes na estrutura;
- *Intervenções antigas*: problemas de incompatibilidade de material ou inadequadas soluções estruturais;
- *Ação biológica*: desenvolvimento de vegetação entre juntas ou no topo destas;
- *Má qualidade de construção e/ou materiais*.

Para além das anomalias de carácter estrutural, há um vasto conjunto de danos associados à pedra como material de paramento. É de notar que estas anomalias não se referem apenas às paredes resistentes, mas sim a qualquer elemento construtivo constituído por pedras.

Na Tabela 2.1 estão expostas as principais anomalias da pedra, com uma breve descrição das suas características e prováveis causas.

Tabela 2.1 - Resumo dos principais tipos de deteriorações da pedra (Freitas et al., 2012).

	<b>Descrição</b>	<b>Causas</b>
(a) Desagregação Granular	Perda de material resultante do desgaste dos grãos, salientando grãos minerais que aumentam a rugosidade da superfície	Precipitação dos sais mais solúveis, desenvolvendo elevadas pressões de cristalização que conduzem ao desgaste dos grãos.
(b) Alvéolos	Pequenas cavidades, de abertura mais ou menos circular com diâmetro máximo de 10mm e profundidade máxima idêntica	Ocorrem em pedras afetadas por desagregação granular.
(c) Placas	Delimitadas por duas superfícies paralelas que acompanham a superfície exterior da pedra. São pouco espessas (podem atingir 20 ou 30 mm) de forma planar, vão-se destacando da pedra acabando por se separar e cair, deixando cicatrizes.	Resultam da cristalização de minerais de sais solúveis no interior das pedras, paralelamente à superfície exterior das mesmas.
(e) Crostas negras	Depósitos de cor negra que cobrem a superfície das pedras e das argamassas das juntas. A superfície das crostas é mais ou menos irregular com espessura entre os 0,05 e os 10mm.	São constituídas por depósitos superficiais, nomeadamente por cristais de gesso, cinzas volantes e por poeiras silicatadas das ruas e dos solos.
(f) Filmes negros	Formações superficiais muito finas, de cor negra ou castanha, baças, homogêneas e duras com espessura reduzida, mantendo a rugosidade superficial da pedra.	São constituídas por depósitos superficiais.
(g) Eflorescências	Cristalizações sobre a forma de pó (polvorentas) de cor branca ou bege muito claro, de agregado de cristais aciculares ou de pelos (“fluffy”)	Resultam da cristalização de sais solúveis sobre a superfície de pedras e argamassas.
(h) Dissoluções	Perda de massa das rochas carbonatadas, nomeadamente calcários, mármore, arenitos, resultando no recuo generalizado da superfície das pedras, aparecimento de cavidades e de zonas claras resultantes.	Deve-se à dissolução do carbonato de cálcio na água das chuvas, transformando-os em hidrogenocarbonato de cálcio.

(i) Colonização biológica	<p>Crescimento de organismos, desde árvores de grandes dimensões a pequenos arbustos e ervas, fetos, musgos, líquenes, algas, etc. Presença de diversos animais que se desenvolvem nas pedras.</p> <p>Associada a áreas mais húmidas e/ou sombrias, especialmente nas fachadas e recantos voltados a Norte, em juntas abertas com escorrência ou permanência de humidade.</p>
---------------------------	---

---

A Figura 2.15 apresenta algumas das anomalias referidas na Tabela 2.1.



a) Pedra de granito afetada por desagregação granular e por alvéolos



b) Cicatriz de placa em pedra de granito



(e) Pedra de granito afetada por crostas negras



(f) Pedra de granito afetada por filme negro



(g) Pedra de granito afetada por eflorescências pulvurenta



(i) Pedra de granito com colonização biológica

Figura 2.15 – Alguns tipos de deterioração da pedra referidas na Tabela 2.1 (Freitas et al., 2012).

### 2.2.3 Paredes de compartimentação

As paredes de compartimentação não apresentam tantos problemas, relativamente às paredes resistentes, pelo facto de não estarem tão expostas ao meio ambiente e pela sua função estrutural ser teoricamente nula. Assim sendo, os danos verificados neste elemento construtivo devem-se, essencialmente, à alteração da função das paredes de compartimentação no edifício. Serve de exemplo o caso em que o edifício sofre assentamentos diferenciais nas fundações. Os assentamentos podem

originar fissuras e/ou fendas nas paredes resistentes e deformações excessivas nos pavimentos que, por sua vez, podem gerar esforços sobre as paredes de compartimentação, que não estavam preparadas para receber tais cargas (Almeida, 2015).

Os carregamentos causados por mudança de função ou por intervenções inesperadas traduzem-se no abaulamento das paredes, uma vez que estas se vão comportar como paredes estruturais, porém esbeltas e deformáveis. Outras anomalias que podem surgir nas paredes de compartimentação são as fissuras, os esmagamentos e empolamentos do reboco por compressões excessivas (Almeida, 2015).

Quanto ao carácter não estrutural, e tal como nas paredes resistentes, podem surgir danos relacionados com a presença de água e com o envelhecimento dos materiais utilizados, maioritariamente nas zonas de encontro com as paredes exteriores (Almeida, 2015).

#### **2.2.4 Pavimentos**

Como já foi referido, a constituição dos pavimentos dos edifícios tradicionais e consequentes anomalias, que surgem em função dos materiais constituintes, variam conforme são pavimentos térreos (constituídos por terra batida ou enrocamento de pedra) ou elevados (madeira). Contudo, neste caso, destacam-se apenas os principais fatores que levam à deterioração dos pavimentos em madeira.

Para uma melhor compreensão dos danos existentes nos pavimentos torna-se necessário dividi-lo da seguinte forma:

- Danos relacionados com defeitos e anomalias do material (nós, desvio de inclinação do fio, fendas, empenos, descaio, taxa de crescimento, bolsas de resina, presença de medula ou entrecasco, madeira de reação, madeira juvenil);
- Danos relacionados com a degradação da madeira por fatores externos (agentes abióticos e bióticos);
- Danos relacionados com a má conceção/construção inicial incorreta.

##### **2.2.4.1 Defeitos** (Branco e Sousa, 2014)

De acordo com a NP 180:1962, entende-se por defeito qualquer anomalia da estrutura do lenho ou resultado de ataque de agentes vivos ou imperfeições de laboração que possam determinar a diminuição do valor comercial da madeira.

###### **2.2.4.1.1 Nós**

Os nós condicionam a orientação das fibras vizinhas levando ao desvio das fibras longitudinais o que torna a madeira menos resistente (a direção de solicitação pode variar de paralela para perpendicular às fibras). Correspondem ao defeito mais condicionante para a resistência global do elemento, principalmente em zonas tracionadas, mesmo quando não influencia significativamente o módulo de elasticidade em flexão. A Figura 2.16 apresenta vigas de pavimentos com este defeito.



Figura 2.16 – Vigas de pavimentos com nós (fotos cedidas pela Dr. Building).

#### 2.2.4.1.2 Desvio de inclinação do fio (fio diagonal ou fio torcido)

A inclinação do fio relativamente ao eixo longitudinal pode ser da própria natureza morfológica da madeira ou resultado de um inadequado processo de corte. Este defeito leva à instalação de elevadas tensões internas na madeira que, perante pequenas alterações de humidade, pode provocar empenos e fendas, podendo ainda ter graves consequências quanto à resistência mecânica.

#### 2.2.4.1.3 Fendas

As fendas podem ser causadas por danos exteriores ou devido à má conceção/dimensionamento dos elementos, sendo as mais comuns as fendas de secagem. Estas resultam da secagem ou humedecimento da madeira ou devido a ciclos de secagem/humedecimento quando o ambiente de exposição sofre variações elevadas ao longo do tempo de serviço da madeira. As fendas podem levar à redução do momento de inércia e ter graves consequências estruturais, em especial se pertencerem a elementos sujeitos a compressão axial ou em zonas de ligação de elementos (Figura 2.17).



Figura 2.17- Existência de fendas de secagem em vigas de pavimento (fotos cedidas pela Dr. Building).

#### 2.2.4.1.4 Descaio

O descaio traduz-se pela falta de madeira numa ou mais arestas do elemento, podendo estar presente parcialmente ao longo do seu comprimento. O descaio é, normalmente, um defeito de laboração, contudo pode estar também associado ao ataque de fungos ou de insetos xilófagos.

#### 2.2.4.1.5 Madeira de reação

A madeira de reação consiste na presença de partes de material lenhoso torcido ou de forma irregular criado pela árvore, de forma a contrariar os esforços resultantes de ações externas, como por exemplo a ação do vento forte.

Para além dos defeitos referidos, considerados de maior relevância neste caso, a NP 180:1962 faz também referência a:

- Empenos (arco de face, arco de canto, em hélice e meia cana);
- Taxa de crescimento dos anéis (defeito ligeiro);
- Bolsas de resina;
- Presença de medula ou entrecasco (desaconselhado utilizar elementos com este defeito em uso estrutural);
- Madeira juvenil;
- Fungos e insetos xilófagos.

#### **2.2.4.2 Degradação da madeira (Branco e Sousa, 2014)**

A madeira é sujeita a diversos agressores que levam à sua degradação. Estes agentes distinguem-se entre agentes abióticos (água, sol, fogo, mecânicos, físico e químicos) e agentes bióticos (reino vegetal e reino animal).

##### 2.2.4.2.1 Agentes Abióticos

###### 2.2.4.2.1.1 Água

A água/humidade que leva à degradação da madeira pode pertencer à própria constituição da madeira ou a agentes atmosféricos. Nos pavimentos a água provém essencialmente da chuva (infiltrações pelas coberturas, paredes ou vãos) ou por ascensão por capilaridade do terreno de fundação (no caso dos pavimentos térreos). As zonas mais afetadas são as mais próximas de elementos exteriores, como é o caso das entregas das vigas nas paredes, como se pode constatar na Figura 2.18.

A variação do grau de humidade leva à alteração volúmica da madeira, que por sua vez pode originar o aparecimento de fendas, aberturas em zonas de ligações, folgas e/ou desajustes originando fendas de secagem. Para além disso, elevados níveis de água impregnada criam ambientes propícios para o

desenvolvimento e proliferação de agentes biológicos, como fungos de podridão e ataques de insetos xilófagos, levando à redução da secção útil do elemento.

#### 2.2.4.2.1.2 Sol

As radiações ultravioletas provenientes do sol conduzem à separação da membrana exterior da madeira das suas paredes celulares, originando um aspeto de desfibramento superficial da madeira (Figura 2.19). Apesar de ser considerado um defeito estético, quando os raios infravermelhos atuam em conjunto com mudanças de humidade e temperatura podem levar ao aparecimento de fendas, proporcionando o aparecimento de fungos e insetos xilófagos.



Figura 2.18 - Presença de manchas de humidade e fenda no encontro da viga com a parede exterior (foto cedida pela Dr. Building).



Figura 2.19 – Desfibramento superficial da madeira por ação do sol (foto cedida pela Dr. Building).

#### 2.2.4.2.1.3 Fogo

A principal consequência do fogo numa estrutura de madeira é a perda progressiva da secção residual resistente dos elementos estruturais (borne e cerne).

#### 2.2.4.2.1.4 Agentes físicos

As principais patologias de caráter físico têm origem em ações de atrito e choque. O atrito entre as peças de madeira provoca o desgaste e redução das secções, sendo prejudicial ao seu desempenho. Por outro lado, as ações de choque ou impacto por parte de um corpo exterior pode causar danos na estrutura.

#### 2.2.4.2.2 Agentes Bióticos

##### 2.2.4.2.2.1 Bactérias e Fungos

A permanência de água/humidade na madeira permite a colonização por fungos e bactérias. Os fungos xilófagos dividem-se em duas principais categorias: fungos de podridão e cromogéneos (e bolores). Os

segundos não levam a grandes consequências na resistência físico-mecânica da madeira, caracterizando-se apenas pela alteração da coloração da madeira (geralmente de cor azulada).

A natureza dos fungos de podridão pode ser podridão branca ou podridão castanha, que por sua vez, pode ser húmida ou seca. A podridão castanha seca caracteriza-se pela presença de fraturas na madeira de forma cúbica com um ligeiro escurecimento tanto nas madeiras macias como duras.

A podridão mais verificada nas habitações em Portugal é a castanha húmida (Figura 2.21), frequentemente associada a madeiras em contacto com alvenarias húmidas (rodapés, topo dos barrote de pavimentos, etc.). Tal como a podridão seca, a húmida caracteriza-se por fraturas de madeira de forma cúbica, contudo com fraturas de menores dimensões.

A podridão branca surge apenas em condições de humidade elevada, Figura 2.20. O elemento de madeira afetado desfaz-se em fibras muito grosseiras de cor ligeiramente deslavada.



Figura 2.20- Existência de fungos de podridão branca ou fibrosa (cedida pela Dr. Building).



Figura 2.21 - Podridão castanha húmida (ou parda húmida)<sup>3</sup>

A Tabela 2.2 apresenta os fungos acima expostos, a forma como atuam, as condições de ação e os consequentes danos, para um melhor entendimento do seu ataque.

Tabela 2.2 - Identificação das patologias devido a fungos xilófagos.

Tipo de fungos	Classe de putrefação	Condições de ação	Danos
<b>Fungos de podridão</b>	Branca ou fibrosa Húmida	Graus de humidade entre 35 e 60% e ambiente ácido	Diminuição da resistência, desintegração da madeira, som a oco, descoloração (cinzenta ou branca) e odor a mofo
	Castanha ou cúbica Seca	Graus de humidade 28±2%	

<sup>3</sup> UNIDADE CURRICULAR DE ESTRUTURAS DE MADEIRA E ALVENARIA (Apontamentos), Prof. Alexandre Costa, ISEP, 2021.

<b>Cromogéneos e bolores</b>	Não promovem o apodrecimento mecânico	Humidade acima de 20%, temperatura entre 20 a 28°C, radiações luminosas reduzidas	Aparecimento de manchas azuladas
------------------------------	---------------------------------------	---	----------------------------------

#### 2.2.4.2.2 Insetos xilófagos

Os insetos xilófagos, insetos que se alimentam da madeira, são os mais frequentes em madeiras degradadas. Existem três grandes famílias de insetos xilófagos, nomeadamente os insetos de ciclo larvar (classe dos coleópteros), os insetos sociais (classe dos isópteros) e outros insetos.

Relativamente aos insetos de ciclo larvar, os mais verificados nos pavimentos de madeira em Portugal são os carunchos grandes (cerambicídeos). Os carunchos atacam a madeira geralmente seca, mais precisamente o borne de madeiras resinosas. Estes insetos apresentam caracteristicamente dois pares de asas e depositam os seus ovos nas camadas interiores de madeira que garantem temperatura e humidade propícias, iluminação reduzida, pouca ventilação, proteção e alimento para as larvas. Estas podem residir no interior da madeira por algumas semanas ou durante vários anos até chegarem à fase adulta, perfurando a madeira até ao exterior. Deste modo, o ataque destes insetos é identificado pela visualização dos orifícios de saída dos insetos adultos e pela presença de “serrim” sobre a superfície afetada ou perto da mesma.

Os insetos sociais (isópteros) ou térmitas, contrariamente aos carunchos, não apresentam ciclo larvar, portanto não abandonam a madeira em fase adulta. As térmitas escavam galerias quando necessitam de se deslocar entre elementos de madeira, sendo a sua deteção feita já numa fase avançada de degradação através da observação de orifícios de saída para o exterior. Outro sinal de presença destes insetos é a saída de centenas de insetos adultos que perdem asas e acasalam, dando origem a uma nova comunidade.

A Figura 2.22 apresenta alguns elementos de madeira evidenciando ataques de insetos xilófagos, possivelmente carunchos.



Figura 2.22 - Ataque de insetos xilófagos (fotos cedidas pela Dr. Building)

O ataque de insetos xilófagos leva à perda de secção residual resistente que é função direta do volume de material consumido. Para concluir, a Tabela 2.3 apresenta sucintamente os tipos de agentes agressores da madeira, assim como as anomalias associadas.

Tabela 2.3 - Agentes de degradação da madeira, anomalias e consequências inerentes.

Agentes		Patologias	
Abióticos	Água	Fendas, retrações, empolamentos, deformações, empeno e putrefação	
	Sol	Fenómeno de foto-degradação	
	Fogo	Destruição progressiva do borne e do cerne	
	Mecânicos, físicos e químicos	Degradação da secção por abrasão, choque e ataque químico	
Bióticos	Reino Vegetal	Bactérias	Apodrecimento/putrefação e consequente destruição das estruturas das fibras. Redução da secção residual resistente.
		Fungos	Apodrecimento/putrefação e consequente destruição das estruturas das fibras. Redução da secção residual resistente.
	Reino Animal	Mamíferos Aves	Criação de tocas e ninhos
		Insetos xilófagos	Destruição da estrutura de madeira por putrefação e escavação de túneis/galerias

### 2.2.4.3 *Má concepção/construção iniciais ou uso estrutural*

Muitos dos danos verificados nos pavimentos de madeira estão relacionados com erros de concepção/construção. No âmbito dos pavimentos dos edifícios tradicionais importa salientar os seguintes erros (Dias, 2008):

- secções insuficientes para as cargas atuantes;
- espaçamentos exagerados entre vigas;
- falta de tarugamento;
- má ligação entre soalho e vigamento;
- não consideração da possibilidade de ocorrência de fenómenos de fluência da madeira;
- dimensionamento incorreto dos elementos delicados, como as ligações e os entalhes.

Para além dos danos por erros de conceção/execução iniciais, é muito corrente a existência de danos devidos ao uso estrutural do edifício. Estes danos estão essencialmente associados a obras de intervenção desadequadas ou insuficientemente controladas e ao próprio envelhecimento dos elementos de madeira. Servem de exemplo intervenções que levam à introdução de cargas em elementos que não estavam preparados para as receber, como é o caso de ampliação em altura de edifícios. Outro exemplo consta na ampliação de pisos inferiores com a remoção de paredes de compartimentação sem qualquer medida estrutural, levando à deformação do pavimento (Moreira, 2009).

### 2.2.5 Cobertura

As coberturas são os elementos construtivos que apresentam anomalias mais graves, o que se deve ao seu contacto direto com as ações atmosféricas (água da chuva, vento, variações de temperatura).

Uma vez que a estrutura das coberturas tradicionais é composta por elementos de madeira, todos os defeitos e agentes de degradação da madeira apresentados no capítulo anterior também dizem respeito à estrutura da cobertura. Desses fatores destacam-se a ação da água da chuva e humidade pela exposição da cobertura ao meio ambiente. Dada a falta de manutenção das coberturas, não é difícil a penetração da água da chuva nos elementos de madeira, quer seja por um revestimento partido, pela deformação natural da estrutura ou até mesmo pelo entupimento de uma caleira. A penetração da água na madeira, aliada à falta de ventilação que é comum nas coberturas, proporciona o aparecimento de agentes xilófagos e respetivas anomalias, nomeadamente a redução de secções e menor resistência mecânica (Almeida, 2015; Moreira, 2009).

Tal como nos pavimentos, grande parte dos problemas que surgem nas coberturas resultam de erros de projeto e de execução, tais como secções insuficientes para as cargas atuantes, a não consideração da possibilidade de ocorrência de fluência da madeira e o dimensionamento incorretos das ligações entre elementos (Almeida, 2015; Moreira, 2009).

Em locais onde se verifiquem defeitos da madeira, como é o caso da presença de nós, é comum que haja roturas pontuais (Figura 2.23).



Figura 2.23 - Defeitos em elementos de uma cobertura (fendas de secagem e presença de nós, respetivamente da esquerda para a direita) (fotos cedidas pela Dr. Building).

## 2.3 METODOLOGIA DE REABILITAÇÃO

### 2.3.1 Fundações (Almeida, 2015; Tavares et al., 2011)

As intervenções de reabilitação ou reforço em fundações têm como principal objetivo o aumento da capacidade de carga e resistente. Este tipo de intervenções justifica-se quando as fundações apresentam as anomalias referidas do capítulo anterior, quando estão previstas ampliações em altura ou subdivisões dos edifícios que aumentem os esforços nas fundações, ou ainda por alterações na fronteira ou vizinhança do edifício ou do terreno de fundação.

Há três principais formas de intervenções nas fundações, nomeadamente sobre o terreno de fundação, sobre as fundações e sobre o edifício em si.

As intervenções sobre o terreno de fundação visam a melhoria das características do terreno de fundação, aumentando a capacidade resistente e de deformação do solo, eliminando os assentamentos. Os principais métodos de melhoramento da compacidade e/ou resistência do solo de fundação:

- Injeção no terreno de caldas de cimento ou de materiais poliméricos expansivos, de forma a melhorar as características mecânicas do terreno e a impermeabilizá-lo. Trata-se da técnica mais aplicada no reforço do terreno de fundação. *O jet-grouting* é uma variante da injeção tradicional que se aplica a todos os tipos de terreno. A injeção é feita através de um ou mais jatos horizontais que degradam o terreno e juntam-lhe a calda de cimento, dando origem a um solo praticamente impermeável e com melhores características;
- Drenagem do terreno através de drenos e filtros, de forma a livrar-se da presença de água em excesso;

- Colunas de brita que permitem a drenagem do terreno, reduzem o assentamento das fundações, contrariamente à utilização de drenos e filtros, aumentam a capacidade de carga do solo e aceleram a consolidação do terreno para novas fundações;
- Substituição do terreno em camadas de espessura reduzida por betão pobre. Trata-se de uma solução mais rara destinada em especial a zonas bastantes deformáveis.

Quanto às intervenções sobre as fundações, destacam-se os seguintes métodos:

- Consolidação do material de fundação através da injeção de caldas de cimento ou resina, de forma a tapar os vazios existentes da desagregação das fundações. Para uma distribuição homogénea das caldas, constrói-se uma estrutura de contenção das fundações. Esta intervenção pode resultar num aumento da resistência à compressão de 10 vezes mais;
- Alargamento das fundações sem recalçamento, de forma a aumentar a área de contacto da fundação com o terreno. Intervenção apropriada quando a capacidade de carga do terreno de fundação é suficiente e se pretende corrigir uma deficiente execução das fundações ou quando há aumentos de cargas transmitidos para o terreno;
- Recalçamento. Destina-se a fundações diretas (sapatas isoladas ou contínuas) em que a camada superficial do solo se apresenta imprópria. Este método consiste na substituição da camada do solo por betão simples ou armado, até se encontrar uma camada de solo com as características necessárias;

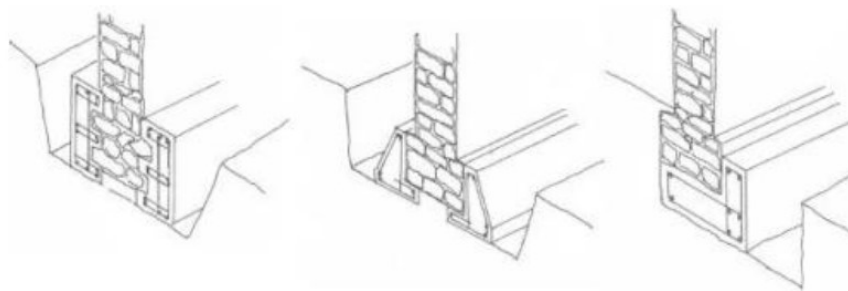


Figura 2.24 - Representação esquemática da junção entre as técnicas de alargamento e recalçamento (Reabilita & Funda, 2014) (Almeida, 2015).

- Transferência de cargas para camadas profundas do terreno, com recalçamento. Método utilizado quando o reforço superficial não é muito viável por carências do terreno de fundação. Consta na utilização de estacas (metálicas, de madeira ou em betão) cravadas ou moldadas *in situ*, muitas vezes combinadas com vigas transversais metálicas ou de betão armado colocadas sob a fundação, que funcionam como recalce. As estacas permitem o contributo das camadas mais profundas que apresentam melhores características de resistência e de deformabilidade;

- Transferência de cargas para camadas profundas do terreno, sem recalçamento. Tem o mesmo propósito da intervenção anterior, mas sem os inconvenientes que advêm do recalçamento. Consiste na execução de microestacas (cravadas ou moldadas *in situ*) que atravessam as próprias fundações;

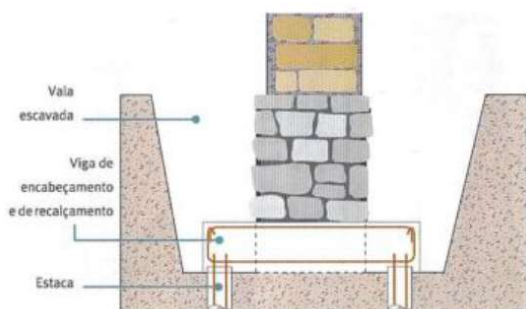


Figura 2.25 - Representação esquemática da solução de reforço de fundações através de estacas (Almeida, 2015).

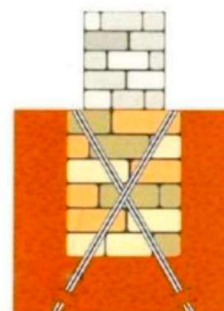


Figura 2.26 - Representação esquemática da solução de reforço de fundações através de microestacas (Almeida, 2015).

A reabilitação de fundações através de intervenções sobre o edifício consiste na redução das cargas que atuam sobre as fundações. Esta redução pode ser feita através de aligeiramentos dos elementos de compartimentação e revestimento, criações de ligações estruturais suplementares, ou tornando rígidas algumas zonas da estrutura.

### 2.3.2 Paredes resistentes

Após a análise das anomalias e respectivas causas é necessário proceder à intervenção através de técnicas de consolidação e/ou técnicas de reforço. Contudo, as intervenções nem sempre servem para corrigir anomalias, sendo que muitas vezes visam melhorar preventivamente o comportamento da estrutura perante outras ocorrências, tais como assentamentos ou abalos sísmicos (Roque, 2002).

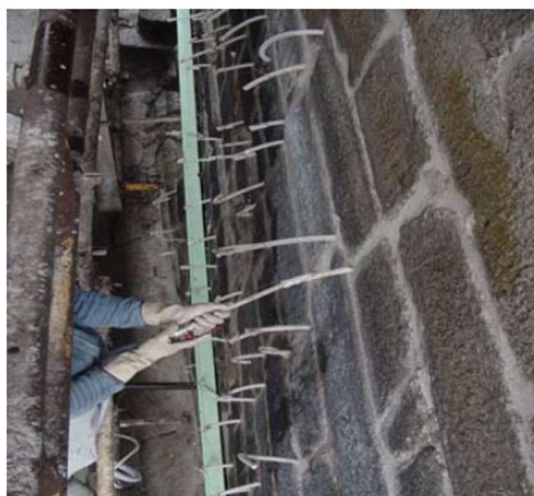
Das intervenções através de técnicas de consolidação, destacam-se a injeção de caldas ou resinas e o desmonte e reconstrução de partes com materiais desagregados. As técnicas de reforço consistem essencialmente no refechamento de juntas (com armadura ou com camadas de resina orgânica e armadura), rebocos armados, encamisamento "jacketing", reforço com materiais compósitos (FRP – *Fiber Reinforced Polymer*), pregagens generalizadas e transversais, pré-esforço, cinta sísmica e sistemas porticados em betão armado.

A técnica de consolidação de alvenaria através de injeção consiste em injetar, através de furos previamente feitos, caldas ou resinas fluídas, de forma a preencher os vazios interiores e/ou selagem de

fissuras. A injeção pode ser feita por gravidade ou sobre pressão (Figura 2.27). Tem como finalidade melhorar a ligação e coesão entre os seus elementos, repor a integridade das paredes, consolidar a alvenaria existente, melhorando, assim, as características resistentes da mesma.



a) injeção por gravidade



b) injeção sobre pressão

Figura 2.27 –Tipos de injeção (Rodrigues, 2010).

O refechamento das juntas é uma das técnicas de reforço mais simples e consiste na remoção parcial da argamassa degradada, seguida da lavagem da junta com água sob baixa pressão e na substituição do material removido por outro de melhores propriedades mecânicas (Figura 2.28).

Desta técnica surge uma variante, destinada essencialmente a alvenarias com juntas horizontais regulares, que consiste na introdução de armaduras de reforço na argamassa das juntas horizontais, designada de refechamento das juntas com armadura. A armadura de reforço pode ser de aço inoxidável, laminados, barras FRP-*Fiber Reinforced Polymer*. Há ainda uma outra técnica de reforço que difere da anterior na aplicação de uma camada de resina orgânica antes e depois da introdução da armadura de reforço, terminando com o refechamento das juntas com argamassa de cal hidráulica, argamassa hidráulica ativada ou resinas orgânicas (Almeida, 2015; Roque, 2002).

O refechamento das juntas com armadura de reforço tem como principal finalidade controlar a fendilhação associada a estados de compressão excessivos, assentamentos diferenciais, etc. (Roque, 2002).



Figura 2.28 – Parede em alvenaria de pedra antes e depois do refeito de juntas (Roque, 2002).

A solução de reboco armado destina-se, particularmente, a paredes que apresentem acentuada degradação superficial e fendilhação. A execução de rebocos armados consiste na aplicação de uma camada de argamassa de revestimento sobre a parede existente, na qual se fixa uma armadura de reforço. A armadura de reforço é, tradicionalmente, em malha de aço electrossoldada, em malha de metal distendido ou composta por varões de fino diâmetro (Figura 2.29). O reforço pode ser aplicado de um lado ou em ambos os lados da parede, sendo que a armadura pode estar ligada transversalmente, ou não (Roque, 2002).

Quanto à argamassa, esta pode ser de natureza inorgânica, sintética ou tradicionais, sendo que se deve evitar as inorgânicas cimentícias e as sintéticas por razões de compatibilidade. As argamassas podem ser aplicadas manualmente ou projetadas (Roque, 2002).



Figura 2.29 - Aplicação de reboco armado (Rodrigues, 2010).

O encamisamento ou “jacketing” consiste na aplicação de uma camada de betão (cerca de 5 a 10cm de espessura), reforçado com uma malha de aço fixada à parede através de pregagens. Trata-se de uma intervenção muito semelhante à do reboco armado, diferindo na espessura do reforço (maior que a anterior), apresentando melhores características mecânicas (especialmente ao corte). Esta solução é

indicada para reabilitação/reforço de alvenarias de pedra ou de tijolo maciço que se apresentem muito irregulares, com argamassas bastante deterioradas e com fraca ligação de materiais, com mistura de diferentes materiais. Por se tratar de uma solução muito intrusiva e irreversível é utilizada em paredes que dificilmente possam ser reabilitadas com recurso a outras soluções (Almeida, 2015; Roque, 2002).

Os materiais compósitos utilizados no reforço estrutural são designados por FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). São constituídos por dois elementos: as fibras de reforço e a matriz. A matriz é o elemento responsável pela transmissão da resistência das fibras para o suporte, pode-se tratar de uma resina epóxi, acrílica, polyester, etc. Por outro lado, são as fibras que garantem a resistência e rigidez axial do reforço. As fibras podem ser em carbono (CFRP – *Carbon Fiber Reinforced Polymer*), fibras de vidro (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*) e aramida (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*). Os compósitos FRP são comercializados em mantas, laminados, em barras e ainda em fibras soltas. A utilização de materiais compósitos no reforço é muito vantajosa graças à elevada resistência à tração, flexão e compressão, leveza, resistência à corrosão, facilidade de aplicação, reversibilidade de aplicação, etc. (Roque, 2002).

As pregagens consistem na colocação de barras metálicas em furos de pequeno diâmetro previamente abertos que atravessam o elemento a reforçar. Os furos são posteriormente selados com caldas de injeção apropriadas. Estas soluções são também constituídas por tirantes de aço fixos por aderência e/ou ancorados nas extremidades. A distribuição e a direção do reforço dependem da extensão, natureza dos danos e do objetivo pretendido, podendo-se tratar de reforços localizados ou generalizados.

As pregagens generalizadas são normalmente com barras de aço inox dispostas em direções cruzadas, formando uma malha tridimensional no interior da alvenaria. Um outro tipo de pregagem consiste na distribuição de tirantes de aço transversais à parede, com dispositivos de ancoragem nas faces exteriores da parede – pregagens transversais (Almeida, 2015; Roque, 2002).

O reforço com pré-esforço consiste na introdução e esticamento dos cabos de pré-esforço (pelo interior ou exterior do edifício), introduzindo na estrutura um novo sistema de forças. Em geral, esta técnica de reforço traz melhorias no controlo da deformação e da fendilhação, contribuindo para uma maior durabilidade da parede.

Relativamente a técnicas de reforço que preveem a criação de elementos adicionais às paredes de alvenaria destacam-se a cinta sísmica e sistemas porticados em betão armado.

A cinta sísmica consta duma viga de coroamento construída no topo das paredes periféricas, cuja função é interligá-las. Esta intervenção aplica-se a edifícios que apresentam fracas ligações entre as paredes exteriores, entre paredes e pavimentos ou coberturas, conferindo uma grande melhoria no comportamento da parede perante forças perpendiculares ou deformações por flexão para fora do plano. A Figura 2.30 apresenta um exemplo desta intervenção.

A solução de **sistemas porticados em betão armado** consiste na demolição de todo o interior do edifício antigo, mantendo apenas as fachadas iniciais, com a construção de uma nova estrutura de betão armado (Figura 2.31). As novas paredes são colocadas com abertura de rasgos nas paredes resistentes originais ou pregadas à face das mesmas (Rodrigues, 2010). Estes pórticos em betão passam a desempenhar funções de revestimento ou forro e, em certos casos, funções estruturais.

É de referir que estes sistemas porticados não são propriamente uma solução de reabilitação visto que a maior parte do edifício é demolido. Contudo, trata-se de uma intervenção bastante utilizada na “reabilitação” de edifícios antigos em Portugal, nomeadamente no caso de estudo em questão que irá ser abordado mais à frente.



Figura 2.30 – Exemplo de aplicação de cinta sísmica sobre as paredes resistentes (Roseiro, 2012).



Figura 2.31 - Construção de sistemas porticados em betão armado (Rodrigues, 2010).

### 2.3.3 Paredes de compartimentação (Almeida, 2015)

Tal como já foi referido no capítulo anterior, as paredes de compartimentação não apresentam tantos problemas como as resistentes, dada a sua localização e por, na maioria das vezes, não desempenharem funções estruturais. Contudo, quando estas cumprem funções estruturais e apresentem anomalias significativas, as técnicas de reforço apresentadas anteriormente são aplicáveis.

As anomalias nas paredes estruturais estão maioritariamente associadas a cargas excessivas dos pavimentos, podendo ser solucionadas através do reforço dos mesmos. Outras anomalias verificadas são a degradação do reboco, que pode ser reabilitado com ou sem reforço com armaduras, e fissuras, cuja intervenção consiste na reconstituição ou substituição de partes ou de peças das paredes.

Note-se que muitas vezes se procede à demolição das paredes de compartimentação sem que estas apresentem grandes anomalias, com o intuito de melhorar os espaços do edificado.

### 2.3.4 Pavimentos e coberturas

As principais anomalias, tanto dos pavimentos como das coberturas em madeira, estão relacionadas com a presença de água, com a deficiente conceção e/ou execução e com cargas excessivas que, geralmente, resultam em grandes deformações, secção útil insuficiente e deterioração por agentes biológicos dos elementos.

As intervenções nestes elementos visam restabelecer ou melhorar a sua capacidade resistente, reparar problemas de deformação, reparar danos, como fendas e nós, etc.

Posto isto, destacam-se os seguintes métodos de reabilitação e reforço de pavimentos e coberturas (Almeida, 2015; Branco, 2014):

#### ***Aumento da secção dos elementos***

O aumento da secção dos elementos consiste na fixação de peças novas de madeira aos elementos existentes, através de chapas ou cintas metálicas e pregos, pernos, ou parafusos protegidos contra a corrosão. Esta solução é muito utilizada em elementos que apresentem secção insuficiente, fendas, roturas localizadas e degradação por ataque de insetos xilófagos e/ou fungos de podridão.

#### ***Adição de vigas***

O método mais simples para resolver os problemas de deformações consta na adição de novas vigas (de madeira ou metálicas), colocadas perpendicularmente às existentes, dividindo o vão do pavimento em dois ou mais. As vigas também podem ser instaladas abaixo ou a par das vigas existentes, sendo que esta última mantém o pé-direito original. As figuras 2.32 e 2.33 apresentam duas soluções de reforço com adição de vigas (Almeida, 2015; Branco, 2014).

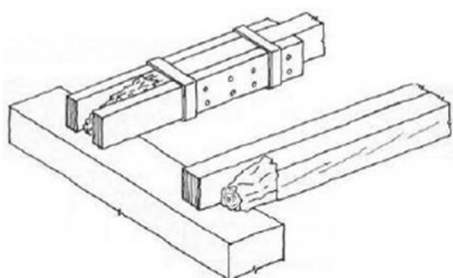


Figura 2.32 - Representação da adição de novos elementos de madeira às antigas (Arriaga, 2002).



Figura 2.33 – Representação da adição de novas vigas (Roseiro, 2012).

### Aplicação de chapas metálicas

A aplicação de chapas ou perfis metálicos é uma solução muito utilizada no reforço e reabilitação de estruturas de madeira. Consta na fixação das chapas ou perfis à parte sã do elemento, através de parafusos de porca ou pernos, evitando, desta forma a remoção do material degradado. Esta solução também é utilizada no reforço e consolidação de nós fissurados ou com reduzida rigidez, em especial nas ligações perna-linha e pendural-perna.

### Reconstrução/substituição parcial de troços de vigas

Esta solução consiste na substituição de partes degradadas por novas peças de madeira, podendo ser reforçada com chapas de aço, aplicadas nas faces laterais da viga ou com elementos de madeira, de forma a manter a continuidade entre o elemento antigo e o novo (Figura 2.34). Uma outra solução semelhante, muito utilizada nos apoios e nas ligações da cobertura, consta na reconstrução das vigas pela utilização de varões de reforço selados com resina epoxídica.

A substituição dos troços degradados pode também ser feita com argamassa epoxídica ou à base de resinas de poliéster, sendo moldada com cofragem perdida em peças de madeira (Almeida, 2015).

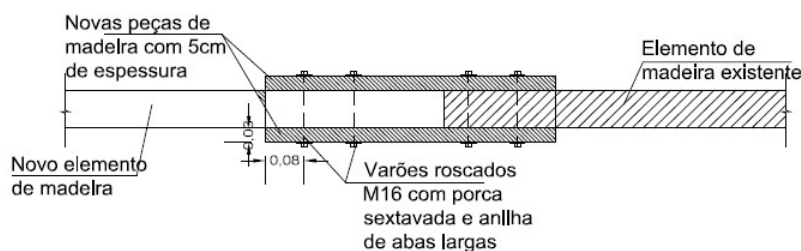


Figura 2.34 - Representação da substituição parcial da viga (Dias, 2008).

### Reparação das fendas em elementos de madeira

Este método pode ser aplicado com recurso a resinas epoxídicas e varões de reforço, chapas e perfis metálicos ou, simplesmente, com parafusos de porca. O primeiro visa selar a fenda com a introdução de varões de reforço (aço inox ou em materiais compósitos) e de resina epoxídica, transversalmente às fendas. A aplicação das chapas metálicas é feita paralelamente ao plano da fenda, sendo ligadas por parafusos de porca, enquanto que os perfis metálicos são colocados lateralmente ao elemento de forma a aumentar a secção útil. Os parafusos de porca são colocados perpendicularmente ao plano da fenda, de maneira a diminuir a sua abertura.

(Branco, 2014) apresenta algumas soluções direcionadas para a reabilitação e reforço de pavimentos de madeira, nomeadamente a introdução de uma lajeta de betão; reforço da ligação pavimento-parede através de chapas de aço, ferrolhos ou tirantes metálicos; e introdução de uma camada de soalho sobre a existente.

Para melhorar a comportamento estrutural do pavimento é possível introduzir um novo soalho perpendicular ao existente. No entanto, em casos em que é necessário substituir todo o pavimento, mas quer-se mantê-lo pelo valor patrimonial, introduz-se uma lajeta de betão em cima do pavimento. Desta forma, a lajeta de betão fica responsável pelas funções estruturais, enquanto que a parte inferior do pavimento tem apenas função estética.

Quanto ao aumento da rigidez, pode ser feito através do tarugamento dos pavimentos, de forma a distribuir os esforços para as paredes resistentes; ou através da aplicação sobre o soalho de elementos de madeira maciça, camadas de betão armado, chapas metálicas, faixas de materiais compósitos, etc. (Almeida, 2015).

## 2.4 CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE COBERTURA DE ASNAS DE MADEIRA

### 2.4.1 Características do tipo de madeira

Para a conceção dos elementos da cobertura optou-se pela madeira lamelada colada de classe GL24h. As vigas de madeira lamelada colada são formadas por lâminas de pinho nórdico coladas entre si, conferindo-lhe maior resistência comparativamente com os outros tipos de madeira. As propriedades físicas e mecânicas da madeira GL24h estão apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 -Propriedades físicas e mecânicas da madeira lamelada colada, GL24h (EN1194).

Propriedade	Símbolo	Unidade	GL24h
Flexão	$f_{m,k}$	MPa	24
Tração paralela ao fio	$f_{t,0,k}$	MPa	16,5
Tração perpendicular ao fio	$f_{t,90,k}$	MPa	0,4
Compressão paralela ao fio	$f_{c,0,k}$	MPa	24
Compressão perpendicular ao fio	$f_{c,90,k}$	MPa	2,7
Corte	$f_{v,k}$	MPa	2,7
Módulo de elasticidade médio paralelo	$E_{0,g,mean}$	GPa	11,6
Módulo de elasticidade paralelo (5° percentil)	$E_{0,g,k}$	GPa	9,4
Módulo de elasticidade médio perpendicular	$E_{90,g,k}$	GPa	0,39
Módulo de distorção	$G_{g,mean}$	GPa	0,72
Massa volúmica	$\rho_{g,k}$	Kg/m <sup>3</sup>	380

A estrutura da cobertura é relativa a um ambiente interior protegido, pelo que corresponde à classe de serviço 1 de acordo com o EC5.

### 2.4.2 Definição das ações e combinações de ações

A quantificação dos esforços atuantes, tal como nos outros projetos de estruturas, necessita de uma definição prévia de ações e combinações de ações. As ações que aqui irão ser consideradas dividem-se em permanentes e variáveis. As ações permanentes (G) são relativas ao peso próprio dos elementos de madeira e às restantes cargas permanentes, nomeadamente o ripado e barrotes de madeira, revestimento em telha cerâmica e ao isolamento da cobertura.

O peso próprio do elemento de madeira é obtido pela seguinte expressão:

$$p.p = \rho_{g,k} \times b \times h \quad (2.1)$$

onde:

$\rho_{g,k}$  - é o valor da massa volúmica da madeira lamelada colada (380 Kg/m<sup>3</sup>);

$b$  - é o valor da base da secção do elemento de madeira;

$h$  - é o valor da altura da secção do elemento de madeira.

As ações variáveis (Q) incluem as sobrecargas de utilização (Tabela 2.5), a ação do vento e da neve. De acordo com o ponto 3.3.2 (1) do EC1, para efeito de combinações de ações, nas coberturas, não é necessário aplicar as sobrecargas em conjunto com a ação da neve ou do vento.

No edifício em estudo a cobertura é inclinada não é acessível, pelo que é classificada como categoria H. A tabela abaixo apresenta os valores de sobrecarga em coberturas não acessíveis, de acordo com o Eurocódigo 1: Parte 1-1.

Tabela 2.5 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis (EC1).

Quadro NA-6.10 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H

Cobertura	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoria H	0,4	1,0

*NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída  $q_k$  pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.*

A ação do vento atuante na cobertura inclinada foi calculada de acordo com o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes).

O valor da pressão dinâmica do vento é dado pela seguinte expressão:

$$P = \delta_p \times w_k \quad (2.2)$$

onde:

$\delta_p$  é o somatório dos coeficientes de pressão externo ( $\delta_{pe}$ ) e interno ( $\delta_{pi}$ )

$w_k$  é o valor da pressão dinâmica

O valor da pressão dinâmica  $w_k$  é determinado através do ábaco apresentado na Figura 2.35.



Figura 2.35 - Valor característico da pressão dinâmica do vento,  $w_k$  (RSA).

A Figura 2.36 apresenta o esquema relativo à ação do vento na cobertura (quadro I-II do RSA).

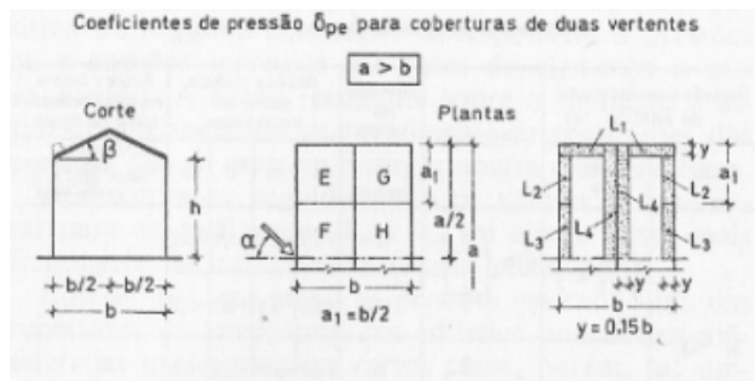


Figura 2.36 - Esquema da ação do vento na cobertura (RSA).

No dimensionamento de estruturas de madeira há ainda uma outra classificação de ações denominada classe de duração das ações, apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Classes de duração das ações (EC5).

Classe de duração das ações	Duração acumulada do valor característico da ação
Permanente	superior a 10 anos
Longa duração	6 meses – 10 anos
Média duração	1 semana – 6 meses
Curta duração	Inferior a uma semana
Instantânea	

Quando uma estrutura está sujeita a mais do que um tipo de ações é sensato escolher a classe de duração correspondente à ação de menor duração. Neste caso, a cobertura está submetida a ações permanentes e ações variáveis – sobrecarga, designada de **média duração**.

O dimensionamento da estrutura é feito para o E.L. Último e a expressão utilizada corresponde à combinação de ações fundamental definida no ponto 6.4.3.2 da norma NP EN 1990 (Eurocódigo 0).

$$E_d = \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.3)$$

onde:

$\gamma_{G,j}$  - é o coeficiente parcial de segurança relativo às cargas permanentes;

$G_{k,j}$  - é o valor característico da ação permanente j;

$\gamma_{Q,1}$  - é o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis;

$Q_{k,1}$  - é o valor característico da ação variável de base;

$\psi_{0,i}$  - é o coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$Q_{k,i}$  - é o valor característico da ação variável acompanhante i.

Como já foi referido, neste caso em particular, apenas serão consideradas as cargas permanentes e as ações variáveis de base – sobrecarga regulamentar. Os valores dos coeficientes parciais de segurança estabelecidos na norma são:  $\gamma_{G,j} = 1,35$  (cargas permanentes) e  $\gamma_{Q,1} = 1,5$  (ação variável).

### 2.4.3 Dimensionamento de estruturas

O dimensionamento da estrutura da cobertura será realizado com base nos Estados Limite Últimos e nos Estados Limite de Utilização, mais concretamente E.L. de Deformação.

O valor de cálculo  $X$  de uma determinada propriedade de resistência é obtido através da expressão:

$$X_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.4)$$

em que:

$X_k$  - é o valor característico de uma propriedade de resistência;

$\gamma_M$  - é o valor do coeficiente parcial para a propriedade de um material (Tabela 2.7);

$k_{mod}$  - é um fator de modificação da resistência que tem em consideração o efeito da duração das ações e o teor de água (classe de serviço) (Tabela 2.8).

Tabela 2.7 - Valores de  $\gamma_M$  (EC5).

Material	$\gamma_M$
Madeira maciça	1,3
Madeira lamelada colada	1,25

Tabela 2.8 - Valores de  $k_{mod}$  (EC5).

Material	Classe de serviço	Classe de duração de ações				
		Permanente	Longa duração	Média duração	Curta duração	Instantânea
Madeira maciça	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madeira lamelada colada	1	0,60	0,70	<b>0,80</b>	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

No caso de peças sujeitas a esforços de tração ou de flexão é possível afetar a resistência da secção através do coeficiente denominado por efeito de volume,  $k_h$ . Este coeficiente é obtido em função da altura da peça e do tipo de madeira utilizado e visa representar a probabilidade de uma peça ter defeitos que influenciam a sua capacidade resistente.

$$\text{- madeira maciça:} \quad k_h = \min \left[ \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right], h \leq 150\text{mm} \quad (2.5)$$

$$\text{- madeira lamelada colada} \quad k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right], h \leq 600\text{mm} \quad (2.6)$$

#### 2.4.3.1 Verificações de segurança - Estados limite Últimos

##### *Verificação de segurança à flexão biaxial*

Para a verificação à flexão biaxial deve ser cumprida as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.7)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.8)$$

onde:

$\sigma_{m,d,y}$  e  $\sigma_{m,d,z}$  - são os valores de cálculo das tensões atuantes de flexão em relação aos eixos principais;

$f_{m,d,y}$  e  $f_{m,d,z}$  - são os valores de cálculo das tensões resistentes de flexão em relação aos eixos principais.

$k_m$  - é o coeficiente que traduz uma margem para uma redistribuição de tensões, assim como o efeito da heterogeneidade do material (Tabela 2.9).

Tabela 2.9 - Valores do coeficiente  $k_m$ .

Material	Secção retangular	Outras secções
Madeira maciça, lamelada colada e LVL	0,7	1,0
Outros material com base de madeira	1,0	

*Verificação de segurança à flexão composta com compressão*

Para a verificação à flexão composta deve ser cumprida a seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \tag{2.9}$$

onde:

$\sigma_{c,0,d}$  - é o valor de cálculo da tensão atuante de compressão paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$  - é o valor de cálculo da tensão resistente de compressão paralela ao fio.

*Verificação de segurança à tração paralela ao fio*

Para a verificação à tração paralela ao fio deve ser cumprida a seguinte expressão:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \tag{2.10}$$

onde:

$\sigma_{t,0,d}$  é o valor de cálculo da tensão atuante de tração paralela ao fio;

$f_{t,0,d}$  é valor de cálculo da tensão resistente de tração paralela ao fio.

*Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (bambeamento)*

A verificação ao bambeamento pode ser desprezada se o valor da esbelteza relativa,  $\lambda_{rel,m}$ , for menor ou igual a 0.75.

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \quad (2.11)$$

onde:

$\sigma_{c,crit}$  - é a tensão crítica, obtida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} \quad (2.12)$$

$$l_{ef} = m \cdot l + \Delta l \quad (2.13)$$

onde:

$m$  - é um fator dado em função das condições de apoio e de carregamento. A situação mais corrente neste caso de estudo diz respeito a vigas simplesmente apoiadas sujeita a uma carga uniformemente distribuída ( $m = 0,88$ ).

$\Delta l$  - é o acréscimo do comprimento efetivo do elemento que se aplica a vigas com apoios impedidos relativamente à torção e carregados no centro de gravidade. Se a carga é aplicada na face comprimida da viga, o comprimento efetivo aumenta duas vezes a altura da secção ( $2h$ ), se a carga for aplicada na face tracionada da viga diminui  $0,5h$ .

Caso se verifique bambeamento no elemento, deve-se aplicar o coeficiente  $k_{crit}$ , que tem em consideração a redução da resistência à flexão devido ao bambeamento. O coeficiente  $k_{crit}$  pode ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (2.14)$$

#### Verificação de segurança à encurvadura

Para a verificação de segurança à encurvadura de peças retangulares, considera-se que a peça pode instabilizar segundo os dois eixos principais de inércia. Note-se que esta verificação pode ser desprezada caso os valores da esbelteza relativa nas duas direções forem inferiores a 0,3.

A esbelteza relativa é obtida através das seguintes expressões:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{e} \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (2.15)$$

onde:

$E_{0,05}$  - é o módulo de elasticidade

$\lambda_y$  e  $\lambda_z$  - são os valores das esbeltezas segundos os principais eixos de inércia, obtidos através das expressões:

$$\lambda_y = \frac{l_{v,y}}{i_y} \quad \text{e} \quad \lambda_z = \frac{l_{v,z}}{i_z} \quad (2.16)$$

onde:

$l_{v,y}$  e  $l_{v,z}$  - são os comprimentos de encurvadura nas direções dos eixos y e z.

$i_y$  e  $i_z$  - são os raios de giração em ambas as direções, obtidos através da expressão:

$$i_i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.17)$$

onde:

$I$  - é o valor da inércia da secção na direção  $i$ ;

$A$  - é a área da secção da peça.

O comprimento de encurvadura é calculado de acordo com a Resistência dos Materiais, contudo, dada a flexibilidade das ligações considera-se um comprimento efetivo obtido por:

$$l_{ef} = \beta \cdot l \quad (2.18)$$

onde:

$\beta$  - é um coeficiente recomendado que afeta o comprimento da peça (Tabela 2.10).

Tabela 2.10 – Coeficientes  $\beta$ .<sup>4</sup>

Teórico	0.70	0.50	1.00	2.00
Recomendado	0.85	0.70	1.50	2.50

Caso o valor da esbelteza relativa  $\lambda_{rel}$  seja superior a 0.3, a verificação da encurvadura é dada pelas seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.19)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.20)$$

onde:

<sup>4</sup> UNIDADE CURRICULAR DE ESTRUTURAS DE MADEIRA E ALVENARIA (Apontamentos), Prof. Alexandre Costa, ISEP, 2021.

$k_{c,i}$  - é um coeficiente de encurvadura determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$k_{c,i} = \frac{1}{k_i + \sqrt{k_i^2 - \lambda_{rel,i}^2}} \quad (2.21)$$

$$k_i = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,i} - 0,3) + \lambda_{rel,i}^2) \quad (2.22)$$

O coeficiente  $\beta_c$  é obtido em função do tipo de madeira:

- $\beta_c = 0,7$  para madeira lamelada colada;
- $\beta_c = 0,1$  para madeira maciça.

#### 2.4.3.2 Estados limite de serviço - Deformação

De acordo com o EC5, a deformação instantânea,  $u_{inst}$ , é calculada para a combinação característica de ações, enquanto que a deformação final,  $u_{fin}$ , é calculada para a combinação de ações quase-permanentes.

A deformação instantânea é determinada através da seguinte expressão:

$$u_{inst} = \frac{5 p l^4}{384 E I} \quad (2.23)$$

onde:

$E$  - é o módulo de elasticidade médio.

A deformação final é determinada através da seguinte expressão:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (2.24)$$

onde:

para uma ação permanente G:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}); \quad (2.25)$$

para uma ação variável de base da combinação,  $Q_i$ :

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,G} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad (2.26)$$

para os valores acompanhantes das ações variáveis,  $Q_1$ :

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad (2.27)$$

sendo:

$\psi_{2,1}$ ,  $\psi_{2,i}$  - são coeficientes para o valor quase-permanente das ações ( $\psi_{2,1} = 0,3$ )

$k_{def}$  - é o coeficiente de deformação (Tabela 2.11).

Tabela 2.11 - Fator de deformação,  $k_{def}$  (EC5).

Material	Classe de serviço		
	1	2	3
Madeira maciça	0,60	0,80	2,00
Madeira lamelada colada	0,60	0,80	2,00

O EC5 apresenta um conjunto de valores limites da deformação, em função das condições de apoio utilizadas (Tabela 2.12).

Tabela 2.12 - Valores limites para as flechas das vigas (EC5).

	$w_{ins}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
Viga sobre dois apoios	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Viga em consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

Para efeitos de cálculo considerou-se o valor limite da flecha final igual a  $l/150$ .

### 3 CASO DE ESTUDO

#### 3.1 DESCRIÇÃO GERAL. ESTADO ATUAL DO EDIFÍCIO. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO.

O edifício em análise consta dum prédio urbano localizado na freguesia de Sequeira, do concelho e distrito de Braga. O prédio tem uma área total de 1035.00m<sup>2</sup> (delimitada a vermelho na Figura 3.1, que corresponde a 209m<sup>2</sup> de área coberta e 826 de área descoberta. O acesso à propriedade é feito pelo caminho público a nascente/sul, correspondente à rua de São Paio. A Figura 3.2 apresenta as vistas para a fachada principal.



Figura 3.1 - Limite da propriedade em análise - vista área (Google Earth).



Figura 3.2 - Alçado principal do edifício - vista da Rua de São Paio.

De uma maneira geral, o edifício é constituído por paredes exteriores em alvenaria de pedra (granito), paredes interiores em tabique e contraplacado de madeira (rés-do-chão) e em alvenaria de granito e de tijolo, pavimentos e cobertura em madeira.

### 3.1.1 Historial

De acordo com a memória descritiva do projeto de arquitetura, fornecida pelo Arquiteto Paulo Torres, o documento de registo da construção à face do arruamento data de 1937. Contudo, o proprietário do edifício forneceu um poema do livro “*Sequeira. Memórias Adormecidas*”, escrito pelo morador da freguesia Domingos Rodrigues Queirós, que afirma que o edifício foi fundado no ano de 1716. O poema em questão está abaixo apresentado.

<i>A casa onde eu nasci</i>	<i>E pela data de 1890</i>
<i>Foi casa de grande valor</i>	<i>Passou a ser escola da freguesia</i>
<i>Chegou a ser uma escola</i>	<i>Onde muitos aprenderam a ler</i>
<i>Antes foi casa do senhor.</i>	<i>E se sentiram com alegria.</i>
<i>Chamada escola velha</i>	<i>Há pessoas que se lembram</i>
<i>Poucos se lembram dela</i>	<i>Da sua linda fachada</i>
<i>Foi no lugar de Soutelinho</i>	<i>Que ao lugar de Soutelinho</i>
<i>Antigamente foi capela.</i>	<i>Pois muito valor lhe dava.</i>
<i>Passou a ser uma escola</i>	<i>Pois o seu terreiro</i>

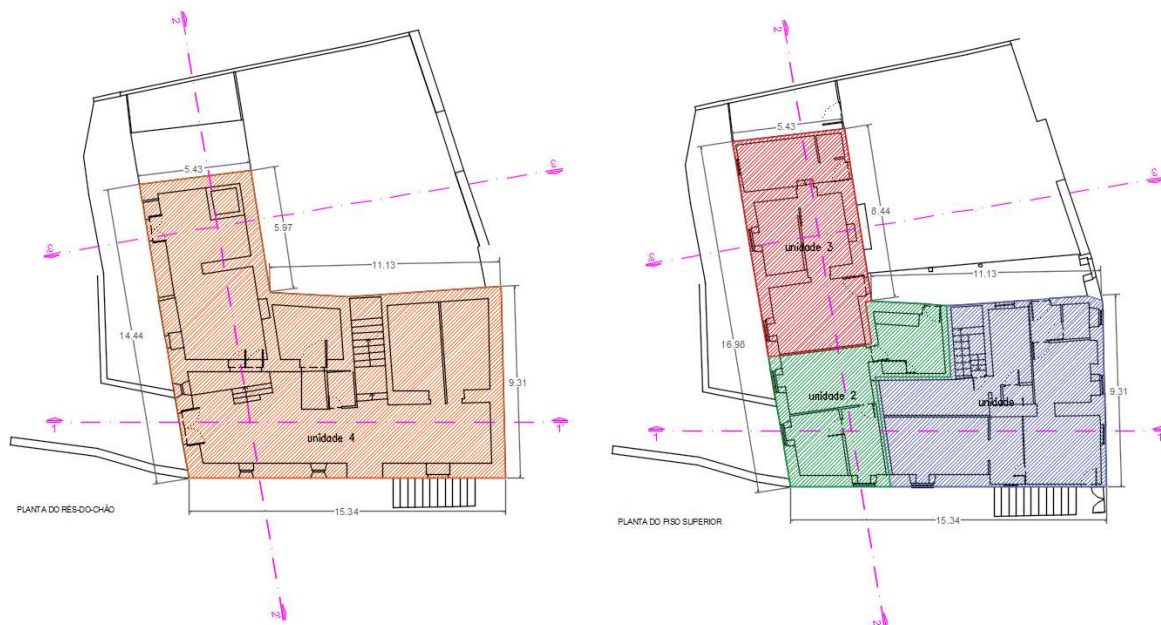
<i>Sem piedade nem dó</i>	<i>Sinais de capela dava</i>
<i>O último professor que lá esteve</i>	<i>Duas pias e três carrancas</i>
<i>Foi um chamado Filó.</i>	<i>E muita pedra trabalhada.</i>
<i>Em 1716 foi fundada</i>	<i>A sua linda fachada</i>
<i>De família para família foi passando</i>	<i>Com a frente para o caminho</i>
<i>Pois nunca foi restaurada</i>	<i>Pouco a pouco foi desaparecendo</i>
<i>E assim se foi acabando.</i>	<i>Mais pobre ficou Soutelinho.</i>
<i>Em 1738</i>	<i>Estes anos foram passando</i>
<i>A igreja foi inaugurada</i>	<i>Pela noite e pelo dia</i>
<i>E a partir desta data</i>	<i>Assim se vai relembrando</i>
<i>A capela deixou de ser usada.</i>	<i>Valores passados da freguesia.</i>

*Domingos Rodrigues Queirós*

Segundo o autor do poema, o edifício começou por ter uso habitacional, tendo passado por várias famílias; em 1738 a igreja da freguesia terá sido inaugurada; e em 1890 passou a ser a escola da freguesia. O edifício está na posse dos atuais donos por sucessão familiar. Dada à falta de manutenção e restauro, atualmente o edifício encontra-se devoluto, evidenciando um estado de degradação muito elevado, sendo que uma parte considerável da cobertura já ruiu. Desta forma, o edifício já constitui perigo para a vida humana.

### **3.1.2 Descrição geral do edifício**

O edifício em análise é composto por quatro unidades independentes que se desenvolvem em dois pisos. O rés-do-chão encontra-se à cota do arruamento e é constituído por três unidades independentes de cariz habitacional, enquanto que a cave é destinada ao arrumo dos materiais da atividade agrícola e à criação de animais de espécie pecuária. A Figura 3.3 apresenta as plantas de arquitetura do edifício, evidenciando a distinção entre as unidades independentes.



a) Planta de arquitetura da cave, relativa à unidade independente 4.

b) Planta de arquitetura do rés-do-chão com distinção das unidades independentes.

Figura 3.3 – Plantas de arquitetura do edifício (sem escala).

As figuras 3.4 a 3.9 apresentam alçados e os cortes relativos aos perfis 1-1', 2-2' e 3-3', representados na Figura 3.3.



Figura 3.4 – Alçado frontal existente (sem escala).



Figura 3.5 – Alçado posterior (sem escala).



Figura 3.6 – Perfil 1-1' (sem escala).

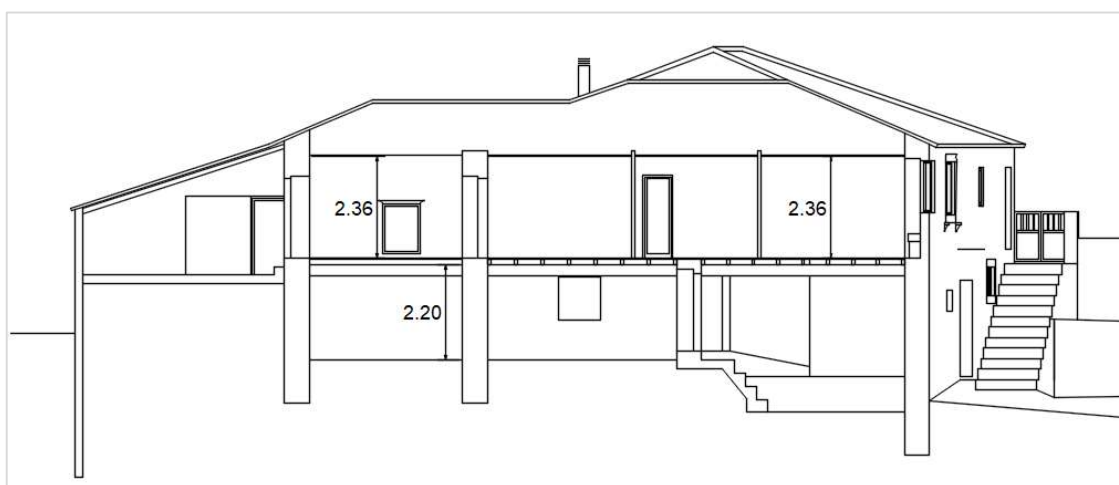


Figura 3.7 – Perfil 2-2' (sem escala).

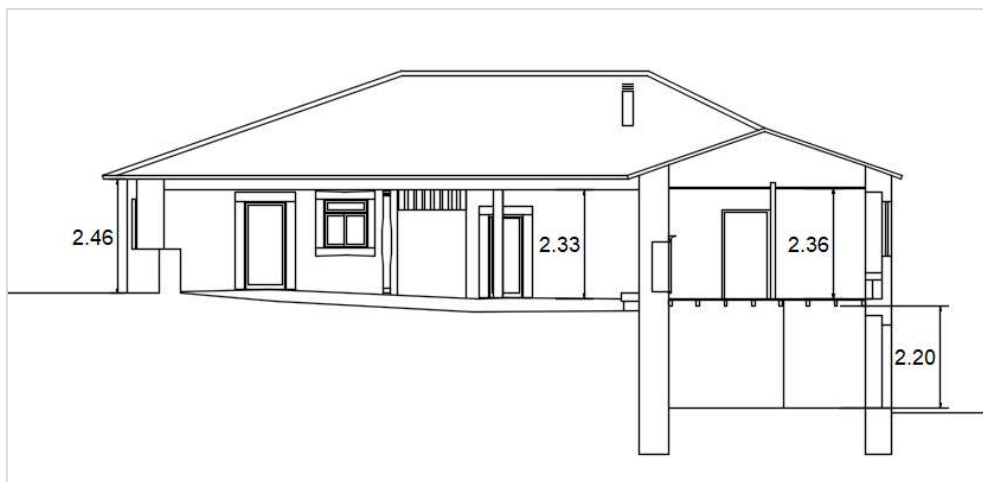


Figura 3.8 – Alçado lateral direito - perfil 3-3' (sem escala).

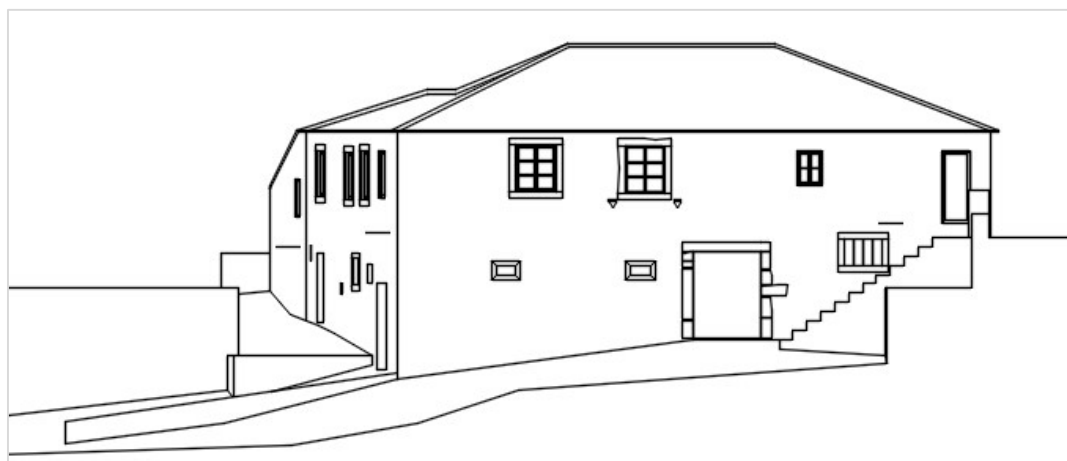


Figura 3.9 – Alçado lateral esquerdo (sem escala).

De acordo com as peças desenhadas de arquitetura fornecidas, a unidade de utilização 1 tem cerca de 85.25m<sup>2</sup> de área e 2.15m de pé direito. Trata-se da parcela representada a azul na Figura 3.3, que está no limite do terreno face ao arruamento.

Importa referir que não foi possível inspeccionar este espaço, pelo que todas as fotografias que se seguem (Figura 3.11) foram disponibilizadas pelo arquiteto Paulo Torres, autor do projeto de arquitetura. A figura 3.10 apresenta a planta de arquitetura, expondo as vistas das várias fotografia, para um melhor entendimento do espaço.



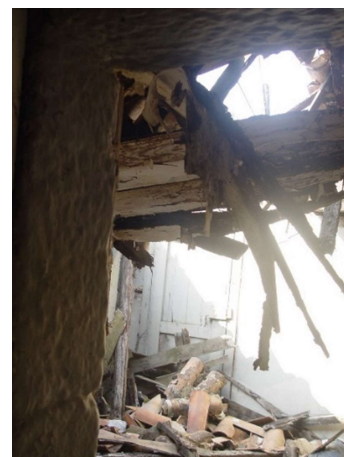
Figura 3.10 - Planta de arquitetura da unidade independente 1 (sem escala).



a) Arrumos (vista 1).



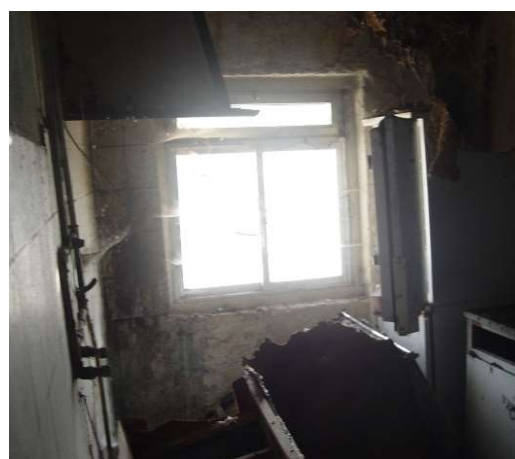
b) Quarto (vista 2).



c) Quarto (vista 3).



d) Sala de estar/jantar (vista 4).



e) Cozinha (vista 5).

Figura 3.11 - Compartimentos da unidade 1 (fotografias cedidas pelo Arquiteto Paulo Torres).

A parcela representada a verde na Figura 3.3 diz respeito à unidade independente 2, que tem aproximadamente 46,35m<sup>2</sup> de área e 2,36m de pé direito. As figuras 3.12 e 3.13 apresentam a planta de arquitetura desta parcela e o respetivo registo fotográfico.



Figura 3.12 - Planta de arquitetura da unidade independente 2 (sem escala).



a) Cozinha (vista 1).



b) Sala de estar/jantar (vista 2).



c) Quarto (vista 3).



d) Quarto (vista 4).

Figura 3.13 – Compartimentos da unidade independente 2.

A habitação 3 tem aproximadamente 56,30m<sup>2</sup> de área; pé-direito variável nos compartimentos à direita (cozinha e casa-de-banho), devido à pendente da cobertura; 2,36m de pé-direito nos restantes compartimentos. As Figuras 3.14 e 3.15 apresentam a planta de arquitetura e o registo fotográfico desta parcela.



Figura 3.14 - Planta de arquitetura da unidade independente 3 (sem escala).



a) Casa de banho (vista 1).



b) Cozinha (vista 2).



c) Quarto (vista 3).



d) Sala de estar (vista 4).



e) Quarto (vista 5).

Figura 3.15 – Compartimentos da unidade independente 3.

A cave apresenta uma área total de 175 m<sup>2</sup>. O pé-direito é bastante incerto devido à irregularidade e inclinação do pavimento térreo e ao facto de o vigamento do piso superior não estar todo ao mesmo nível. As Figuras 3.16 e 3.17 apresentam a planta de arquitetura e o registo fotográfico desta parcela.

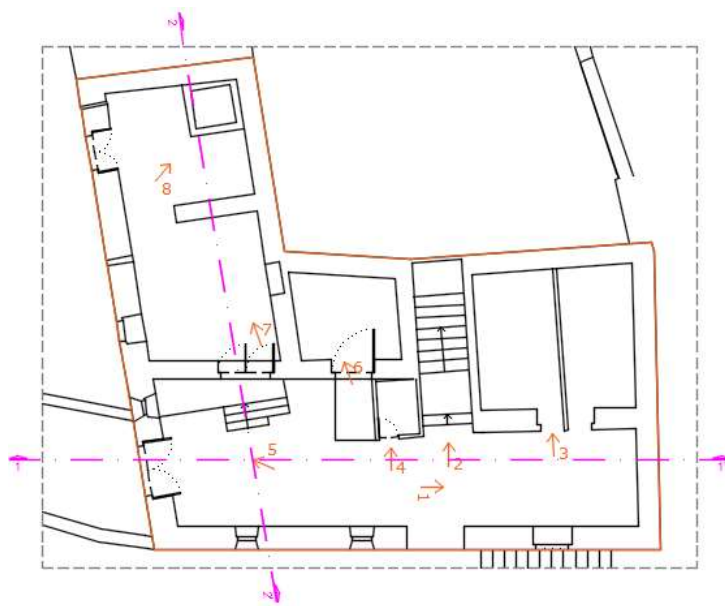
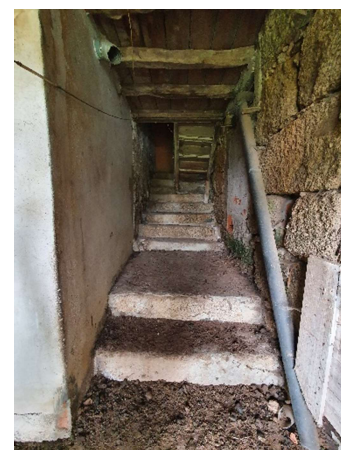


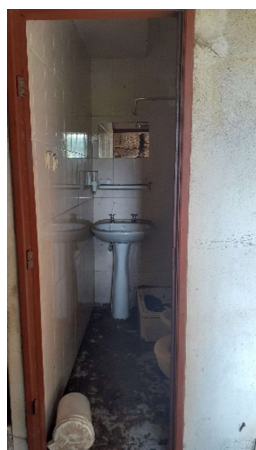
Figura 3.16 - Planta de arquitetura do rés-do-chão - unidade independente 4 (sem escala).



a) Zona destinada à criação de animais (vista1).



b) Escadas de acesso ao andar (vista 2).



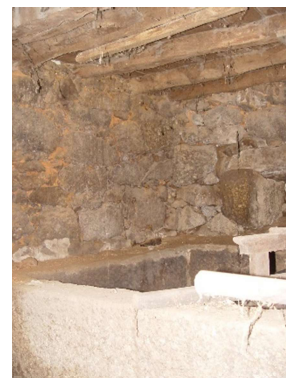
c) Zona destinada à criação de animais (vista 3).



d) WC (vista 4).



e) Zona destinada à criação de animais (vista 5).



f) Arrumos de alfaias agrícolas (vista 6).

g) Arrumos de alfaias agrícolas (vista 8).

h) Arrumos de alfaias agrícolas (vista 9).

Figura 3.17 – Compartimentos da cave – unidade independente 4.

### 3.1.3 Constituição dos elementos construtivos

#### 3.1.3.1 Fundações

As fundações constam de sapatas contínuas em alvenaria de pedra (granito) composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, apresentando uma sobrelargura comparativamente às paredes de alvenaria de pedra que suportam.

#### 3.1.3.2 Cobertura

A cobertura é inclinada, com 6 águas, composta por uma estrutura de madeira maciça (pinho) e revestida em telha cerâmica de canudo, assente sobre ripado de madeira (Figuras 3.18 e 3.19). Por outro lado, o revestimento da cobertura da habitação 3, construída mais recentemente, é constituído por telhas de fibrocimento também assentes sobre a estrutura de madeira.



Figura 3.18 - Vista aérea da cobertura do edifício (google earth).



Figura 3.19 - Cobertura do edifício (vista do arruamento).

Quanto à estrutura da cobertura, apenas foi possível inspecionar a que se encontrava à vista, ou seja, a cobertura do alpendre a noroeste, apresentada na Figura 3.20. A estrutura principal é composta por meias asnas, que por sua vez são constituídas por um frechal que apoia nas paredes resistentes, por linhas que apoiam na parede resistente e no frechal, por pernas que apoiam no frechal e por tirantes/escoras entre as linhas e as pernas. Importa referir que, em certas zonas, a estrutura tem uma constituição irregular, evidenciando a falta de conhecimento e de técnica de construção.



Figura 3.20 - Estrutura da cobertura do alpendre.

### 3.1.3.3 Paredes Exteriores

As fachadas são na sua maioria em alvenaria de pedra (granito) de folha dupla, compostas por pedras irregulares com dimensões variáveis, com juntas em saibro também de espessura variável. Contudo, há certas zonas das fachadas que são em cantaria de pedra (granito). Relativamente às faces exteriores, as fachadas são revestidas em reboco tradicional, inicialmente caiado. As Figuras 3.21 e 3.22 apresentam as diversas fachadas do edifício.



Figura 3.21 - Fachada posterior do edifício.



Figura 3.22 - Fachada lateral esquerda do edifício.



Figura 3.23 - Fachada principal do edifício.



Figura 3.24 - Fachada lateral direita do edifício.

### 3.1.3.4 Paredes de compartimentação

A constituição das paredes de compartimentação difere conforme estão no rés-do-chão ou na cave. No rés-do-chão, as paredes são maioritariamente em tabique de madeira (Figura 3.26), obtido pela pregagem de um fasquiado sobre tábuas colocadas ao alto, sendo o conjunto revestido, em ambas as faces, com reboco de argamassa de cal e saibro. Na habitação 3, para além do tabique de madeira, também se verificaram paredes divisórias em contraplacado de madeira e em alvenaria de granito. Na cave as paredes divisórias são essencialmente em alvenaria de granito (Figura 3.25) e, em alguns casos, em alvenaria de tijolo.



Figura 3.25 – Parede de compartimentação da cave.



Figura 3.26 – Parede de compartimentação da habitação 2.

A Figura 3.27 apresenta as plantas de arquitetura do edifício com a distinção entre os diferentes tipos de paredes existentes.

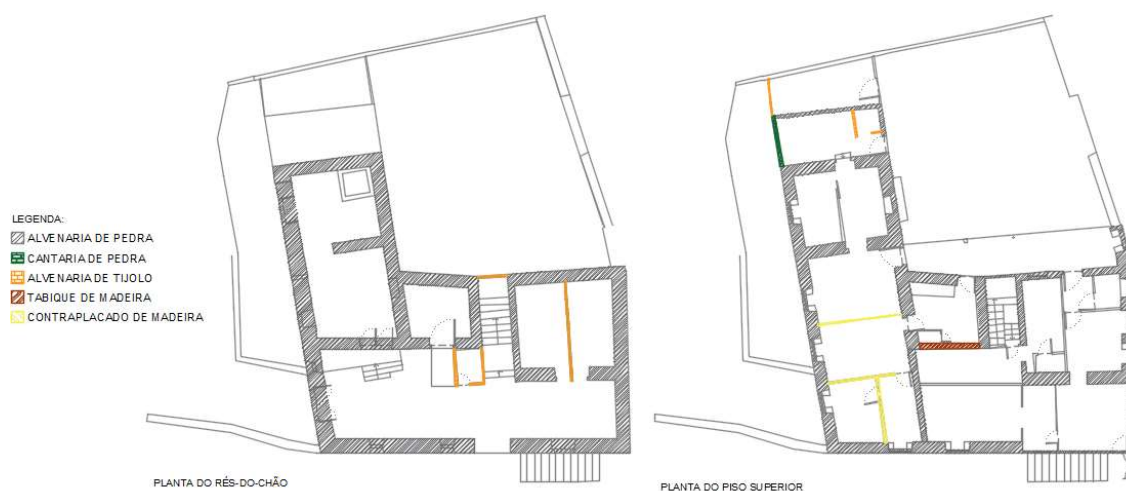


Figura 3.27 - Tipos de paredes verificadas no edifício (plantas sem escala).

### 3.1.3.5 Pavimento

De uma maneira geral, o edifício apresenta dois tipos de pavimentos: pavimento térreo em betonilha (Figura 3.28c), correspondente à cave, e pavimento em madeira, relativo ao rés-do-chão, à cota de arruamento.

A estrutura inspecionada é composta por vigas principais de madeira (pinho), em elemento rolado aparado nas faces vertical e horizontal, com secção média de 200x230m<sup>2</sup> e por vigas

secundárias de menores dimensões, assentes sobre as principais, que servem de suporte ao revestimento (Figura 3.29). O revestimento é constituído por régua longitudinal de soalho com encaixe macho-fêmea, com cerca de 22mm de espessura e com acabamento em verniz (Figura 3.28a). Contudo, nas cozinhas e nas casa-de-banho o pavimento é revestido em tijoleira cerâmica (Figuras 3.28b).



a) Soalho em madeira - habitação 2.

b) Pavimento revestido em tijoleira cerâmica – cozinha da habitação 3.

c) Pavimento térreo em betonilha – rés-do-chão.

Figura 3.28 - Pavimentos do edifício.



Figura 3.29 - Estrutura do pavimento do rés-do-chão.

## 3.2 INSPEÇÃO DA ESTRUTURA

A primeira visita foi realizada no dia 24 de março de 2021, com o intuito de conhecer a estrutura do edifício, fazer o levantamento das anomalias e o apuramento das respetivas causas, através da inspeção visual, registo fotográfico e inspeção por recurso a técnicas não intrusivas. Nesta visita foi possível inspecionar parte da cave e a habitação número dois do rés-do-chão. A segunda inspeção, realizada no dia 22 de junho, teve como objetivo consolidar as causas das anomalias registadas na primeira inspeção e fazer o registo fotográfico da habitação 3.

Em suma, foram inspecionadas as habitações 2 e 3 e parte da cave, como está representado na Figura 3.30.

Foram utilizados os seguintes equipamentos para a inspeção: máquina fotográfica, fita métrica, câmara termográfica FLIR i3, um medidor de humidade de materiais de construção LASERLINE DampFinder e uma régua de fissuras AVONGRAD.



Figura 3.30 - Localização das áreas inspecionados do edifício (plantas sem escala).

### 3.2.1 Inspeção visual da estrutura de alvenaria existente

Nesta fase foi realizada uma ficha de inspeção (Figura 3.31 e anexo II), com base na revisão bibliográfica efetuada, direcionada para a inspeção visual dos elementos em alvenaria de pedra. O preenchimento da ficha visa determinar a tipologia dos elementos e realizar o levantamento das anomalias, quer sejam estruturais ou não.

The image shows two forms for masonry inspection. The left form is titled 'FICHA DE INSPEÇÃO EM OBRA - ELEMENTOS EM ALVENARIA DE PEDRA' and includes sections for general elements, typology, structural defects, and material damage. The right form is titled 'FICHA DE INSPEÇÃO EM OBRA - ELEMENTOS EM ALVENARIA DE PEDRA' and includes sections for material damage and biological colonization.

Figura 3.31 - Ficha de inspeção de alvenaria de pedra.

Para um registo menos exaustivo das anomalias, tendo em conta o estado atual do edifício, selecionaram-se as anomalias mais significativas e mais observadas para o preenchimento das fichas de anomalias (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Resumo das principais anomalia nos elementos em alvenaria de pedra.

Elemento Construtivo		Anomalia	Código da ficha
Fachada	Noroeste	Fissuração	EE.FAC.CC47-001
		Deformação para fora do plano	EE.FAC.CC47-018
	Sudoeste	Fissuração	EE.FAC.CC47-001
		Eflorescências	EI.FAC.CC47-019
Fundações		Assentamento diferencial	Est.Fun.CC49-010

**3.2.1.1 Danos observados - Paredes em alvenaria de pedra**

As paredes estruturais em alvenaria do edifício apresentam danos estruturais bastantes relevantes, nomeadamente fissuras, fendas e deformações para fora do plano.

A fachada a noroeste do edifício apresenta uma fenda com direção predominantemente vertical nas juntas entre elementos, com uma extensão de cerca de 50% da altura da fachada (Figura 3.32a). Ainda nesta fachada verificou-se uma outra anomalia muito significativa, a deformação para fora do plano, com maior evidência na zona a meio vão da parede (Figura 3.32c). A deformação para fora do plano da parede de alvenaria deveu-se a ações gravíticas elevadas resultantes da alteração das condições de carregamento originais devida à construção mais recente de compartimentos da habitação 3.



a) Fenda entre elementos de alvenaria de pedra (face exterior).

b) Fenda entre elementos de alvenaria de pedra (face interior).

c) Deformação para fora do plano.

Figura 3.32 – Principais anomalias verificadas na fachada a noroeste do edifício.

A fachada a sudoeste do edifício também apresenta uma fissura estrutural que se manifesta no suporte e no reboco, com direção predominante diagonal descendente, localizada logo abaixo da contra verga (Figura 3.33a). As possíveis causas desta fissura passam pela deformação estrutural a longo prazo dos elementos, originadas pelas cargas atuantes excessivas, por variações higrotérmicas e pelo assentamento diferencial da fundação.

Também se verificou nesta fachada deformação para fora do plano, como se pode ver na figura 3.33b.



a) Fissura estrutural.

b) Deformação para fora do plano.

Figura 3.33 - Principais anomalias verificadas na fachada a sudoeste do edifício.

Por último, verificou-se o assentamento diferencial das fundações contínuas, que poderá ser o causador das fissuras observadas nas fachadas a noroeste e sudoeste do edifício. O assentamento diferencial das fundações é resultado das cargas excessivas provenientes da construção adjacente mais recente (cozinha e wc da habitação 3) e ao descalçamento das fundações no encontro entre as fachadas noroeste e sudoeste (Figura 3.34).



Figura 3.34 - Descalçamento das fundações.

De uma maneira geral, as anomalias nos elementos de pedra estão maioritariamente associadas ao assentamento diferencial da fundação e às ações atuantes para as quais o edifício não estava

preparado, tanto pelo envelhecimento e deterioração dos materiais, como por construções novas adjacentes.

Outras anomalias muito verificadas estão associadas à presença de água nos elementos de pedra, nomeadamente eflorescências resultantes da ascensão da humidade por capilaridade e colonização biológica (fungos).

### 3.2.2 Inspeção visual da estrutura de madeira existente

Antes de mais, importa referir que uma das principais anomalias que levou à deterioração do edifício em geral, em especial das habitações 1 e 2 do piso superior é a deterioração da cobertura inclinada. A deterioração das telhas de canudo da cobertura deve-se a agentes agressores atmosféricos (vento, água da chuva e variações bruscas de temperatura) e/ou à deficiente conceção e construção, à má qualidade dos materiais e à falta ou inadequação de manutenção do telhado. A ação da água resultou, numa zona, na rotura dos elementos de suporte em madeira (Figura 3.35), permitindo assim, a penetração da água nos elementos de madeira adjacentes.



Figura 3.35 - Deterioração da cobertura do edifício.

Então, da inspeção visual aos elementos de madeira verificou-se que estes apresentavam anomalias maioritariamente relacionadas com a degradação da madeira por fatores externos, em especial a água da chuva, nomeadamente deterioração, manchas de humidade, empolamento, ataque por insetos xilófagos, entre outras.

A Tabela 3.2 apresenta a listagem das diversas fichas de anomalias realizadas para o registo das principais anomalias verificadas nos elementos de madeira.

Tabela 3.2 – Resumo das principais anomalias nos elementos em madeira.

Elemento Construtivo		Anomalia	Código da ficha
Pavimento	Vigamento	Deterioração viga	Est.Pav.CC46-007
		Manchas de humidade	Est.Pav.CC46-002
	Soalho	Empolamento soalho	EI.Pav.CC18-016
		Deformação - fluência soalho	EI.Pav.CC18-018
Cobertura		Deterioração da cobertura inclinada	EE.COB.CC01-007
		Deterioração dos elementos estruturais	Est.COB.CC48-007
		Deformação dos elementos estruturais de madeira	Est.COB.CC48-018

Os elementos de madeira da cobertura inspecionados, relativos à zona do alpendre, apresentavam, maioritariamente, um elevado grau de deterioração, manifestada por podridão de cor castanha, orifícios de saída de insetos xilófagos para o exterior, resultando em elementos com significativa perda de secção. Importa referir que a perda de secção é diretamente proporcional à perda de resistência mecânica dos elementos de madeira e questão.

Para além da degradação dos elementos de madeira, também se verificou a deformação excessiva dos mesmos (Figura 3.36), possivelmente causada pela absorção da água da chuva que leva à variação do grau de humidade existente, e consequentemente ao fenómeno de retração do material que pode originar curvaturas, empenos e fendas.



Figura 3.36 - Deformação (fluência) e deterioração dos elementos de madeira da cobertura do alpendre.

O vigamento inspecionado apresentava-se deteriorado, com perda de secção e com orifício de saída de insetos xilófagos para o exterior. Para além disso, a zona de encontro das vigas com as paredes em alvenaria de pedra encontrava-se com manchas de humidade e com início de podridão, devido à falta de impermeabilização desta zona.



a) Deterioração da viga por ataque de insetos xilófagos.

b) Manchas de humidade no encontro da viga com a parede em alvenaria de pedra.

Figura 3.37 - Anomalias verificadas nas vigas do pavimento do piso superior.

O revestimento em soalho de madeira do pavimento, em determinados compartimentos da habitação 2, apresentava-se muito deteriorado e com deformação por fluência, como se pode constatar na Figura 3.38. A zona de encontro do pavimento com a parede de compartimentação apresenta maior deterioração, nomeadamente, manchas de humidade, empolamento e podridão. Estas anomalias estão diretamente relacionadas com a presença de água graças à deterioração da cobertura. Relativamente à deformação do soalho, esta é possivelmente causada pela não consideração de novas solicitações aquando das intervenções posteriores e também à presença de água/humidade nos elementos de madeira.



a) Deformação e deterioração do soalho em madeira.

b) Manchas de humidade no encontro da viga com a parede em alvenaria de pedra.

Figura 3.38 - Principais anomalias verificadas no soalho de madeira do edifício (habitação 2).

De uma maneira geral, os elementos de madeira inspecionados apresentavam-se já muito degradados, não parecendo ter qualquer aproveitamento para uso estrutural. Contudo, para uma melhor compreensão da normalização aplicada e dos critérios de escolha de elementos de madeira par uso estrutural ou não, procedeu-se à inspeção visual de uma viga de madeira com base na norma UNI 11119:2004.

Contudo, importa referir que o uso simplificado da norma NP 4305:1995 para a madeira nova permite também uma adaptação a uma estrutura de serviço, caracterizando-a e avaliando-a (tal como a norma italiana) (Araújo, 2015). As características mecânicas do pinho bravo são apresentadas na Ficha M2 do LNEC; as especificações de madeira para estruturas encontram-se na Ficha M1 e as especificações sobre a humidade na madeira na Ficha M9.

A UNI 11119:2004 é uma norma italiana, eleita pela empresa para a inspeção visual dos elementos de madeira em serviço, uma vez que é a única solução normativa para madeira em serviço. Trata-se de uma norma de simples interpretação e aplicação, tendo a vantagem de permitir avaliar tanto madeiras de classe resinosa como de classe folhosa.

A norma estabelece três classes distintas de qualidade (I, II e III), em ordem decrescente de qualidade, atendendo ao diagnóstico realizado em obra e para a espécie de madeira em estudo.

Se os defeitos forem mais graves que o limite máximo admitido na Tabela 3.3 para a classe III então o elemento deve ser considerado não apto para uso estrutural.

Tabela 3.3 - Limites impostos pela UNI 11119:2004 para classificação de elementos de madeira em obra.

Parâmetro a classificar	Classe em obra		
	I	II	III
descaio	$s_w \leq 1/8$	$s_w \leq 1/5$	$s_w \leq 1/3$
defeitos vários; fendas de gelo e fendas anulares	ausente	ausente	admissível em extensão limitada
nós isolados	$A_d \leq 1/5$ $d \leq 50 \text{ mm}$	$A_d \leq 1/3$ $d \leq 70 \text{ mm}$	$A_d \leq 1/2$
nós agrupados	$W_d \leq 2/5$	$W_d \leq 2/3$	$W_d \leq 3/4$
inclinação do secção radial	$\leq 1/14 (\approx 7\%)$	$\leq 1/8 (\approx 12\%)$	$\leq 1/5 (20\%)$
fio (declive %) secção tangencial	$\leq 1/10 (10\%)$	$\leq 1/5 (20\%)$	$\leq 1/3 (\approx 33\%)$
fendas radiais de retração	admissíveis desde que não repassadas		

O parâmetro do descaio,  $s_w$  é obtido pela expressão  $s_w = k/h$ , sendo que o valor de  $k$  corresponde à zona com descaio medida obliquamente e  $h$  é a altura da peça.

Os nós isolados são medidos de acordo com o parâmetro  $A_d$  que corresponde à relação entre o diâmetro do menor nó ( $d_{min}$ ) com a largura da face onde está o nó ( $b$ ). Por outro lado, os nós

agrupados são avaliados com base no parâmetro  $W_d$  que corresponde à relação entre a soma dos diâmetros mínimos de todos os nós a uma distância de 150mm e a largura  $b$ .

O elemento de madeira inspecionado diz respeito ao vigamento em pinho do piso superior, com secção de 200x230mm. Da inspeção visual deste elemento destacaram-se os seguintes defeitos:

- Nós isolados com diâmetro mínimo de 130 mm;
- Fenda repassada;
- Ataque biológico de insetos xilófagos (orifícios de saída de forma circular);
- Manchas de humidade no elemento – saturado no apoio.

Como o diâmetro mínimo dos nós verificados é 130 mm e a largura da base da viga ( $b$ ) é igual 200mm vem:  $A = \frac{d_{min}}{b} = \frac{130}{200} = 0.65$ . Este rácio é superior ao limite máximo admitido para a classe inferior III que corresponde a 1/2 (Tabela 3.3), logo pode-se concluir que a viga não está apta para uso estrutural.

### 3.3 AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA

Este capítulo destina-se à definição geral do estado de conservação do edifício, especificamente da conservação das estruturas de madeira.

Como referido ao longo dos pontos anteriores o edifício encontra-se parcialmente em ruína, nomeadamente ao nível da sua cobertura e parede de alvenaria do alçado posterior.

Em termos globais o estado de conservação da estrutura de madeira é classificado de “mau”, uma vez que os elementos de madeira existentes no edifício não reúnem condições de reaproveitamento estrutural ao abrigo da inspeção efetuada através da norma UNI 11119:2004.

Dadas as condições dos elementos de madeira, toda estrutura dos pavimentos do piso e da cobertura terão de ser integralmente substituída e dimensionada.

### 3.4 AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA E DE ALVENARIA

A parede resistente em alvenaria do alçado posterior terá que ser alvo de demolição total e reconstrução, sendo que atualmente não cumpre com as suas funções de resistência, comprometendo a estabilidade global do conjunto.

Os demais elementos estruturais de alvenaria de pedra apresentam condições de reaproveitamento para fins estruturais. Em termos globais o estado de conservação da estrutura de alvenaria é classificado de “bom”.

### **3.5 PROJETO DE REABILITAÇÃO**

A solução preconizada no projeto de arquitetura prevê manter a cércea do edifício existente, isto é, uma habitação de dois pisos; a conservação das áreas existentes e ampliação da construção no piso superior, para o lado nascente/sul, de modo a integrar uma garagem. Como já foi dito o edifício desenvolve-se em dois pisos, um à cota do arruamento e outro abaixo na zona da cave. As cotas de soleira existentes serão mantidas maioritariamente, à exceção de algumas zonas no rés-do-chão de forma a garantir o pé-direito com medida regulamentar.

Pode-se dividir o edifício em duas zonas principias: uma zona social na designada cave, com sala de estar, sala de jantar, cozinha, etc., e uma zona de descanso no piso superior (rés-do-chão). Neste último, há ainda uma garagem junto à zona de entrada. A ligação entre os dois pisos é efetuada através de uma escada interior.

As plantas de arquitetura com as alterações em questão estão apresentadas nas Figuras 3.39 a 3.41, seguidas das plantas finais (Figuras 3.42 a 3.44). Note-se que os elementos a vermelho são a construir, os elementos a amarelo a demolir, e os elementos a cinza, mais precisamente as paredes exteriores em alvenaria, são relativos ao existente a manter durante a intervenção. Todas as plantas aqui apresentadas encontram-se à escala no Anexo V, assim como os cortes e alçados.

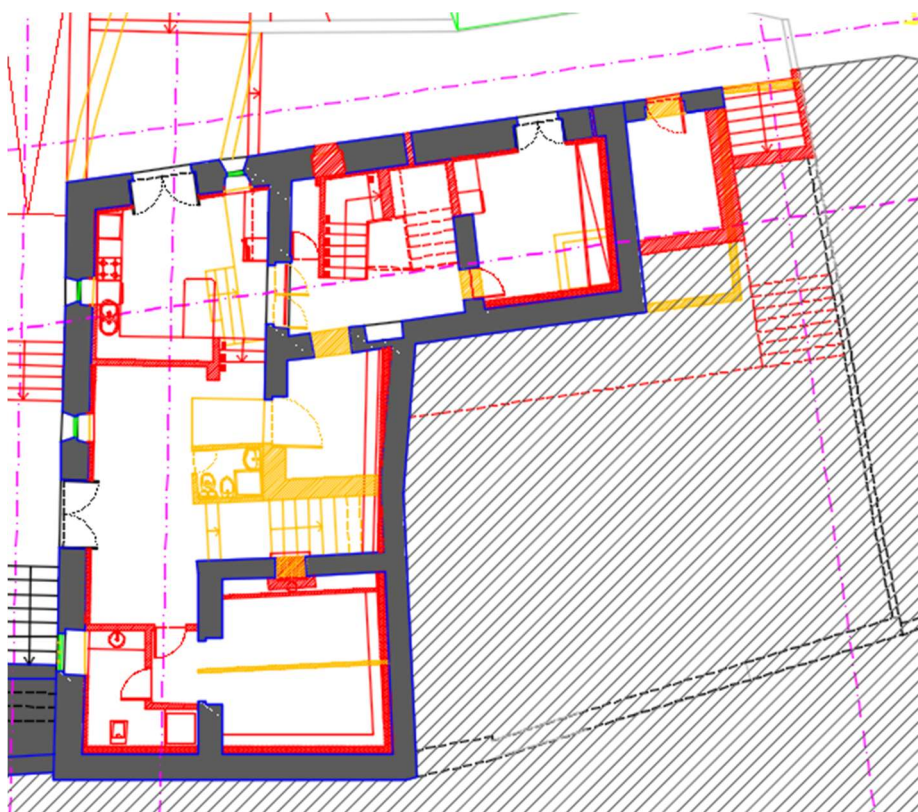


Figura 3.39 - Planta de arquitetura da cave - vermelhos e amarelos (planta sem escala).

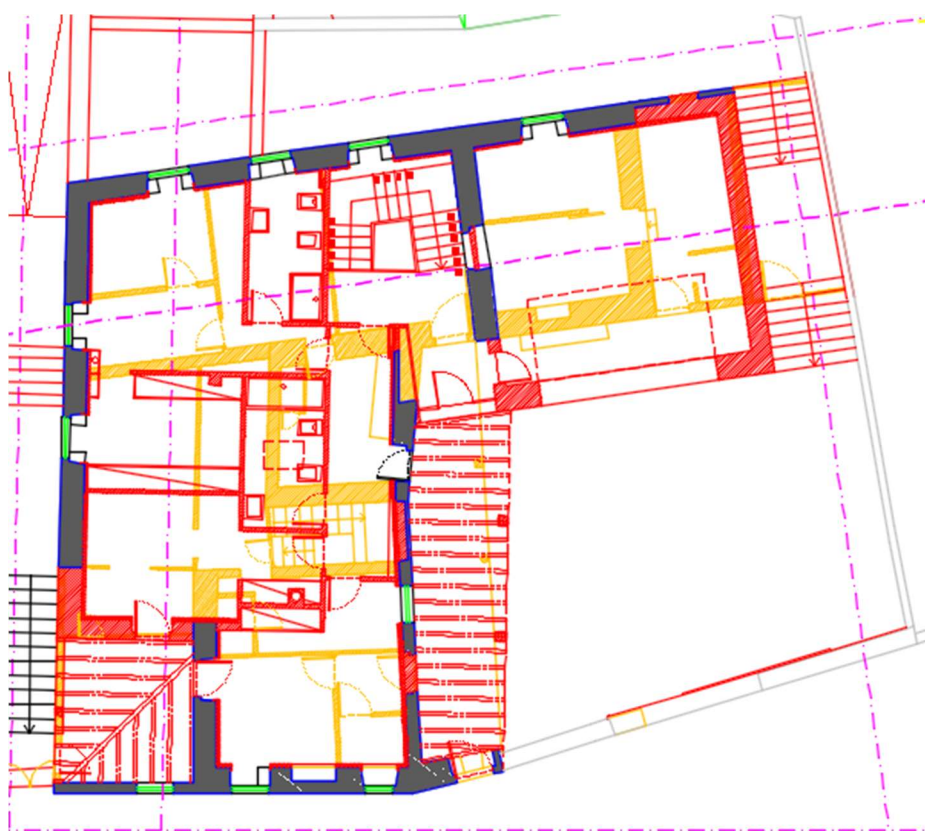


Figura 3.40 – Planta de arquitetura do a rés-do-chão - vermelhos e amarelos (planta sem escala).

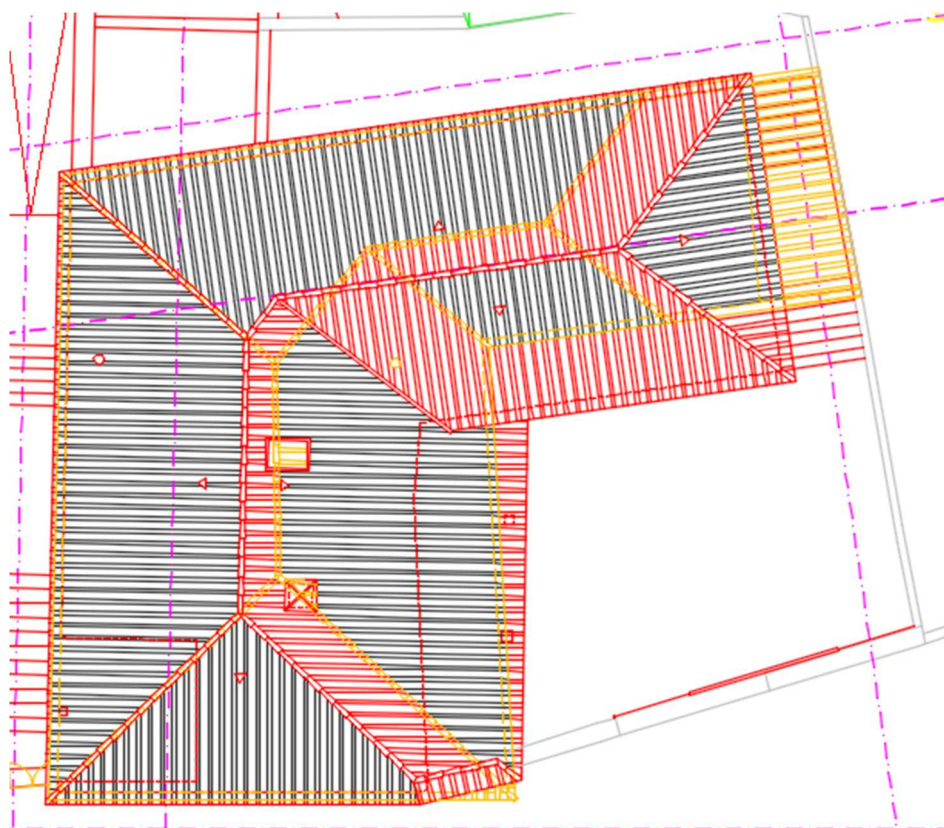


Figura 3.41 - Planta de arquitetura da cobertura - vermelhos e amarelos (planta sem escala).



Figura 3.42 - Planta de arquitetura final da cave (sem escala).



Figura 3.43 – Planta de arquitetura final do rés-do-chão (sem escala).

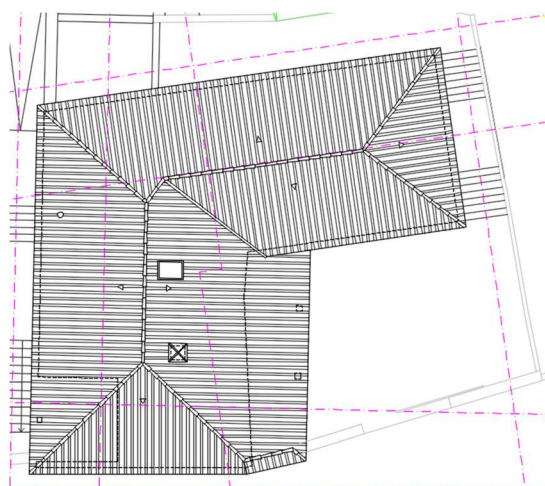


Figura 3.44 - Planta de arquitetura final da cobertura (sem escala).

Por se tratar de um edifício tradicional que preserva a disposição original da região, nomeadamente as paredes exteriores em alvenaria de granito e a cobertura inclinada com telha cerâmica, procurou-se manter inalterada essa forma. Para tal recorreu-se à intervenção de reabilitação com pórticos de betão armado no interior das paredes exteriores, de forma a suportar os pavimentos, escadas e cobertura. Esta metodologia de reabilitação foi escolhida pelo cliente por se tratar de uma intervenção economicamente mais vantajosa tendo em consideração os custos de mão de obra (mão de obra mais popular). Para além disto, não foi encontrada na zona mão de obra própria para tratamento de paredes de alvenaria para fins estruturais.

Importa referir que a fachada posterior, dado ao seu mau estado, será demolida e reconstruída na totalidade.

### 3.5.1 Conceção e dimensionamento da solução de cobertura em madeira

Para o cálculo dos esforços das diversas estruturas (asnas e meias asnas) foi usado o software *FTOOL* e considerou-se a madeira com as seguintes propriedades:

- módulo de elasticidade paralelo,  $E = 9,4 \text{ GPa}$ ;
- coeficiente de *Poisson*:  $\nu = 0,45$ ;
- coeficiente de expansão térmica:  $\alpha = 0,000050$ .

Tal como referido no capítulo 2.4, serão consideradas as ações permanentes, relativas ao peso próprio dos elementos de madeira e às restantes cargas permanentes (Tabela 3.4), nomeadamente as telhas cerâmicas, ripado de madeira e isolamento, e as ações variáveis.

Tabela 3.4 - Restantes cargas permanentes.

	Telhas cerâmicas	Ripado de madeira	Isolamento 40
Peso (kN/m <sup>2</sup> )	0,5	0,05	0,185
Total (kN/m <sup>2</sup> )	0,735		

A ação do vento atuante na cobertura inclinada foi calculada de acordo com o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes).

De acordo com o artigo 20º do RSA, considera-se que o edifício corresponde à Zona A (relativa à generalidade do território continental), e com rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II, uma vez que o edifício está localizado numa aldeia do concelho de Braga (zona rural ou periferia de zonas urbanas).

Tendo em conta que edifício tem uma altura inferior a 10m e que a rugosidade é do tipo II, o valor da pressão dinâmica  $w_k$  é igual a 0.90 (figura 3.35).

Atendendo ao tipo de cobertura em madeira e considerando que as quatro fachadas do edifício têm permeabilidade semelhante admitiu-se que o coeficiente de pressão interior,  $\delta_{pi}$  é igual a -0.3.

Para o cálculo do coeficiente de pressão exterior consideram-se os seguintes dados:

- ação do vento com inclinação  $\alpha=0^\circ$  e com  $\alpha=90^\circ$ ;
- inclinação do telhado  $\beta=20^\circ$ ;

Como simplificação considerou-se que o telhado tem duas vertentes, admitindo as seguintes dimensões:  $b=12\text{m}$  e  $h=6\text{m}$ .

A Tabela 3.5 apresenta os valores dos coeficientes de pressão exterior,  $\delta_{pe}$ , com base no quadro I-II do RSA.

Tabela 3.5 - Coeficientes de pressão exterior,  $\delta_{pe}$ , com base no RSA.

h/b (m)	B (graus)	Direção do vento			
		$\alpha=0^\circ$		$\alpha=90^\circ$	
		E, F	G, H	E, F	G, H
h/b < 1/2	20	-0.4	-0.4	-0.7	-0.6

Posto isto, a Tabela 3.6 apresenta os valores da pressão do vento por cada zona da cobertura.

Tabela 3.6 – Valores da pressão do vento normal à cobertura.

$w_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\delta_{pi}$	$\delta_p$				$P$ (kN/m <sup>2</sup> )			
		$\alpha=0^\circ$		$\alpha=90^\circ$		$\alpha=0^\circ$		$\alpha=90^\circ$	
		E, F	G, H	E, F	G, H	E, F	G, H	E, F	G, H
0.9	-0.3	-0.1	-0.1	-0.4	-0.3	-0.09	-0.09	-0.36	-0.27

Verificou-se que todos os valores calculados são inferiores à sobrecarga regulamentar de 0.4kN/m<sup>2</sup>, pelo que se considerou apenas a mais desfavorável (a sobrecarga).

A cobertura em madeira é composta por asnas simples, por meias asnas, com vãos e espaçamentos variáveis, e por dois alpendres. Da cobertura fazem também parte as madres, frechal e cumeeira, sobre a qual assentam as varas (ou barrotes) espaçados de 0,60 m, que por sua vez sustentam as ripas e telhas cerâmicas. Começou-se por dimensionar os barrotes, madres, cumeeiras e frechais, uma vez que as suas dimensões irão influenciar o dimensionamento das asnas. A Figura 3.45 apresenta a planta de cobertura com os elementos críticos e respetivas áreas e larguras de influência.

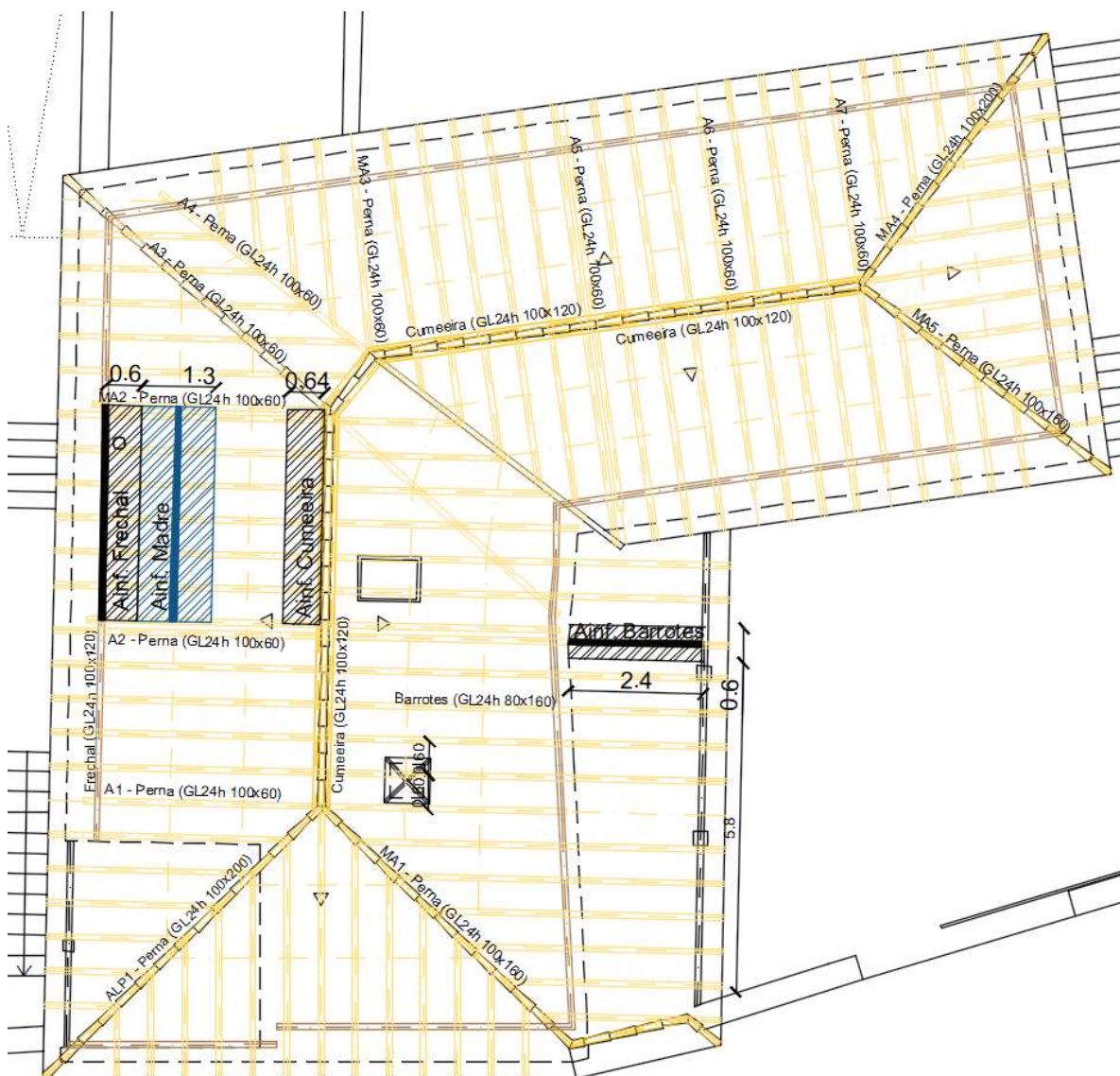


Figura 3.45 - Planta da cobertura (sem escala).

### 3.5.1.1 Dimensionamento dos barrotes

Os barrotes apoiam sobre as madres, sustentando as ripas de madeira, isolamento e revestimento de telhas cerâmicas (Figura 3.46). Estes elementos serão dimensionados como vigas simplesmente apoiadas de forma a verificar a segurança à flexão simples e à instabilidade lateral-torsional (bambeamento). Para efeitos de dimensionamento considera-se o barroto com maior distância entre apoios que pertence ao alpendre 2, correspondente a um vão de 2,4m, apresentado no pormenor construtivo da Figura 3.46 e em planta na Figura 3.45.

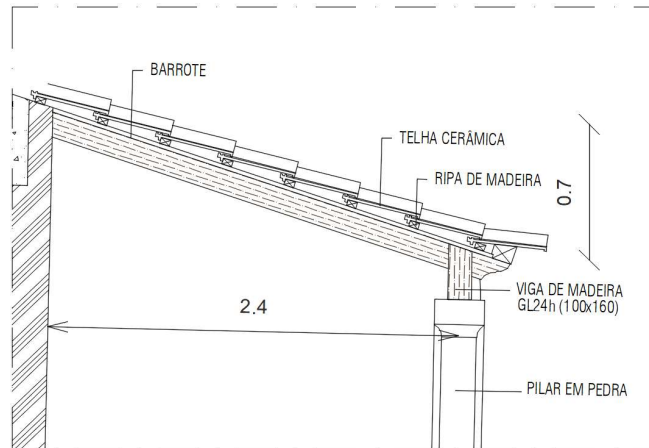


Figura 3.46 - Pormenor construtivo da cobertura do alpendre 2 (sem escala).

*Dados do barrote:*

- secção (bxh): 60x80mm<sup>2</sup>
- comprimento máximo: 2,40m
- largura de influência dos barroses: 0,60m

*Cargas atuantes nos barroses:*

Para a determinação do valor de cálculo das cargas atuantes nos barroses considerou-se a combinação de ações fundamental definidas no ponto 6.4.3.2 da norma NP EN 1990 (Eurocódigo 0), considerando apenas as cargas permanentes e as ações variáveis de base, cuja expressão é dada por:

$$E_d = \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \quad (3.1)$$

As cargas atuantes nos barroses são:

- peso próprio:  $p_{pp,d} = 1,35 \times (3,80 \times 0,06 \times 0,08) = 0,025 \text{ kN/m}$
- restantes cargas permanentes:  $p_{rcp,d} = 1,35 \times (0,735 \times 0,6) = 0,595 \text{ kN/m}$
- sobrecarga regulamentar:  $p_{q,d} = 1,5 \times (0,4 \times 0,6) = 0,36 \text{ kN/m}$
- carga atuante total:  $p_{total,d} = 0,98 \text{ kN/m}$

*Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (bambeamento)*

- $f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$
- $E_{0,05} = 9400 \text{ MPa}$

### CAPÍTULO 3

$$- l_{ef} = m \cdot l + \Delta l = 0,88 \times 2,4 + 0,16 = 2,27m$$

onde:

$\Delta l$  é o acréscimo do comprimento efetivo da madre.  $\Delta l = 2h = 0,16m$  uma vez que a carga é aplicada na face comprimida da madre;

$m$  é um fator dado em função das condições de apoio e de carregamento.  $m = 0,88$  porque se trata de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída.

$$- \sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \times 0,06^2}{0,08 \times 2,27} \times 9400000 = 145,35MPa$$

$$- \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{145,35}} = 0,41$$

Como  $\lambda_{rel,m} < 0,75$ , verifica-se que não há bambeamento nos barrotes.

#### Verificação de segurança à flexão simples

Para a verificação à flexão simples deve ser cumprida a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \times k_m \leq 1 \leftrightarrow 0,46 < 1$$

$$- f_{m,k} = 24MPa; k_m = 0,7; k_{mod} = 0,8; \gamma_M = 1,25$$

Como o barrote está sujeito a esforços de flexão, tem-se em consideração o coeficiente de volume,  $k_h$ .

$$- k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{80} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = 1,1$$

$$- \sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{0,98 \times 2,4^2}{\frac{8}{0,06 \times 0,08^2}} = 11024,7KPa \approx 11MPa$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times k_h \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 16,9MPa$$

Note-se que a secção dos barrotes dimensionada foi definida para toda a estrutura de forma a uniformiza-la, contudo importa referir que o seu funcionamento estrutural é diferente, enquanto que os barrotes do alpendre são simplesmente apoiados com um vão de 2,4m, os barrotes da cobertura têm três vãos com aproximadamente 1,2m.

### 3.5.1.2 Dimensionamento das madres

As madres são vigas que apoiam sobre a asna, mais precisamente nas pernas, para a sustentação das varas (barrotes). Na cobertura em questão apoiam sobre cada perna duas madres na totalidade da cobertura, tal como está representado na Figura 3.47.

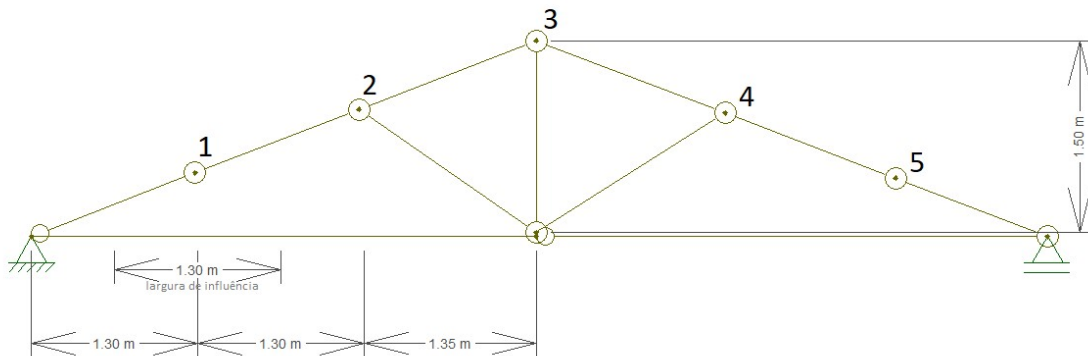


Figura 3.47 - Esquema das asnas que evidencia as madres e a largura de influência da mais condicionante.

Dada a inclinação dos eixos da madre, o seu dimensionamento será feito à flexão desviada composta e ao bambeamento. Para efeitos de dimensionamento considera-se a madre com maior distância entre apoios (asnas ou meias asnas), correspondente a um vão de 3,80m, designada de madre 1.

*Dados da madre 1:*

- secção (bxh): 100x140mm<sup>2</sup>
- comprimento máximo: 3,80m
- largura de influência da madre: 1,3m

*Cargas atuantes na madre:*

- peso próprio:  $p_{pp,d} = 1,35 \times (3,80 \times 0,1 \times 0,14) = 0,072 \text{ kN/m}$
- barrotes (varas)
  - secção: 60x80mm<sup>2</sup>
  - espaçamento entre barrotes: 0,60m

$$p_{\text{barrotes},d} = 1,35 \times \left( \frac{0,06 \times 0,08 \times 3,8 \times 1,3}{0,6} \right) = 0,053 \text{ kN/m}$$

- restantes cargas permanentes:  $p_{rcp,d} = 1,35 \times (0,735 \times 1,3) = 1,3 \text{ kN/m}$

### CAPÍTULO 3

- sobrecarga regulamentar:  $p_{q,d} = 1,5 \times (0,4 \times 1,3) = 0,78kN/m$
- carga atuante total:  $p_{total,d} = 0,072 + 0,053 + 1,3 + 0,78 = 2,21kN/m$

#### Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (bambeamento)

Para a flexão desviada tem de se verificar desde logo se há instabilidade lateral-torsional (bambeamento). Se o valor da esbelteza relativa for superior a 0,75 há bambeamento, logo deve-se aplicar o coeficiente  $k_{crit}$  ao valor da resistência à flexão.

- $f_{c,0,k} = 24MPa$
- $E_{0,05} = 9400MPa$
- $l_{ef} = m \cdot l + \Delta l = 0,88 \times 3,80 + 0,28 = 3,624m$

onde:

$\Delta l$  é o acréscimo do comprimento efetivo da madre.  $\Delta l = 2h = 0,28m$  uma vez que a carga é aplicada na face comprimida da madre;

$m$  é um fator dado em função das condições de apoio e de carregamento.  $m = 0,88$  porque se trata de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída.

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \times 0,1^2}{0,14 \times 3,624} \times 9400000 = 1897,9MPa$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{1897,9}} = 0,11$$

Como  $\lambda_{rel,m} < 0,75$ , verifica-se que não há bambeamento na madre.

#### Verificação de segurança à flexão desviada (biaxial)

Para a verificação da madre à flexão desviada é necessário cumprir as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \leftrightarrow 0,86 < 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \leftrightarrow 0,97 < 1$$

- $f_{m,k} = 24MPa$
- $k_m = 0,7$ ;  $k_{mod} = 0,8$ ;  $k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{140} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = 1,1$ ;  $\gamma_M = 1,25$

$$- M_{Ed} = \frac{2,21 \times 3,8^2}{8} = 3,99 \text{ kN.m}$$

O ângulo entre o eixo da madre e a carga aplicada é de 20°. Tem de se decompor o momento fletor calculado pelos eixos principais de inércia, y e z:

$$- M_{Ed,y} = 3,99 \times \sin 20 = 1,37 \text{ kN.m}$$

$$- M_{Ed,z} = 3,99 \times \cos 20 = 3,67 \text{ kN.m}$$

$$- \sigma_{m,y,d} = \frac{1,37}{\frac{0,14 \times 0,1^2}{6}} = 5871,4 \text{ KPa}$$

$$- \sigma_{m,z,d} = \frac{3,67}{\frac{0,1 \times 0,14^2}{6}} = 11234,7 \text{ KPa}$$

$$- f_{m,y,d} = k_{mod} \times k_h \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 16,9 \text{ MPa}$$

$$- f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 15,36 \text{ MPa}$$

Note-se que o coeficiente de volume  $k_h$  só é aplicado à resistência da secção segundo o eixo de maior inércia, eixo y.

### 3.5.1.3 Dimensionamento dos frechais e cumeeiras

O princípio de dimensionamento dos frechais e das cumeeiras é o mesmo do que o dos barrotes – verificação à flexão simples e instabilidade-lateral torsional, pelo que se vai simplificar a descrição dos cálculos efetuados. A Tabela 3.7 apresenta os dados gerais dos elementos em análise, assim como as cargas a que estes estão submetidos.

Tabela 3.7 - Cargas atuantes no frechal e na cumeeira.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	L (m)	L <sub>inf</sub> (m)	Cargas atuantes (kN/m)				
				p <sub>pp,d</sub>	p <sub>barrotes,d</sub>	p <sub>rcp,d</sub>	p <sub>q,d</sub>	p <sub>total,d</sub>
Frechal	100x120	3,8	0,64	0,062	0,026	0,635	0,384	1,10
Cumeeira	100x120	3,8	0,64	0,062	0,026	0,635	0,384	1,10

#### Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (bambeamento)

A Tabela 3.8 apresenta uma síntese dos cálculos efetuados para a verificação do bambeamento. Verificou-se que em ambos os elementos não há instabilidade lateral-torsional.

Tabela 3.8 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional.

Elemento	L (m)	m	Δl (m)	l <sub>ef</sub> (m)	σ <sub>m,crit</sub> (MPa)	λ <sub>rel,m</sub> ≤ 0,75
Frechal	3,8	0,88	0,24	3,58	170,5	0,38
Cumeeira	3,8	0,88	0,24	3,58	170,5	0,38

## Verificação de segurança à flexão simples

A Tabela 3.9 apresenta uma síntese dos cálculos efetuados para a verificação de segurança dos elementos à flexão simples. Note-se que neste caso o momento fletor foi determinado pela seguinte fórmula:

$$M_{Ed} = \frac{p_{total,d} l^2}{8}. \quad (3.2)$$

Tabela 3.9 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples.

Elemento	$M_{Ed}$ (kN.m)	$\sigma_{m,d}$ (MPa)	$k_{mod}$	$k_h$	$\gamma_M$	$k_m$	$f_{m,d}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \times k_m \leq 1$
Frechal	2,00	8,32	0,8	1,1	1,25	0,7	16,9	0,34
Frechal	2,00	8,32	0,8	1,1	1,25	0,7	16,9	0,34

## Verificação de segurança E.L. Utilização – Deformação

Calculou-se a deformação instantânea  $u_{inst}$ , para a combinação característica de ações e a deformação final  $u_{fin}$ , para a combinação de ações quase-permanentes, tendo em consideração os seguintes dados:

$$- E = 11,6GPa; \psi_{2,1} = 0,3; k_{def} = 0,6.$$

Os valores das cargas características e das deformações calculadas para o frechal e cumeeira estão apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Cálculo das deformações instantânea e final dos elementos em análise.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	I (mm <sup>4</sup> )	$p_G$ (kN/m)	$p_Q$ (kN/m)	$u_{inst,G}$ (mm)	$u_{inst,Q}$ (mm)	$u_{fin}$ (mm)
Barrotes	60x80	2,56x10 <sup>6</sup>	0,459	0,240	6,68	3,49	15,4
Madres	100x140	5,33x10 <sup>8</sup>	1,060	0,520	10,85	5,32	24,6
Frechal	100x120	1,44x10 <sup>7</sup>	0,535	0,256	8,70	4,16	19,6
Frechal	100x120	1,44x10 <sup>7</sup>	0,535	0,256	8,70	4,16	19,6

Os valores limite das deformações considerados estão apresentados na Tabela 3.11, tendo se verificado que nenhum valor calculado excede o limite admitido pelo EC5.

Tabela 3.11 - Valores limites para as flechas de acordo com o EC5.

	$w_{ins}$	$w_{fin}$
<b>Viga sobre dois apoios</b>	$l/300$	$l/150$
Barrotes	8	16
Madres	12,7	25,3
Frechal	12,7	25,3
Cumeeira	12,7	25,3

### 3.5.1.4 Dimensionamento das asnas

Para o dimensionamento das asnas começou-se por ponderar a área de influência de cada asna, para a quantificação de esforços a que estas estão sujeitas. Uma vez que a estrutura da cobertura é pouco regular, a determinação da largura de influência das asnas não foi propriamente direta. Sabendo o vão da asna e a área de influência, determinou-se a largura de influência da seguinte forma:

$$l_{inf} = A_{inf} / L \quad (3.3)$$

A Tabela 3.12 apresenta as asnas e meias asnas da cobertura, assim como as respetivas áreas e larguras de influência.

Tabela 3.12 - Asnas e meias asnas da cobertura e respetivas áreas e larguras de influência.

	Vão (m)	$A_{inf}$ (m <sup>2</sup> )	$L_{inf}$ (m)
Asna 1 - A1	8,3	15,2	1,8
Asna 2 - A2	8,3	28,3	3,3
Asna 3 - A3	11,0	15,9	1,5
Asna 4 - A4	9,4	15,1	1,6
Asna 5 - A5	6,7	19	2,8
Asna 6 - A6	6,7	18,5	2,8
Asna 7 - A7	6,7	16,9	2,5
Alpendre 1 - ALP1	6,2	11,75	1,9
Alpendre 2 - ALP2	8,3	24,1	2,9
Meia asna 1 - MA1	6,0	9,2	1,7
Meia asna 2 - MA2	4,1	13,7	3,3
Meia asna 3 - MA3	3,2	12,4	3,9
Meia asna 4 - MA4	4,8	5,8	1,2
Meia asna 5 - MA5	4,7	5,8	1,2

As asnas 1 e 2 têm as mesmas dimensões, assim como as asnas 5, 6 e 7, diferindo apenas na área de influência a que estão sujeitas. Apesar de não terem as mesmas dimensões, também as asnas 3 e 4 são bastante similares entre si. Posto isto, de forma a simplificar o processo de dimensionamento, interessa dimensionar apenas as asnas com maiores vãos e áreas de influência – asnas 2 e 3, conferindo às restantes as mesmas secções. As asnas críticas e respectivas áreas de influência estão apresentadas na Figura 3.48.

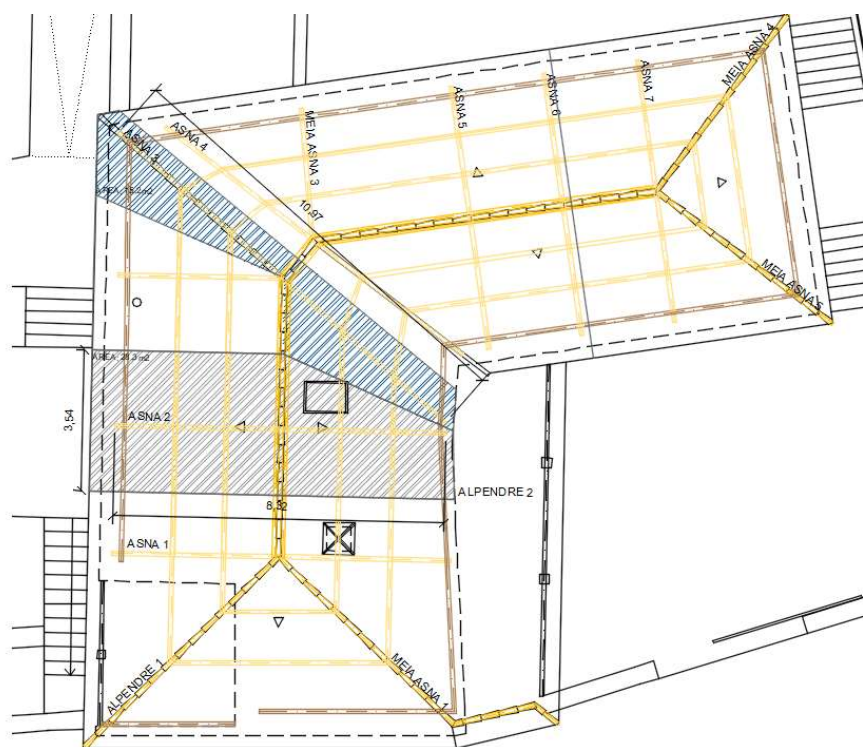


Figura 3.48 – Asnas críticas e respetivas áreas de influência (sem escala).

Dimensionamento das asnas 2 e 3 (A2 e A3)

As asnas 2 e 3 são de tipologia simples, constituídas por duas pernas que apoiam na linha, duas escoras e um pendural. Importa referir que o pendural não apoia na linha de forma a não provocar mais esforços de flexão, estando afastado da mesma cerca de 3 cm. A Tabela 3.13 apresenta os principais dados relativos às asnas 2 e 3.

Tabela 3.13 – Principais dados relativos às asnas críticas – asnas 2 e 3.

Elemento	Vão (m)	Altura, H (m)	$L_{inf}$ (m)
Asna 2	8,30	1,53	3,3
Asna 3	11,0	1,53	1,5

O vão da asna corresponde ao comprimento total da linha, admitindo que está apoiada até 50% da largura da parede resistente de pedra. Contudo, para efeitos de cálculo, o comprimento da linha é considerado até ao encontro com as pernas. Os comprimentos dos elementos constituintes das asnas estão apresentados na tabela abaixo e representados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Comprimentos dos elementos das asnas 2 e 3.

Elemento	L (m)	
	Asna 2	Asna 3
Perna esquerda	4,24	5,42
Perna direita	4,28	5,47
Linha	7,95	10,45
Pendural	1,50	1,50
Escora esquerda	1,69	2,04
Escora direita	1,75	2,16

As asnas estão sujeitas aos esforços resultantes do peso dos elementos da cobertura assentes sobre ela, como é o caso das madres, cumeeiras, barrotes, ripado de madeira, isolamento e telhas cerâmica. Estas cargas apresentam-se sobre a forma de cargas concentradas sobre as asnas.

A Tabela 3.15 apresenta os valores das cargas uniformemente distribuídas por elemento, relativas ao peso próprio dos mesmos. Note-se que como se arbitrou a mesma secção para todos os elementos, também o peso próprio será o mesmo. A Tabela 3.16 apresenta as cargas concentradas atuantes nas asnas 2 e 3.

Tabela 3.15 – Peso próprio por elemento das asnas 2 e 3.

Elemento	$p_d$ (kN/m)	
	Asna 2	Asna 3
Pernas	0,051	0,051
Linha	0,051	0,051
Pendural	0,051	0,051
Escoras	0,051	0,051

Tabela 3.16 -Cargas concentradas na asna 2 e 3.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	$p_{total,d}$ (kN/m)	Asna 2		Asna 3	
			$l_{inf}$ (m)	$p_d$ (kN)	$l_{inf}$ (m)	$p_d$ (kN)
Madre 1	100x140	2,21	3,3	7,29	1,5	3,32
Madre 2	100x140	2,21	3,3	7,29	1,5	3,32
Cumeeira 3	100x120	1,10	3,3	3,63	1,5	1,65
Cumeeira 3	100x120	1,10	3,3	3,63	1,5	1,65
Madre 4	100x140	2,21	3,3	7,29	1,5	3,32
Madre 5	100x140	2,21	3,3	7,29	1,5	3,32

As Figuras 3.49 e 3.50 apresentam o esquema estrutural das asnas 2 e 3 e respectivas cargas atuantes.

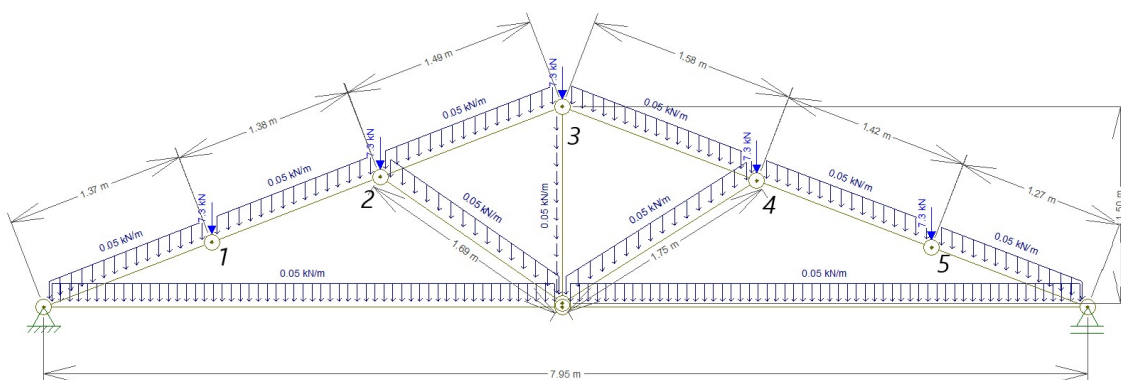


Figura 3.49 - Cargas atuantes na asna 2 (sem escala).

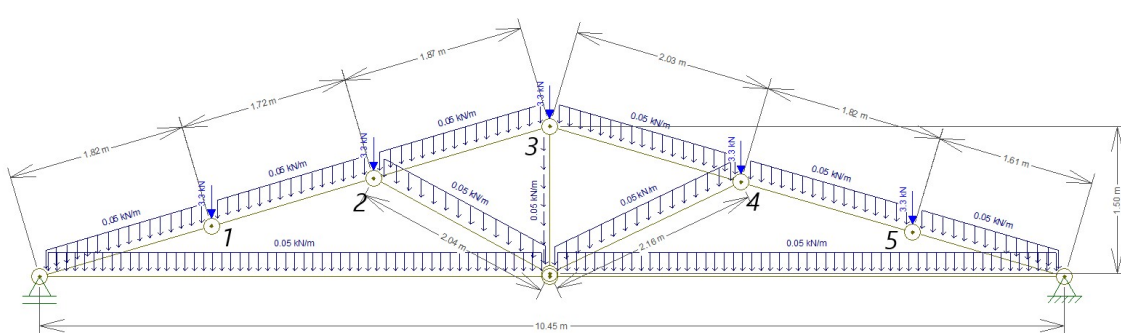


Figura 3.50 - Cargas atuantes na asna 3 (sem escala).

Os valores dos esforços atuantes nas asnas 2 e 3 foram obtidos através programa de análise linear elástica FTOOL. As Tabelas 3.17 e 3.18 apresentam os esforços máximos obtidos para cada elemento.

Tabela 3.17 - Esforços máximos na asna 2 obtidos no FTOOL.

<b>Elemento</b>	<b><math>N</math> (kN)</b>	<b><math> V_d </math> (kN)</b>	<b><math>M_d</math> (kN.m)</b>
Pernas	- 41,8	0,1	0,2
Linha	+ 34,3	0,3	0,6
Pendural	+ 9,7	0,0	0,0
Escoras	- 9,0	0,0	0,0

Tabela 3.18 - Esforços máximos na asna 3 obtidos no FTOOL.

<b>Elemento</b>	<b><math>N</math> (kN)</b>	<b><math> V_d </math> (kN)</b>	<b><math>M_d</math> (kN.m)</b>
Pernas	- 32,0	0,6	0,8
Linha	+ 43,7	0,5	1,6
Pendural	+ 8,2	0,0	0,0
Escoras	- 8,0	0,1	0,0

Após a determinação dos esforços atuantes nas asnas em análise passou-se ao dimensionamento dos elementos constituintes de forma a verificar a segurança aos E.L. Últimos de resistência. Em função dos esforços a que os elementos das asnas estão sujeitos, pode-se dividir a verificação de segurança da seguinte forma:

- pernas: verificação à flexão composta e encurvadura;
- linhas: verificação à flexão composta com tração paralela ao fio;
- escoras: verificação à compressão paralela ao fio e encurvadura;
- pendural: verificação à tração paralela ao fio.

Com o auxílio de uma folha de cálculo determinaram-se as seguintes secções para cada elemento das asnas (Tabela 3.19).

Tabela 3.19 - Secções determinadas.

<b>Elemento</b>	<b>Secção (mm<sup>2</sup>)</b>	
	<b>Asna 2</b>	<b>Asna 3</b>
Pernas	100x160	100x160
Linha	100x100	100x100
Pendural	100x100	100x100

Escoras	100x100	100x100
---------	---------	---------

Verificação à flexão composta com compressão e encurvadura – Pernas:

Asna 2

Como as pernas estão sujeitas a esforços de compressão, começou-se por verificar se há encurvadura, ou seja, se a esbelteza relativa em ambas as direções é inferior a 0,3.

- Direção y (em torno de z)

$l = 1,58m$  (comprimento da perna, relativo à maior distância entre apoios – cumeeira e madre)

$\beta = 1,5$ , considerando que a perna está simplesmente apoiada em ambas as extremidades

$$l_{ef} = \beta \cdot l = 2,38m$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,16 \times 0,1^3}{12}} = 0,02887m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{2,38}{0,02887} = 82,1$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,32$$

- Direção z (em torno de y)

Considerou-se que as condições de apoio das pernas e o comprimento de encurvadura é o mesmo em ambas as direções. A Tabela 3.20 apresenta o resumo dos cálculos efetuados para a determinação da esbelteza relativa,  $\lambda_{rel}$ .

Tabela 3.20 - Cálculo da esbelteza relativa,  $\lambda_{rel}$  nas direções Y e Z - Asna 2.

	L (m)	$\beta$	$l_{ef}$ (m)	$i$ (m)	$\lambda$	$\lambda_{rel,y}$
Direção Y	1,58	1,5	2,38	0,02887	82,1	1,32
Direção Z	1,58	1,5	2,38	0,04619	51,31	0,83

Verificou-se que nas duas direções é excedido o valor limite da esbelteza relativa –  $\lambda_{rel,y} > 0,3$ , ou seja, existe encurvadura na peça. Na verificação de segurança deve-se ter em conta a influência dos coeficientes de encurvadura,  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$  que afetam a resistência da peça.

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0,51 ;$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0,86 ;$$

Para a verificação à flexão composta com compressão devem ser cumpridas as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,35 \leq 1 ; \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,23 \leq 1$$

### Asna 3

Tal como na verificação de segurança das pernas da asna 2, começou-se por determinar o valor da esbelteza relativa (Tabela 3.21).

Tabela 3.21 - Cálculo da esbelteza relativa,  $\lambda_{rel,y}$  nas direções Y e Z - Asna 3.

	L (m)	$\beta$	$l_{ef}$	$i$	$\lambda$	$\lambda_{rel,i}$
Direção Y	2,0	1,5	3,05	0,02887	65,93	1,06
Direção Z	2,0	1,5	3,05	0,04619	105,48	1,70

Verificou-se que nas duas direções é excedido o valor limite da esbelteza relativa, pelo que se teve de determinar os valores dos coeficientes de encurvadura.

$$k_{c,y} = 0,68; k_{c,z} = 0,31$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,31 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,51 \leq 1$$

### Verificação à flexão composta com tração – Linha

A Tabela 3.22 apresenta o cálculo de todos os elementos necessários à verificação de segurança das linhas, sabendo que:

- valores resistentes característicos:  $f_{m,k} = 24MPa$ ;  $f_{t,0,k} = 16,5MPa$ ;
- como a linha está sujeita a esforços de flexão e tração, tem-se em consideração o coeficiente de volume,  $k_h$ .

Tabela 3.22 – Cálculo das tensões atuantes e resistentes nas linhas das asnas 2 e 3.

	$M_{Ed}$ (kN.m)	$N_d$ (kN)	$\sigma_{m,d}$ (MPa)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$k_{mod}$	$k_h$	$\gamma_M$	$k_m$	$f_{t,0,d}$ (MPa)	$f_{m,d}$ (MPa)
Linha - A2	0,6	34,3	1,41	2,14	0,8	1,1	1,25	0,7	11,62	16,9
Linha – A3	1,6	43,7	0,375	2,73	0,8	1,1	1,25	0,7	11,62	16,9

Para a verificação das linhas à flexão composta com tração paralela ao fio é necessário cumprir as seguintes expressões:

$$\text{Asna 2: } \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,24 < 1$$

$$\text{Asna 3: } \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,39 < 1$$

*Verificação à compressão paralela ao fio e encurvadura – Escoras:*

A Tabela 3.23 apresenta uma síntese dos cálculos efetuados para a verificação de segurança das escoras à compressão e encurvadura.

Tabela 3.23 - Cálculo da esbelteza relativa,  $\lambda_{rel,y}$  e coeficientes de encurvadura – asnas 2 e 3.

		L (m)	$\beta$	$l_{ef}$	i (m)	$\lambda$	$\lambda_{rel,y}$	$k_{c,i}$
<b>Escoras - A2</b>	Direção Y	1,79	1,50	2,69	0,02887	93,01	1,50	0,398
	Direção Z	1,79	1,50	2,69	0,02887	93,01	1,50	0,398
<b>Escoras – A3</b>	Direção Y	2,16	1,50	3,24	0,02887	112,24	1,81	0,281
	Direção Z	2,16	1,50	3,24	0,02887	112,24	1,81	0,281

$$\text{Asna 2: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} = 0,15 \leq 1 ; \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} = 0,15 \leq 1$$

$$\text{Asna 3: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} = 0,19 \leq 1 ; \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} = 0,19 \leq 1$$

*Verificação à flexão composta com tração – Pendurais:*

A Tabela 3.24 apresenta o cálculo de todos os elementos necessários à verificação de segurança dos pendurais.

Tabela 3.24 - Cálculo das tensões atuantes e resistentes nos pendurais das asnas 2 e 3.

	$N_d$ (kN)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$k_{mod}$	$k_h$	$\gamma_M$	$f_{t,0,d}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$
Pendural - A2	9,7	0,97	0,8	1,1	1,25	11,62	0,08
Pendural – A3	8,2	0,82	0,8	1,1	1,25	11,62	0,05

De forma a uniformizar a constituição das asnas considerou-se que as pernas e linha têm a mesma secção (100x160mm<sup>2</sup>). Considerou-se também que todas as asnas da cobertura têm secções iguais. As secções finais das asnas estão apresentadas na Tabela 3.25.

Tabela 3.25 - Secções finais das asnas.

<b>Elemento</b>	<b>Secções finais (mm<sup>2</sup>)</b>
Pernas	100x160
Linha	100x160
Pendural	100x100
Escoras	100x100

A Figura 3.51 apresenta a planta da cobertura com as meias asnas, alpendres e respetivos elementos constituintes críticos que irão ser estudados à frente, assim como as suas áreas de influência.

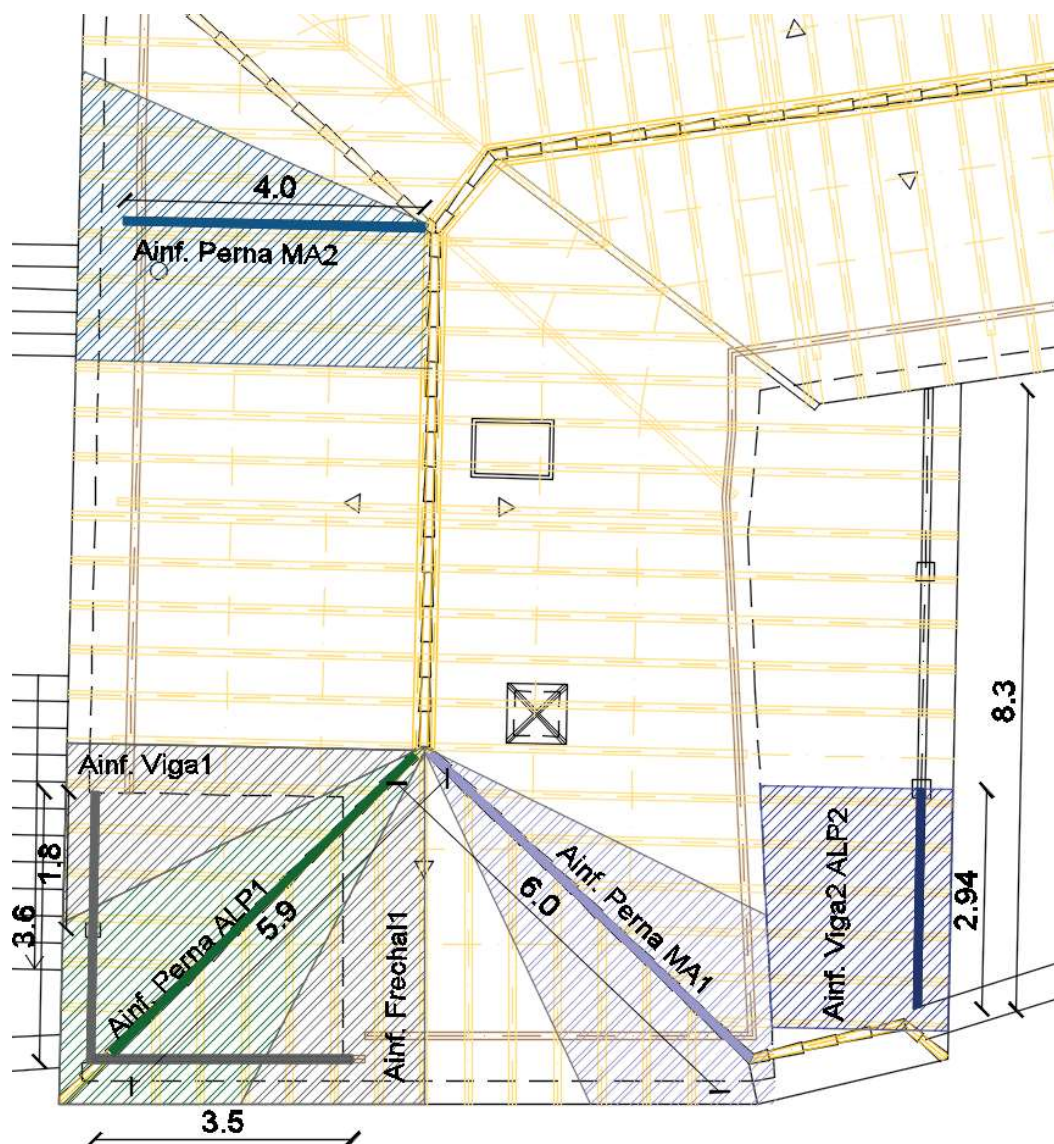


Figura 3.51 - Meias asnas, alpendres e vigas críticas e respectivas áreas de influência (sem escala).

### 3.5.1.5 Dimensionamento dos elementos do Alpendre 1

O alpendre 1 é apenas constituído por uma perna que funciona como viga de cumeeira, por uma viga e frechal sobre os quais assentam os barrotes. Note-se que o comprimento total da perna é de 6,20m, contudo para efeitos de cálculo considera-se o comprimento máximo da perna entre apoios, neste caso entre a cumeeira e a madre 2, igual a 2,26m, como se pode constatar na Figura 3.52.

#### Dimensionamento da perna/ cumeeira – Alpendre 1

A Tabela 3.23 apresenta os principais dados da perna do alpendre 1, inclusive a carga relativa ao seu peso próprio.

Tabela 3.26 – Principais dados - alpendre 1.

Elemento	Secções (mm <sup>2</sup> )	L (m)	A <sub>inf</sub> (m)	L <sub>inf</sub> (m)	p <sub>pp,d</sub> (kN/m)
Perna	100x200	2,26	11,75	1,9	0,103

Para além do peso próprio da perna, é necessário ter em consideração a influência do peso das madres (e cargas a elas associadas) nas pernas sobre a forma de cargas concentradas (Tabela 3.27 e Figura 3.52).

Tabela 3.27 - Cargas concentradas na perna – alpendre 1.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	p <sub>total,d</sub> (kN/m)	l <sub>inf</sub> (m)	p <sub>d</sub> (kN)
Madre 1	100x140	2,21	1,9	4,20
Madre 2	100x140	2,21	1,9	4,20

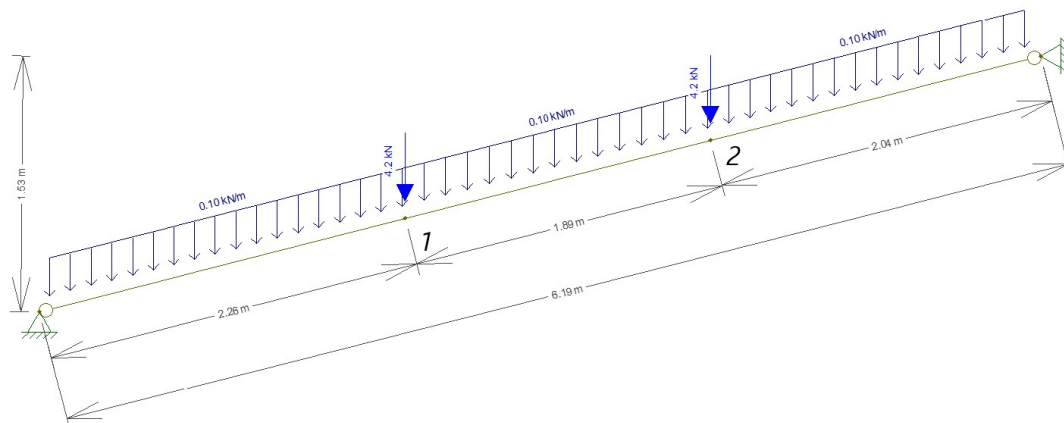


Figura 3.52 - Cargas atuantes na perna do alpendre 1 (sem escala).

*Verificação de segurança verificação à flexão composta com compressão e encurvadura:*

A Figura 3.53 apresenta a folha de cálculo da verificação de segurança da perna à flexão composta e à encurvadura, assim como os esforços a que ela está sujeita, determinados no FTOOL.

**CARACTERÍSTICAS**

Madeira: GL24h

f<sub>m,k</sub> = 24 MPa    E<sub>0,mean</sub> = 11600 MPa    Classe de Serviço: 1    Ambientes: Interiores

f<sub>t,0,k</sub> = 16,5 MPa    E<sub>0,05</sub> = 9400 MPa

f<sub>t,90,k</sub> = 0,4 MPa    E<sub>90,mean</sub> = 390 MPa    Duração das acções: Média duração    Exemplo: Sobrecargas

f<sub>c,0,k</sub> = 24 MPa    G<sub>mean</sub> = 720 MPa

f<sub>c,90,k</sub> = 2,7 MPa    ρ<sub>mean</sub> = 0 kN/m<sup>3</sup>    k<sub>mod</sub> = 0,8    kh = #REF!

f<sub>v,k</sub> = 2,7 MPa    ρ<sub>k</sub> = 3,8 kN/m<sup>3</sup>    k<sub>def</sub> = 0,6    k<sub>sys</sub> = 1,1

---

**PERNAS**

Esforços: N<sub>sd</sub> = -2,5 kN    V<sub>sd</sub> = 9,7 kN    M<sub>sd,y</sub> = 15,1 kNm

Seção: base (mm) = 100    altura (mm) = 200    dist. Trav. (Madres) =    vão max. perna =

Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio

Existe risco de encurvadura? Sim

Le,y (m) = 1,92    iy (mm) = 28,87    lamb,y = 66,545

Le,z (m) = 1,92    iz (mm) = 57,74    lamb,z = 33,273

Lamb,rel,y = 1,07    kc,y = 0,6704

Lamb,rel,z = 0,54    kc,z = 0,9903

Verificação - Corte: 0,44 OK

0,95 OK

0,95 OK

Figura 3.53 – Verificações de segurança da perna do alpendre 1.

Dimensionamento da viga e do frechal – Alpendre 1

Ambos os elementos foram dimensionados de forma a verificar a segurança à flexão simples, bambeamento e à deformação. A Tabela 3.28 apresenta os dados gerais dos elementos em análise, assim como as cargas a que estes estão submetidos.

Tabela 3.28 – Cargas atuantes no frechal e viga.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	L (m)	A <sub>inf</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>inf</sub> (m)	Cargas atuantes (kN/m)				
					p <sub>pp,d</sub>	p <sub>barrotes,d</sub>	p <sub>rcp,d</sub>	p <sub>q,d</sub>	p <sub>total,d</sub>
Viga	100x120	1,8	5,875	1,60	0,062	0,081	1,588	0,96	2,69
Frechal	100x160	3,5	5,875	1,75	0,082	0,089	1,736	1,05	2,96

*Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (bambeamento)*

A Tabela 3.29 apresenta uma síntese dos cálculos efetuados para a verificação do bambeamento. Verificou-se que para em ambos os elementos não há instabilidade lateral-torsional.

Tabela 3.29 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional.

Elemento	L (m)	m	Δl (m)	l <sub>ef</sub> (m)	σ <sub>m,crit</sub> (MPa)	λ <sub>rel,m</sub> ≤ 0,75
Viga	1,8	0,88	0,24	1,82	334,98	0,27
Frechal	3,5	0,88	0,32	3,40	134,78	0,44

### Verificação de segurança à flexão simples

A Tabela 3.30 apresenta uma síntese dos cálculos efetuados para a verificação de segurança dos elementos à flexão simples.

Tabela 3.30 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples.

Elemento	$M_{Ed}$ (kN.m)	$\sigma_{m,d}$ (MPa)	$k_{mod}$	$k_h$	$\gamma_M$	$k_m$	$f_{m,d}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \times k_m \leq 1$
Viga	1,09	4,54	0,8	1,1	1,25	0,7	16,9	0,19
Frechal	4,53	<b>10,6</b>	0,8	1,1	1,25	0,7	16,9	0,58

### 3.5.1.6 Dimensionamento vigas do Alpendre 2

O alpendre 2 é composto por vigas de madeira que apoiam em dois pilares de pedra (granito) e as suas extremidades nas paredes resistentes. Sobre as vigas assentam diretamente os barrotes, espaçados 0,60m entre si. Os barrotes já foram acima dimensionados, interessando apenas dimensionar as vigas, de forma a cumprir as verificações à flexão simples, bambeamento e deformação. Note-se que o comprimento total das vigas é de 8,30m, contudo para efeitos de cálculo considera-se o comprimento máximo entre apoios – 2,95m.

A tabela 4.31 apresenta os dados gerais da viga em análise, assim como as cargas a que estes estão submetidos.

Tabela 3.31 – Cargas atuantes na viga – alpendre 2.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	L (m)	$A_{inf}$ (m)	$L_{inf}$ (m)	Cargas atuantes (kN/m)				
					$p_{pp,d}$	$p_{barrotes,d}$	$p_{rcp,d}$	$p_{q,d}$	$p_{total,d}$
Viga 2	100x160	2,95	24,1	2,90	0,082	0,147	2,878	1,74	4,847

### Verificação de segurança à instabilidade lateral-torsional (Tabela 3.32)

Tabela 3.32 - Cálculos para a verificação da instabilidade lateral-torsional.

Elemento	L (m)	m	$\Delta l$ (m)	$l_{ef}$ (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
Viga	2,95	0,88	0,32	2,98	154,03	0,39

Verificação de segurança à flexão simples (Tabela 4.33)

Tabela 3.33 - Cálculos para a verificação de segurança à flexão simples.

Elemento	$M_{Ed}$ (kN.m)	$\sigma_{m,d}$ (MPa)	$k_{mod}$	$k_h$	$\gamma_M$	$k_m$	$f_{m,d}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \times k_m \leq 1$
Viga	5,27	12,36	0,8	1,1	1,25	0,7	16,9	0,51

### 3.5.1.7 Dimensionamento das meias asnas 1 e 2

As meias asnas 1 e 2 foram consideradas para o dimensionamento por serem as mais condicionantes – a meia asna 1 por ter maior vão e a meia asna 2 por ter maior área de influência. Ambas as asnas têm 1,53m de altura e são constituídas por uma perna que apoia na linha e nas pernas das asnas adjacentes. A asna 1, dado ao seu grande vão, tem também uma escora.

O dimensionamento das meias asnas foi realizado da mesma forma do que o das asnas pelo que se vai apresentar o processo de cálculo simplificado. A Tabela 3.34 apresenta os principais dados relativos às meias asnas críticas, nomeadamente o vão, área e largura de influência.

Tabela 3.34 – Principais dados relativos às meias asnas críticas - meias asnas 1 e 2.

Elemento	Vão (m)	$A_{inf}$ (m)	$L_{inf}$ (m)
Meia Asna 1	6,0	9,2	1,7
Meia Asna 2	4,1	13,7	3,3

A Tabela 3.35 apresenta o peso próprio de todos os elementos constituintes das meias asnas.

Tabela 3.35 – Peso próprio dos elementos das meias asnas 1 e 2.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	L (m)		$p_{pp,d}$ (kN/m)	
		Meia Asna 1	Meia Asna 2	Meia Asna 1	Meia Asna 2
Perna	100x160	6,19	4,14	0,082	0,082
Linha	100x160	6,0	3,85	0,082	0,082
Escora	100x100	2,18	-	0,051	-

Para além do peso próprio dos elementos, é necessário ter em consideração a influência do peso das madres, cumeeiras e frechal nas pernas sobre a forma de cargas concentradas (Tabela 3.36 e Figuras 3.54 e 3.55).

Tabela 3.36 - Cargas concentradas nas meias asnas 1 e 2.

Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	$p_{total,d}$ (kN/m)	Meia Asna 1		Meia Asna 2	
			$l_{inf}$ (m)	$p_d$ (kN)	$l_{inf}$ (m)	$p_d$ (kN)
Madre 1 e 2	100x140	2,21	1,7	3,757	3,3	7,29
Cumeeira 3	100x120	1,10	1,7	1,87	3,3	3,63

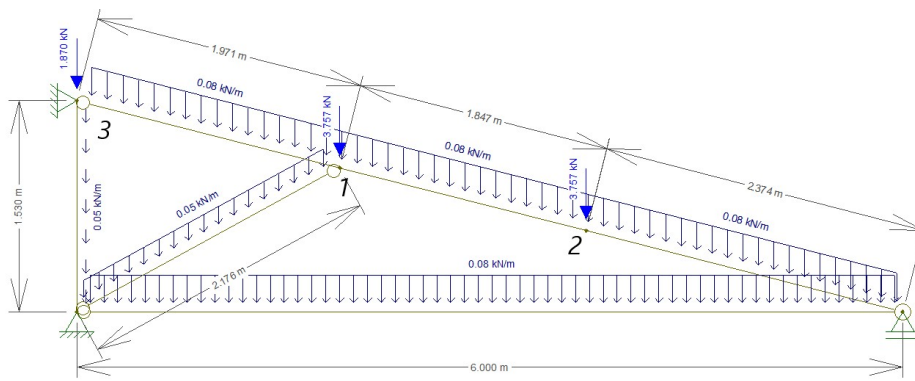


Figura 3.54 - Cargas atuantes na meia asna 1 (sem escala).

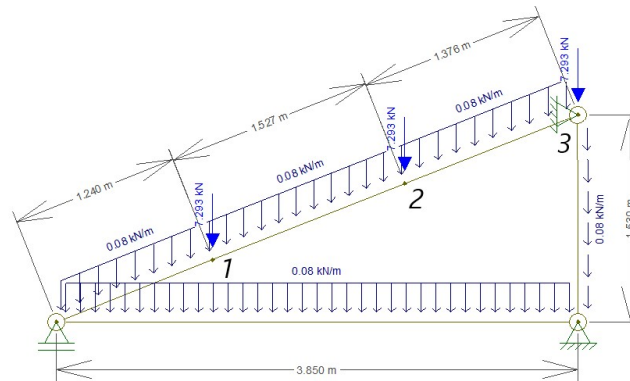


Figura 3.55 - Cargas atuantes na meia asna 2 (sem escala).

As Figuras 3.56 e 3.57 apresentam as folhas de cálculo das verificações de segurança ao E.L. Últimos de todos os elementos das meias asnas 1 e 2, respetivamente.

CARACTERÍSTICAS										
Madeira	GL24h									
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Classe de Serviço	1	Ambientes: Interiores				
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa							
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	Duração das acções	Média duração	Exemplo: Sobrecargas				
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa							
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$k_{mod}$	0,8	$kh$	1,1			
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$k_{def}$	0,6	$k_{sys}$	1,1			
LINHA										
Esforços		Secção		Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio						
Nsd =	1,624 kN	base (mm)	100	5.1.9a 0,05 OK						
Vsd =	0,24 kN	altura(mm)	160	Verificação - Corte						
Msd =	0,4 kNm			0,01 OK						
PERNAS										
Esforços		Secção		Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio						
Nsd =	-8,124 kN	base (mm)	100	Existe risco de encurvadura? Sim						
Vsd =	1,069 kN	altura(mm)	160	dist. Trav. (Madres)	Le,y (m)= 3,56	iy(mm) =	28,87	lamb,y =	123,1	
Msd =	2,8 kNm			vão max. perna	Le,z (m)= 3,56	iz(mm) =	46,19	lamb,z =	76,97	
Verificação - Corte				Lamb,rel, y =	1,98	kc,y =	0,241			
				Lamb,rel, z =	1,24	kc,z =	0,54			
						0,45	OK			
						0,37	OK			
ESCORAS										
Esforços		Secção		Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio						
Nsd =	-11,129 kN	base (mm)	100	Existe risco de encurvadura? Sim						
Vsd =	0,048 kN	altura(mm)	100	dist. Trav.	Le,y (m)= 3,27	iy(mm) =	28,87	lamb,y =	113,3	
Msd =	0 kNm			vão max. escora	Le,z (m)= 3,27	iz(mm) =	28,87	lamb,z =	113,3	
Verificação - Corte				Lamb,rel, y =	1,82	kc,y =	0,277			
				Lamb,rel, z =	1,82	kc,z =	0,277			
						0,27	OK			
						0,27	OK			

Figura 3.56 – Verificações de segurança E.L. Últimos aos elementos da meia asna 1.

CARACTERÍSTICAS										
Madeira	GL24h									
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Classe de Serviço	1	Ambientes: Interiores				
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa							
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	Duração das acções	Média duração	Exemplo: Sobrecargas				
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa							
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$k_{mod}$	0,8	$kh$	1,1			
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$k_{def}$	0,6	$k_{sys}$	1,1			
LINHA										
Esforços		Secção		Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio						
Nsd =	0,109 kN	base (mm)	100	5.1.9a 0,45 OK						
Vsd =	2 kN	altura(mm)	160	Verificação - Corte						
Msd =	4,6 kNm			0,11 OK						
PERNAS										
Esforços		Secção		Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio						
Nsd =	-4,187 kN	base (mm)	100	Existe risco de encurvadura? Sim						
Vsd =	11,258 kN	altura(mm)	160	dist. Trav. (Madres)	Le,y (m)= 2,30	iy(mm) =	28,87	lamb,y =	79,501	
Msd =	6,8 kNm			vão max. perna	Le,z (m)= 2,30	iz(mm) =	46,19	lamb,z =	49,688	
Verificação - Corte				Lamb,rel, y =	1,28	kc,y =	0,541			
				Lamb,rel, z =	0,80	kc,z =	0,8798			
						0,79	OK			
						0,78	OK			

Figura 3.57 - Verificações de segurança E.L. Últimos aos elementos da meia asna 2.

### 3.5.1.8 Verificação de segurança E.L. Utilização

Segue-se uma tabela síntese dos cálculos efetuados para a verificação à deformação de todos os elementos acima dimensionados relativos às asnas 2 e 3, alpendres 1 e 2 e meias asnas 1 e 2.

Tabela 3.37 - Cálculo das deformações instantânea e final dos elementos em análise.

	Elemento	Secção (mm <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$p_G$ (kN/m)	$p_Q$ (kN/m)	$u_{inst,G}$ (mm)	$u_{inst,Q}$ (mm)	$u_{fin}$ (mm)
Asna2	Perna	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	2,56	1,32	0,525	0,271	1,16
	Linha	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	0,061	1,32	8,021	0,000	12,83
Asna2	Perna	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	1,20	0,6	0,632	0,316	1,38
	Linha	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	0,061	0,6	23,945	0,000	38,31
Alpendre1	Perna	100x200	$6,67 \times 10^{-5}$	1,52	0,76	0,667	0,334	1,46
	Viga 1	100x120	$1,44 \times 10^{-5}$	1,28	0,64	1,047	0,524	2,29
	Frechal	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	1,41	0,7	6,965	3,458	15,22
ALP2	Viga 2	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	2,30	1,16	5,734	2,892	12,59
MA 1	Perna	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	1,37	0,68	1,423	0,706	3,11
	Linha	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	0,061	0,68	2,602	0,000	4,16
MA 2	Perna	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	2,61	1,32	0,471	0,238	1,03
	Linha	100x160	$3,41 \times 10^{-5}$	0,061	1,32	0,441	0,000	0,71

Os valores limite das deformações considerados estão apresentados na tabela abaixo, tendo se verificado que nenhum valor calculado excede o limite admitido pelo EC5.

Tabela 3.38 - Valores limites para as flechas de acordo com o EC5.

	Elemento	l (m)	$w_{ins}$	$w_{fin}$
<b>Viga sobre dois apoios</b>			$l/300$	$l/150$
Asna2	Perna	1,58	5,27	7,95
	Linha	7,95	26,50	2,0
Asna2	Perna	2	6,67	10,45
	Linha	10,45	34,83	2,26
Alpendre1	Perna	2,26	7,53	1,8
	Viga 1	1,8	6,00	3,5
	Frechal	3,5	11,67	2,95
Alpendre 2	Viga 2	2,95	9,83	2,37

Meia asna 1	Perna	2,37	7,90	6,0
	Linha	6	20,00	1,53
Meia asna 2	Perna	1,53	5,10	3,85
	Linha	3,85	12,83	25,67

### 3.5.2 Conceção e dimensionamento de solução de betão armado, a executar no interior do perímetro das paredes existentes.

Na conceção do esquema estrutural do projeto de betão armado, nomeadamente na disposição dos pilares e nas dimensões dos elementos em geral, procurou-se cumprir diversos requisitos, tais como:

- cumprir o estabelecido no projeto de arquitetura (pé-direito, espessuras do pavimento, espessuras de paredes, condições do existente, etc.);
- posicionar os pilares dentro das paredes resistentes, atendendo a sua constituição, de forma a ficarem ocultos;
- as sapatas dos pilares adjacentes às paredes exteriores existentes necessitarem de ser excêntricas;
- em alguns casos, dada a diminuição da espessura da parede em alvenaria em altura, tornou-se necessário o deslocamento do eixo principal do pilar da sua posição inicial;
- construção de um muro de suporte de terras na zona do alçado nordeste.

#### 3.5.2.1 Pré-dimensionamento das vigas

No pré-dimensionamento das vigas, para além das condicionantes de arquitetura, teve-se em consideração a seguinte expressão do REBAP para a determinação da altura mínima:

$$h_{min} = \frac{l_i}{20\eta} \quad (3.4)$$

onde:

$\eta$  é um coeficiente dado em função da classe do aço:

- $\eta = 0,8$  para classe de aço S500;
- $\eta = 1,0$  para classe de aço S400;
- $\eta = 1,4$  para classe de aço S235;

$l_i$  - é vão equivalente, obtido através da seguinte fórmula:

$$l_i = \alpha \times l \quad (3.5)$$

onde:

$l$  - é a distância entre eixos de apoio;

$\alpha$  - é dado em função das condições de apoio:

- $\alpha = 1$  para vigas simplesmente apoiadas;
- $\alpha = 0,9$  para vigas contínuas para 1 apoio;
- $\alpha = 0,8$  para vigas contínuas para 2 apoios.

Serve de exemplo de cálculo a viga com o maior vão, igual a 5m e com continuidade para um apoio.

- $l_i = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ m}$
- $h_{mi} = \frac{4,5}{20 \times 1} = 0,225 \text{ m}$

A altura adotada para todas as vigas do edifício foi de 30 cm. Relativamente à largura das vigas, procurou-se sempre respeitar o preconizado no projeto de arquitetura, considerando sempre uma largura superior aos 20 cm mínimos. Para além disso atendeu-se sempre aos esforços atuantes.

### 3.5.2.2 Dimensionamento das lajes aligeiradas

As lajes de pavimento são aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, dimensionadas com recurso ao programa de cálculo disponibilizado pelo fabricante, neste caso a INORBEL. Para o cálculo das lajes aligeiradas teve-se em consideração qual o vão e altura máxima a respeitar, assim como as cargas atuantes relativas aos revestimentos e às paredes divisórias:

- vão máximo: 7m;
- revestimentos: 10cm de espessura que corresponde a 1,62kN/m;
- paredes divisórias: 15cm de espessura que corresponde a 1,65kN/m<sup>2</sup>.

No dimensionamento procurou-se uniformizar a estrutura do pavimento, escolhendo vigotas do mesmo tipo e abobadilhas e com as mesmas dimensões, de forma a simplificar o processo durante a execução em obra.

Depois desta análise foram selecionadas duas lajes: laje dupla (2E-C22x24-30) para o vão máximo de 7m e laje simples (E-C22x24-30) para os menores vãos até 5m. As vigotas são do tipo

E (Figura 3.58), e as abobadilhas cerâmicas (Figura 3.59) com 22cm de base, altura que pode variar de 24 a 30cm e largura de 25cm. Note-se que estas soluções cumprem a segurança aos estados limites últimos, fendilhação e deformação, estando os cálculos efetuados no anexo VII.

VIGOTA TIPO	GEOMETRIA TRANSVERSAL	COMPRIMENTOS (m)	SECÇÃO DE AÇO	ARMADURA			MASSA (Kg)
				Nível	Nº	Ø	
		5,50 a 10,00	91,09 mm <sup>2</sup>	Superior	1	4	18,1
				Intermédio	1	5	
				Inferior	3	5	

Figura 3.58 - Características da vigota tipo E (Inorbel).

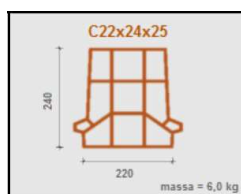


Figura 3.59 - Dimensões abobadilha cerâmica (Inorbel).

Importa saber o peso próprio das lajes selecionadas para tê-las em consideração no cálculo da estrutura no programa CYPECAD.

- laje aligeirada dupla 2E-C22x24-30:  $pp = 5,18 \text{ kN/m}^2$ ;
- laje aligeirada simples E-C22x24-30:  $pp = 4,45 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.5.2.3 Modelação Estrutural com o programa de cálculo CYPECAD

A modelação estrutural do edifício para a determinação dos esforços e dimensionamento da estrutura de betão armado foi realizada com base no programa de cálculo CYPE, mais precisamente através da funcionalidade CYPECAD. Apesar do próprio software possuir a capacidade de dimensionar precisamente toda a estrutura, a metodologia da Dr. Building consta em introduzir os esforços obtidos no programa nas folhas de cálculo criadas na empresa, para uma análise mais criteriosa dos resultados.

Começou-se por introduzir no programa as plantas de arquitetura já com a localização dos pilares definida através do menu *gestão de vistas e máscaras*. No total são 4 grupos de plantas com uma designação um pouco diferente da definida anteriormente, sendo que no programa o grupo cave diz respeito às fundações, o grupo rés-do-chão é relativo ao piso térreo, o grupo

planta 1 é referente ao teto da cave e a cobertura é referente ao teto do rés-do-chão. De seguida introduziram-se as ações alusivas a cada grupo, como demonstra a Figura 3.60.

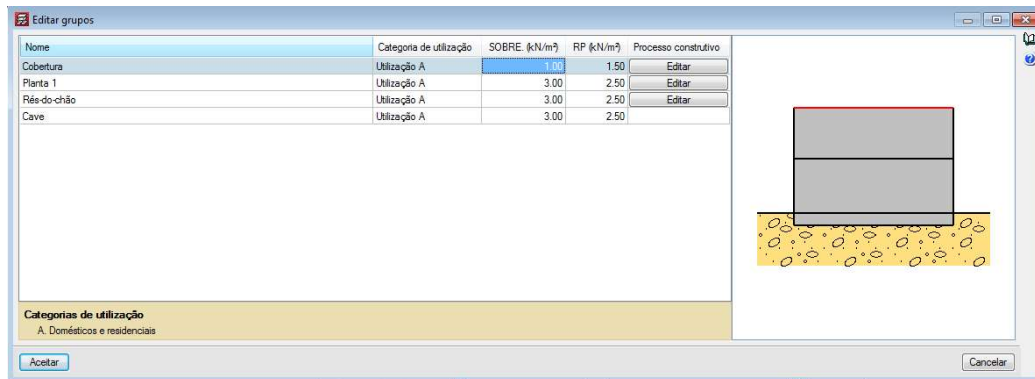


Figura 3.60 - Cargas atuantes por grupo.

Nesta fase definiram-se também as normas e os dados necessários para o cálculo da ação do vento (Figura 3.61) e ação sísmica (Figura 3.62).

Acção de vento segundo X +X 1.00 -X  
 Acção de vento segundo Y +Y 1.00 -Y  
 Larguras de banda: Y 16.50 X 18.00

**Dados da localização**

Zona  
 A (27 m/s)  B (30 m/s)  
 A generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B

Com Coeficiente direccional

**Categoria do terreno**

Única  Segundo direcção  
 I  II  III  IV

Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)

**Orografia do terreno**

Direcção transversal (X) Direcção longitudinal (Y)  
 Plano  Ascendente  Descendente  Colina

Período de retorno (anos) 50

Figura 3.61 - Introdução de dados relativos à ação do vento.

NP EN 1998-1 (2010)  RSA (Dinâmica)

NP EN 1998-1 (2010)  
 Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos  
 Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

Acção sísmica segundo X  Acção sísmica segundo Y

**Parâmetros de cálculo**

Fracção de sobrecarga 0.55  
 Fracção de sobrecarga de neve 0.50

**Sistema estrutural**

Geometria em altura  Regular  Irregular  
 Coeficiente de comportamento (X) 3.60  
 Coeficiente de comportamento (Y) 3.60

**Zonamento sísmico**

Portugal Continental  Arquipélago da Madeira  Arquipélago dos Açores  
 Zona sísmica tipo 1  1.1  1.2  1.3  1.4  1.5  1.6  
 Zona sísmica tipo 2  2.1  2.2  2.3  2.4  2.5

**Tipo de solo**

A  B  C  D  E

Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija, com uma espessura de entre várias dezenas e muitas centenas de metros.

**Importância da obra**

I  II  III  IV

Edifícios correntes, que não pertencem a nenhuma outra categoria.

**Número de modos de vibração que intervêm na análise**

Segundo norma  Automático, até atingir uma percentagem exigida de massa deslocada  
 Especificado pelo utilizador

**Efeitos da componente sísmica vertical**

Não considerar  Especificar o coeficiente de modificação

**Graus de liberdade que intervêm na análise**

Considerar as plantas sob a rasante no modelo dinâmico

Se a obra actual tem estruturas 3D integradas e deseja que alguma delas não seja incluída no modelo dinâmico, pode fazê-lo com a opção 'Estruturas 3D integradas - Lista de estruturas 3D integradas'.

Figura 3.62 - Introdução de dados relativos à ação sísmica.

Para a ação sísmica foram considerados os seguintes dados, estando a maioria relacionados com a localização do edifício:

- ação sísmica segundo X e Y;

- ação sísmica tipo I (representa um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal);
- zona sísmica tipo 1.6 (norte de Portugal; ação sísmica tipo I);
- 50% da ação atuante da sobrecarga;
- tipo de solo C;
- geometria regular.

Pressupostos da ação do vento:

- a largura da banda nas direções X e Y correspondem às maiores dimensões em planta do edifício para cada uma das direções;
- atendendo à localização do edifício, considerou-se a Zona A;
- foi considerado o terreno plano, atendendo à sua orografia.

De seguida, introduziram-se os restantes dados gerais da obra (Figura 3.63), nomeadamente:

- normas aplicadas: Eurocódigo 2; Eurocódigos 3 e 4; Eurocódigo 5 e Eurocódigo 9;
- classe do betão utilizado por elemento: C20/25 (para todos os elementos construtivos);
- classe do aço dos varões: S400.

Figura 3.63 - Dados gerais da obra.

Após a indicação dos dados gerais, passou-se à modelação do edifício, através da introdução de todos os elementos estruturais e cargas atuantes exteriores, como é o caso do peso da cobertura de asnas de madeira e o peso da laje aligeirada do pavimento.

#### 3.5.2.4 Peso da cobertura nas vigas de betão armado

Para a contabilização do peso da cobertura nas vigas periféricas em betão armado, considerou-se o peso das asnas como cargas concentradas em cada extremidade da mesma. Para tal, através do *Ftool*, determinaram-se as reações de apoio de cada asna e meia asna (Tabela 3.39), correspondentes às cargas aplicadas nas vigas.

Tabela 3.39 - Cálculo das cargas concentradas atuantes nas vigas de betão armado periféricas.

	Reação apoio esquerdo (kN)	Reação apoio direito (kN)
Asnas 1 e 2	15,1	17,9
Asnas 3 e 4	10,1	12,6
Asnas 5 e 6	15,1	17,9
Alpendre 1	não se aplica	10
Meia asna 1, 4 e 5	não se aplica	5,84
Meia asna 2 e 3	11,69	não se aplica

A Figura 3.64 apresenta a planta no software CYPECAD com as devidas cargas concentradas aplicadas.

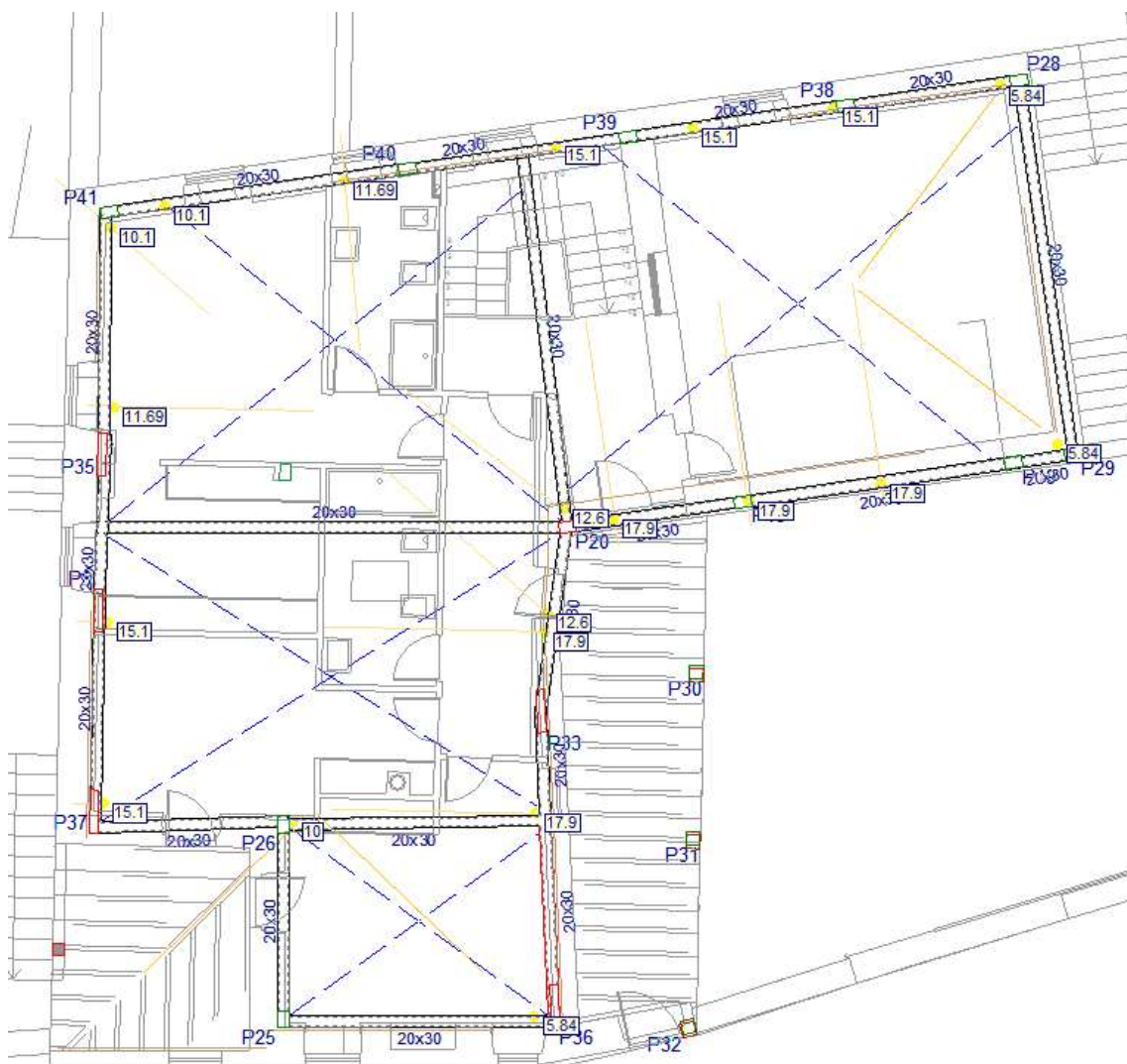


Figura 3.64 - Cargas atuantes nas vigas periféricas em betão armado (sem escala).

A Figura 3.65 apresenta o modelo 3D do edifício fornecido pelo CYPECAD.

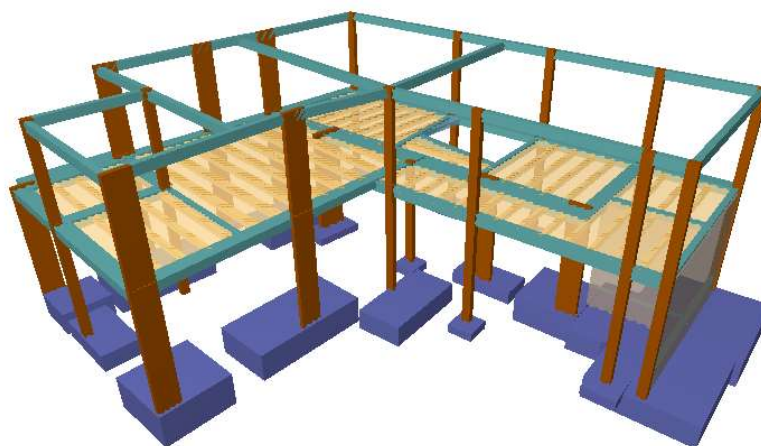


Figura 3.65 - Modelo 3D da estrutura (CYPE).

De seguida será apresentado o dimensionamento e verificações de segurança dos elementos com esforços mais críticos de cada grupo estrutural (fundações, pilares, vigas, muros e lajes).

A Figura 3.66 apresenta a plantas de fundações que evidencia o pilar, a sapata e a viga de fundação críticos, que serão analisados.

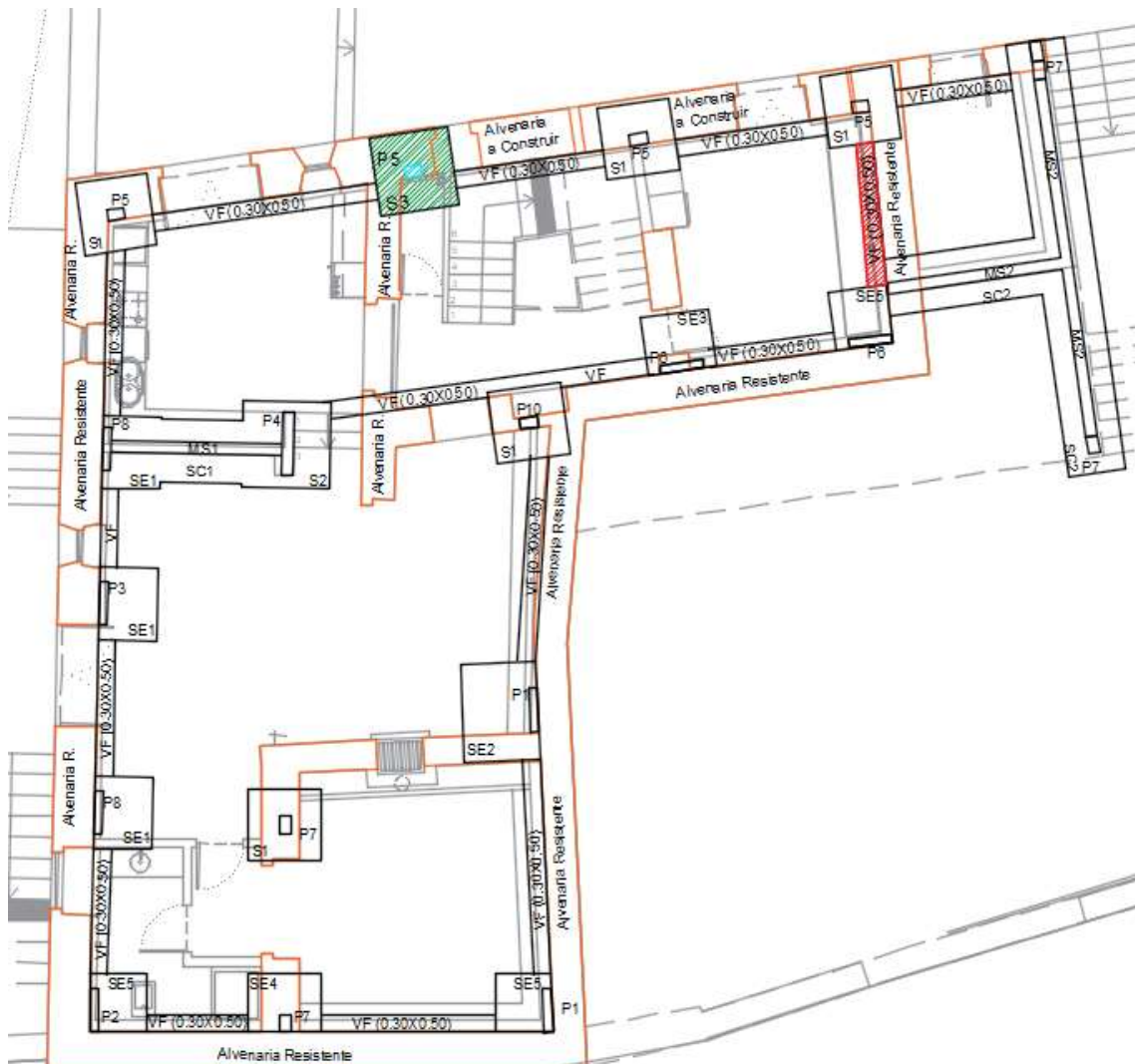


Figura 3.66 - Planta de fundações da cave, evidenciando os elementos analisados (sem escala).

### 3.5.2.5 Dimensionamento dos pilares/ verificação regulamentar da armadura

O posicionamento e dimensões dos pilares estão de encontro com as condicionantes anteriormente definidas, nomeadamente o projeto de arquitetura e condições das paredes de alvenaria.

Quanto à nomenclatura dos pilares, importa referir que é diferente no CYPECAD (figura 4.63) comparativamente com as peças desenhadas. No desenvolver do dimensionamento dos pilares, procurou-se agrupá-los, de forma a haver um melhor entendimento nas fases de análise do projeto e execução da obra. Os pilares estão repartidos essencialmente pelas suas dimensões, área de armadura, orientação, mas também em função da zona onde nascem e onde terminam. Por exemplo, apesar de os pilares P1 e P2 terem as mesmas dimensões e áreas de armadura, têm nomenclatura diferente, porque enquanto que o P1 termina na cobertura, o P2 termina no piso do rés-do-chão/teto da cave. Note-se que o referido está explicitado no quadro dos pilares presente no anexo VIII.

### Armadura Longitudinal

O dimensionamento da armadura dos pilares é feito de acordo com o exposto no livro *Betão Armado – Esforços normais e de flexão* (REBAP-83), através da aplicação de fórmulas simplificadas. Note-se que os pilares estão sujeitos a ações verticais e a momentos nas duas direções principais, ou seja, estão sujeitos à flexão composta desviada.

De forma a demonstrar os cálculos efetuados, escolheu-se o pilar P13 (a azul na Figura 3.67), designado por P40 no CYPECAD, com secção de  $0,3 \times 0,2 \text{ m}^2$  (bxh), sujeito aos seguintes esforços, também apresentados na Figura 3.64.

- $N_{Sd} = 196,2 \text{ kN}$ ;
- $M_{Sd,x} = 16 \text{ kNm}$
- $M_{Sd,y} = 18,3 \text{ kNm}$

Resumo das verificações															
Pilar	Posição	Verificações							Combinação	Veri.	Esforços desfavoráveis				
		Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)			N (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	Q <sub>x</sub> (kN)	Q <sub>y</sub> (kN)
P20	Arranque	N.A.	N.A.	4.2	43.3	N.A.	✓	43.3	1.35-PP+1.35-RP+1.5-Qa+0.9-V(-Yexc.-)	Q	230.7	11.5	19.1	7.6	-0.5
									1.35-PP+1.35-RP+1.5-Qa+0.9-V(-Xexc.-)	N,M	234.5	11.9	18.9	7.5	-0.5
P40	Arranque	N.A.	N.A.	4.7	49.7	N.A.	✓	49.7	1.35-PP+1.35-RP+1.5-Qa+0.9-V(+Yexc.-)	Q,N,M	196.3	18.3	16.0	6.0	-6.3

Figura 3.67 – Esforços atuantes no pilar P40, obtidos no CYPECAD.

Apresenta-se, abaixo, a metodologia de cálculo adotada através da aplicação de fórmulas simplificadas para a determinação da armadura longitudinal.

1. Cálculo das excentricidades nas direções x-x e y-y através das expressões:

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}}; e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (3.6)$$

$$e_y = \frac{16}{196,2} = 0,0815 \text{ m}; e_x = \frac{18,3}{196,2} = 0,0933 \text{ m}.$$

2. Verificação do sistema de eixos escolhido que deve cumprir a seguinte condição:

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b} \quad (3.7)$$

$$\frac{0,0815}{0,0933} = 0,8743 \geq \frac{0,2}{0,3} = 0,6667, \text{ verifica a condição.}$$

3. Determinação do valor de cálculo do esforço normal atuante reduzido

$$\nu = \frac{N_{sd}}{bh f_{cd}} \quad (3.8)$$

$$\nu = \frac{196,2}{0,3 \times 0,2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,2459$$

4. Cálculo da excentricidade fictícia, através da expressão:

$$e'_y = e_y + \beta e_x \frac{h}{b} \quad (3.9)$$

Os valores do coeficiente  $\beta$  são obtidos em função do valor de cálculo do esforço normal reduzido (Tabela 3.40).

Tabela 3.40 - Valores do coeficiente  $\beta$  para a determinação da excentricidade fictícia.

$\nu$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	$\geq 1,2$
$\beta$	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	0,7	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4

Arredondando o valor de  $\nu$  uma casa decimal por excesso, resulta em:

$$\nu \approx 0,3 \rightarrow \beta = 0,9$$

$$\therefore e'_y = 0,0815 + 0,9 \times 0,0933 \times \frac{0,2}{0,3} = 0,1375 \text{ m}$$

5. Cálculo do momento  $M'_{sd,x}$ , através da expressão:

$$M'_{sd,x} = e'_y N_{sd}$$

$$(3.10)$$

$$M'_{sd,x} = 0,1375 \times 196,2 = 26,97 \text{ kNm}$$

6. Cálculo do valor de cálculo do momento fletor atuante reduzido pela fórmula:

$$\mu = \frac{M'_{sd,x}}{bh^2 f_{cd}} \quad (3.11)$$

$$\mu = \frac{26,97}{0,3 \times 0,2^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,169$$

7. Cálculo do valor  $v_c$ :

$$v_c = v - 0,85 \quad (3.12)$$

$$v_c = 0,2459 - 0,85 = -0,6041$$

8. Cálculo da esbelteza, através da seguinte fórmula:

$$\lambda = 0,5 - \frac{a}{h} \quad (3.13)$$

$$\lambda = 0,5 - \frac{0,03}{0,2} = 0,35$$

9. Cálculo da percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{\mu + 0,55 v v_c}{\lambda \beta} \quad (3.14)$$

Nesta expressão o  $\beta$  é considerado igual a 1.

$$\therefore \omega = \frac{0,169 + 0,55 \times 0,2459 \times (-0,6041)}{0,35 \times 1} = 0,2494$$

10. Cálculo da área de armadura  $A_s$

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.15)$$

$$A_s = 0,2494 \times 0,3 \times 0,2 \times \frac{13,3}{348} \times 10^4 = 5,72 \text{ cm}^2$$

A área de armadura longitudinal mínima apresentada pelo EC2-1-1:9.5.2(2) é dada pelas seguintes condições:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c \quad (3.16)$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \times 196,2}{348 \times 10^3} \times 10^4 = 0,56 \text{ cm}^2 \\ 0,002 \times 0,3 \times 0,2 \times 10^4 = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Por outro lado, a área de armadura longitudinal, de acordo com EC2-1-1:9.5.2(3), não deverá ser superior a:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (3.17)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,3 \times 0,2 \times 10^4 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 5,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 12 \rightarrow A_{s,eff} = 6,79 \text{ cm}^2$$

**Armadura Transversal**

O diâmetro mínimo das armaduras transversais (cintas, laços ou armaduras helicoidais) é de 6mm. O EC2:1-1:9.5.3(3) propõe que o espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar seja o mínimo dos seguintes valores:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ vezes o } \phi_{\min} \text{ das armaduras longitudinais} \\ \text{a menor dimensão do pilar} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

concretizando:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \times 12 = 240 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\therefore s_{cl,max} = 200 \text{ mm}$$

**3.5.2.6 Dimensionamento das vigas/ verificação regulamentar da armadura**

Para a demonstração de cálculo efetuado no dimensionamento das vigas, escolheu-se a viga V7 (representada com uma trama vermelha na planta da Figura 3.68) dado o seu grande vão e esforços atuantes mais significativos, em especial o momento fletor negativo. O vão da viga 7 é de 4,4m e a secção transversal igual a 50x30cm<sup>2</sup>.

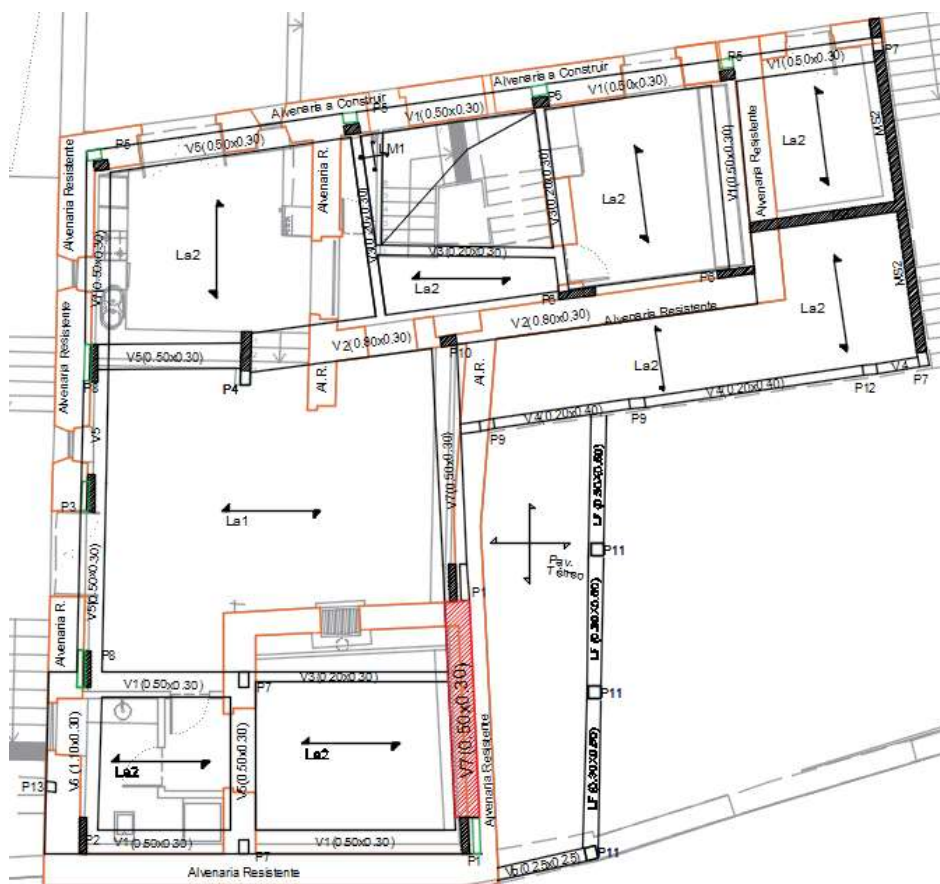


Figura 3.68 – Planta estrutural do teto do cave, evidenciando a viga V7 em análise (sem escala).

A envoltiva dos momentos fletores e dos esforços transversos da viga em análise, determinada no CYPECAD, está apresentada nas Figuras 3.69 e 3.70.

Note-se que todos os cálculos efetuados para o dimensionamento das vigas estão apresentados no anexo VII.

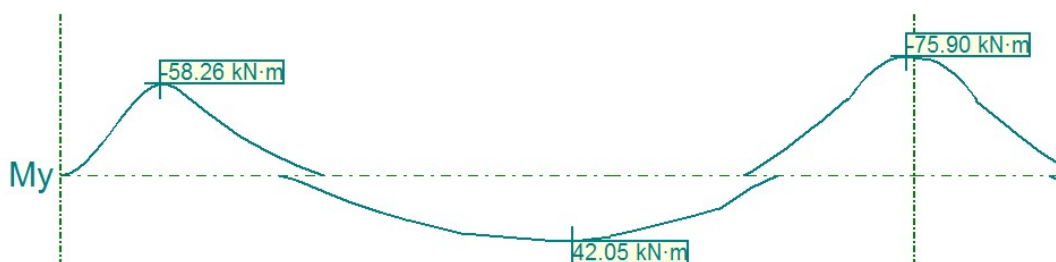


Figura 3.69 - Envoltiva dos momentos fletores no tramo correspondente à viga 7 em análise (CYPECAD).

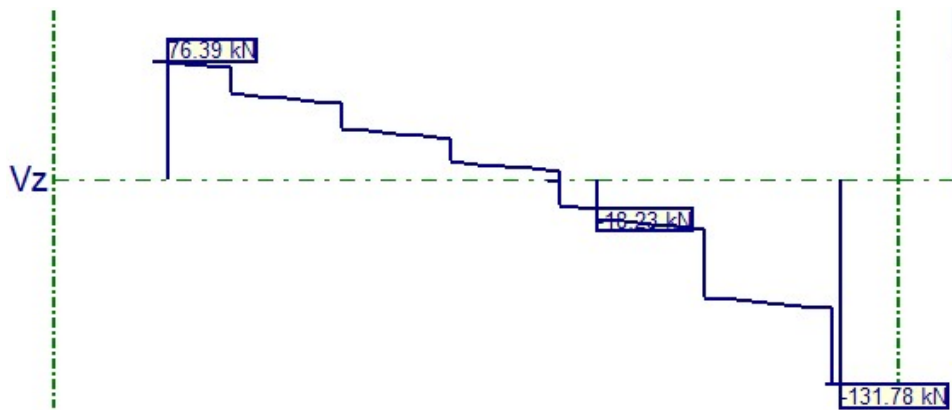


Figura 3.70 - Envoltória dos esforços transversos no tramo correspondente à viga 7 em análise (CYPECAD).

O dimensionamento da armadura longitudinal das vigas foi realizado com base nos momentos fletores de cálculo máximos obtidos no programa.

#### Dimensionamento da armadura superior

$$- M_{Ed} = -75,90 \text{ kN.m}$$

Apresenta-se abaixo a metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento da armadura longitudinal:

1. Cálculo do momento fletor reduzido,  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.18)$$

$$\mu = \frac{75,90}{0,5 \times 0,27^2 \times 13,33 \times 10^3} = 0,1567$$

2. Cálculo do valor aproximado da percentagem mecânica de armadura,  $\omega$  (Tabelas e Ábacos):

A solução mais económica de armadura foi determinada pela TABELA 2 C12-C50\_S400:

$$A'/A = 0,5; \quad \alpha = 0,145; \quad \omega = 0,170; \quad \omega + 0,5 \omega = 0,255$$

3. Cálculo da área de armadura,  $A_s$ :

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}} \Leftrightarrow A_{s,cal} = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.19)$$

$$A_{s,cal} = \frac{0,170 \times 0,5 \times 0,2 \times 13,3}{348} = 6,485 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\phi 16 \Rightarrow A_{s,ef}^- = 10,048 \text{ cm}^2$$

#### Dimensionamento da armadura inferior ( $M_{Ed}^+ = 42,05 \text{ kN.m}$ )

Apresenta-se abaixo, muito sucintamente, a metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento da armadura longitudinal:

1.  $\mu = \frac{42,05}{0,5 \times 0,27^2 \times 13,33 \times 10^3} = 0,0867$

2.  $A'/A = 0,5$ ;  $\alpha = 0,109$ ;  $\omega = 0,091$ ;  $\omega + 0,5 \omega = 0,137$
3.  $A_{s,cal} = 3,479 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{5\phi 12} \Rightarrow A_{s,ef}^+ = 5,652 \text{ cm}^2$

A escolha de armadura final é limitada pelas áreas de armadura mínima e máxima explicitadas no EC2-1-1:9.2.1.1(1). A expressão da armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{array} \right. \quad (3.20)$$

onde:

$b_t$  - representa a largura média da zona tracionada;

$f_{ctm}$  - determinado em função da classe de resistência do betão (Quadro 3.1EC2).

$$\therefore A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 0,5 \times 0,27 = 1,93 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 \times 0,5 \times 0,27 = \mathbf{1,76 \text{ cm}^2} < A_{s,ef}^+ = 5,652 \text{ cm}^2 \text{ ok!} \end{array} \right.$$

A área de armadura máxima é obtida através da expressão do EC2-1-1:9.2.1.1(3):

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad (3.21)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,5 \times 0,30 = 60 \text{ cm}^2 > A_{s,ef}^- = 10,048 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

#### Dimensionamento da armadura de esforço transverso

A determinação de armadura de esforço transverso consistiu num processo iterativo, de forma a que o valor de cálculo do esforço transverso atuante  $V_{Ed}$  seja inferior ao valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , correspondente ao menor dos seguintes valores (definidos pelo EC2-1-1:6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta; \quad (3.22)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (3.23)$$

em que:

$A_{sw}$  - é a área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

$s$  - é o espaçamento entre estribos;

$z$  - é o braço binário das forças interiores. Considera-se o valor aproximado igual a  $0,9d$ .

$f_{ywd}$  - é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

$\theta$  - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga. Este valor deverá ser limitado a  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ . Assumiu-se o valor de  $\theta$  igual a  $2,5$ .

$b_w$  - menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$\nu_1$  - é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, obtido por:

$$\nu_1 = 0,5(1 - f_{ck}/250) \quad (3.24)$$

$\alpha_{cw}$  - é o coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Para estruturas não pré-esforçadas  $\alpha_{cw}$  é igual a 1.

O valor de esforço transversal,  $V_{Ed}$ , a que a viga V7 está sujeita é de 131,8kN. Para este esforço atuante a armadura de esforço transversal é composta por 2 ramos  $\phi 8//0,15$ m. Estão abaixo apresentados os cálculos efetuados para a verificação de resistência da secção da viga ao esforço transversal para a armadura determinada.

- Esforço transversal atuante (figura 4.68)  $V_{Ed} = 131,8 \text{ kN}$ ;

- Determinação do valor de cálculo do esforço transversal resistente até à cedência das armaduras transversais,  $V_{Rd,s}$ :

Dados:

- armadura calculada: 2 ramos de  $\phi 8 \rightarrow A_{sw} = 2 \times \frac{\pi \times (8/1000)^2}{4} \times 10^4 = 1,01 \text{ cm}^2$ ;

- espaçamento entre estribos:  $s = 0,2 \text{ m}$ ;

-  $f_{ywd} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ ;

-  $\cotg \theta = 2,5$ ;

-  $z = 0,9 \times 0,27 = 0,243 \text{ m}$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01/10000}{0,2} \times 0,243 \times 348 \times 2,5 \times 1000 = 142,35 \text{ kN}$$

- Determinação do valor de cálculo do esforço transversal resistente até à rotura do betão,  $V_{Rd,max}$ :

Dados:

$\alpha_{cw} = 1$ ;  $b_w = 0,3$ ;  $f_{cd} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ MPa}$ ;

$\nu_1 = 0,5 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,46$ ;  $\cotg \theta = 2,5 \rightarrow \theta = 21,8^\circ$ ;

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,5 \times 0,243 \times 0,46 \times 13,3}{(\cotg 21,8 + \tg 21,8)} = 256,9 \text{ kN}$$

- Verificação da área de armadura mínima,  $A_{sw,min}$

Começou-se por determinar a taxa de armadura mínima de esforço transversal, através da expressão definida no EC2-1-1:9.2.2(5):

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad (3.25)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{20}}{400} = 0,000894$$

A área de armadura mínima de esforço transversal [EC2-1-1:9.2.2(5)] é dada por:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s b_w \sin \alpha} \quad (3.26)$$

então:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,000894 \times 0,5 \times \sin 90 = 4,47 \text{ cm}^2/\text{m} < \frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,01}{0,2} = 5,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificações das disposições construtivas:

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal [EC2-1-1:9.2.2(6)] não deve ser superior a  $s_{l,max}$ :

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (3.27)$$

onde:

$\alpha$  - é a inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga.

$$s_{l,max} = 0,75 \times 0,27 \times (1 + \cot 90) = 0,2025 \text{ m}$$

O espaçamento transversal entre ramos de estribos [EC2-1-1:9.2.2(8)] não deverá ser superior a  $s_{t,max}$ :

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (3.28)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \times 0,27 = 0,2025 \text{ m}$$

### 3.5.2.7 Dimensionamento das sapatas de fundação:

A estrutura do edifício é composta por sapatas diretas de diferentes tipos, nomeadamente sapatas centradas, contínuas (sapatas dos muros de suporte de terras) e excêntricas. Neste documento será apresentada a metodologia para o dimensionamento e devidas verificações de segurança para uma sapata direta e quadrada.

O elemento de fundação em análise corresponde a uma sapata superficial quadrada, designada de S3 (representada a verde na Figura 4.67). Sobre a sapata S3 descarrega o pilar P40, dimensionado anteriormente, com secção de  $0,3 \times 0,2 \text{ m}^2$ . O pilar transmite à sapata uma força vertical e dois momentos fletores,  $M_{Ed,z}$  (em torno do eixo z-z) e  $M_{Ed,y}$  (em torno do eixo y-y), pelo que o diagrama de tensões na sua base é o apresentado na Figura 3.71.

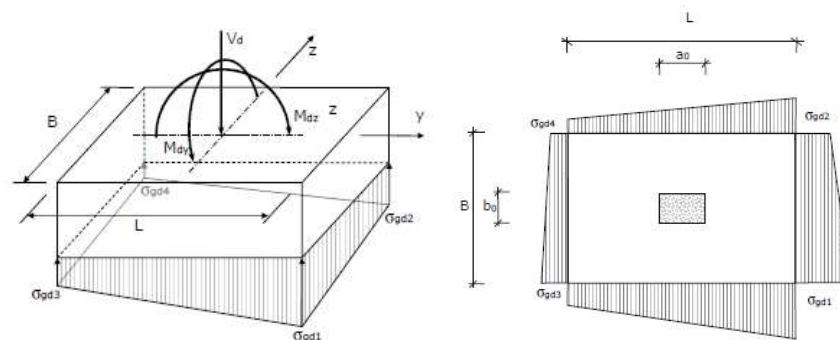


Figura 3.71 – Diagrama de tensões na base de sapatas sujeitas a ação vertical e a momentos nas duas direções perpendiculares. <sup>5</sup>

A sapata foi pré-dimensionada de forma a que a resultante das tensões na base da sapata fosse inferior à tensão admissível do solo de fundação considerada ( $\sigma_{adm} = 250 \text{ KPa}$ ), resultando numa sapata de  $1,35 \times 1,35 \text{ m}^2$  ( $B \times L$ ), com  $0,50 \text{ m}$  de altura ( $H$ ). Considerou-se o recobrimento mecânico de  $5 \text{ cm}$ , resultando numa altura útil da sapata,  $d$  de  $0,44 \text{ m}$ .

As ações de cálculo na base do pilar em questão, obtidas através do CYPECAD, correspondem aos valores característicos, e estão apresentadas abaixo:

- $V_k = 141,89 \text{ kN}$
- $M_{k,x} = 5,65 \text{ kN.m}$
- $M_{k,y} = 6 \text{ kN.m}$

Ao valor do esforço axial atuante na sapata tem de se acrescentar o peso próprio da mesma, resultando em:

$$V_k = 141,89 + (0,5 \times 25 \times 1,35 \times 1,35) = 164,67 \text{ kN}$$

Note-se que no CYPECAD os esforços são obtidos segundo as direções dos eixos principais x-x e y-y, por exemplo, o  $M_{yy}$  (CYPECAD), corresponde ao momento na direção y-y, ou seja, em torno

<sup>5</sup>UNIDADE CURRICULAR DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE SUPORTE (Apontamentos), Prof. José Trigo, ISEP, 2021.

do eixo x-x, enquanto que nos cálculos efetuados considerou-se que  $M_y$  é o momento em torno do eixo y-y. Aqui serão considerados os eixos principais y-y e z-z.

Para a determinação das tensões atuantes na base da sapata, começou-se por calcular as excentricidades  $M_k/V_k$  e os coeficientes  $\eta$  segundo os eixos y-y e z-z:

$$- e_y = \frac{M_{k,z}}{V_k} = \frac{6,00}{164,67} = 0,0364 \text{ m}$$

$$- e_z = \frac{M_{k,y}}{V_k} = \frac{5,65}{164,67} = 0,0343 \text{ m}$$

$$- \eta_y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,0364}{1,35} = 0,0270$$

$$- \eta_z = \frac{e_z}{L} = \frac{0,0343}{1,35} = 0,0254$$

$$\eta_x + \eta_y < 1/6 \rightarrow 0,0524 < 0,167$$

Verificou-se que o somatório de  $\eta$  nas duas direções é inferior a 1/6, indicando que a resultante se encontra dentro do núcleo central, o que permite considerar a aproximação das tensões atuantes na sapata através da expressão:

$$\sigma_{g3/4} = \frac{3 \sigma_{gd1} + \sigma_{gd4}}{4} \quad (3.29)$$

O cálculo das tensões na base da sapata é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_{gd} = \frac{V_d}{B L} (1 \pm 6\eta_y \pm 6\eta_z) \quad (3.30)$$

concretizando:

$$\sigma_{gd1} = \frac{164,67}{1,35 \times 1,35} (1 + 6 \times 0,0270 + 6 \times 0,0254) = 123,32 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{164,67}{1,35 \times 1,35} (1 + 6 \times 0,0270 - 6 \times 0,0254) = 91,33 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{gd3} = \frac{164,67}{1,35 \times 1,35} (1 - 6 \times 0,0270 + 6 \times 0,0254) = 89,38 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{gd4} = \frac{164,67}{1,35 \times 1,35} (1 - 6 \times 0,0270 - 6 \times 0,0254) = 57,39 \text{ kPa}$$

$$\therefore \sigma_{g3/4} = \frac{3 \times 123,32 + 57,39}{4} = 106,83 \text{ kPa} < \sigma_{adm} = 250 \text{ kPa}$$

### Dimensionamento Estrutural - Estado Limite de rotura por flexão

Para o dimensionamento estrutural consideraram-se os valores de cálculo dos esforços atuantes relativos à combinação de ações mais gravosa:

- $V_{Ed} = 196,2 \text{ kN}$
- $M_{Ed,y} = 16 \text{ kN.m}$
- $M_{Ed,z} = 18,3 \text{ kN.m}$

A determinação dos valores das tensões atuantes na base da sapata foi realizada da mesma forma acima apresentada, pelo que se seguem apenas os resultados obtidos.

- $e_y = \frac{M_z}{V_d} = \frac{18,3}{196,2} = 0,0933 \text{ m}$
- $e_z = \frac{M_y}{V_d} = \frac{16}{196,2} = 0,0815 \text{ m}$
- $\eta_y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,0933}{1,35} = 0,0691$
- $\eta_z = \frac{e_z}{L} = \frac{0,0815}{1,35} = 0,0604$

$$\eta_x + \eta_y < 1/6 \rightarrow 0,129 < 0,167$$

$$V_d = 196,2 + 1,35 \times 1,35 \times 0,50 \times 25 = 227 \text{ kN}$$

concretizando:

$$\sigma_{gd} = \frac{227}{1,35 \times 1,35} (1 + 6 \times 0,0691 + 6 \times 0,0604) = 221,29 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{gd2} = \frac{227}{1,35 \times 1,35} (1 + 6 \times 0,0691 - 6 \times 0,0604) = 131,02 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{gd3} = \frac{227}{1,35 \times 1,35} (1 - 6 \times 0,0691 + 6 \times 0,0604) = 118,04 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{gd4} = \frac{227}{1,35 \times 1,35} (1 - 6 \times 0,0691 - 6 \times 0,0604) = 27,77 \text{ KPa}$$

$$\therefore \sigma_{g3/4} = \frac{3 \times 221,29 + 27,77}{4} = 172,91 \text{ KPa}$$

#### Na direção y

Para efeitos de cálculo considera-se a tensão atuante na base da sapata de  $\sigma_{g3/4} = 172,91 \text{ KPa}$ .

O vão teórico a considerar na direção y-y é igual ao vão livre da maior consola da sapata na direção y-y, acrescida de 15% da dimensão do pilar nessa mesma direção. Tendo em conta as dimensões da sapata  $1,35 \times 1,35 \text{ m}^2$  (BxL) e do pilar centrado com secção  $0,3 \times 0,2$  ( $b_x \times b_y$ ), o valor do vão teórico é dado por:

$$\text{vão teórico} = 0,525 + 0,15 \times 0,3 = 0,57 \text{ m}$$

1. Momento fletor de cálculo, determinado por:

$$M_{Ed} = \sigma_{g3/4} \times \frac{\text{vão teórico}^2}{2} \quad (3.31)$$

$$M_{Ed} = 172,91 \times \frac{0,57^2}{2} = 28,09 \text{ kN.m}$$

2. Cálculo do momento fletor reduzido,  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28,09}{1 \times 0,44^2 \times 13,33 \times 10^3} = 0,0109$$

3. Cálculo do valor aproximado da percentagem mecânica de armadura,  $\omega$ :

$$\omega \cong \mu (1 + \mu) = 0,011$$

4. Cálculo da área de armadura,  $A_s$ :

$$A_{s,cal} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,011 \times 1 \times 0,5 \times 13,3}{348} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Na direção y

$$\text{vão teórico} = 0,575 + 0,15 \times 0,2 = 0,605 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 172,91 \times \frac{0,605^2}{2} = 31,64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{31,64}{1 \times 0,44^2 \times 13,33 \times 10^3} = 0,01229$$

$$\omega \cong 0,0124$$

$$A_{s,cal} = \frac{0,0119 \times 1 \times 0,5 \times 13,3}{348} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área de armadura mínima,  $A_{s,min}$  é obtida através da condição:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (3.32)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 1 \times 0,44 \times 10^4 = 6,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \times 1 \times 0,44 \times 10^4 = 5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área de armadura máxima é dada por:

$$A_{st,max} = 0,04 \times A_c \quad (3.33)$$

$$A_{st,max} = 0,04 \times 1 \times 0,5 \times 10^4 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deve ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} \phi_{varão} \\ D_{max} + 5 \\ 20 \end{cases} \quad [mm] \quad (3.34)$$

Considerou-se a dimensão máxima do inerte igual a 20mm, resultando em:

$$s_{min} = 25 \text{ mm}$$

O máximo espaçamento entre varões em armaduras principais é dado por:

$$s_{max,slabs} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm} \quad (3.35)$$

$$- s_{max,slabs} = 2 \times 500 = 1000\text{mm} > 400 \text{ mm}$$

Em zonas de cargas concentradas ou de momento fletor máximo o espaçamento máximo entre varões é dado por:

$$s_{max,slabs} = 2 \times h \leq 400 \text{ mm} \quad (3.36)$$

$$- s_{max,slabs} = 2 \times 500 = 1000\text{mm} > 400 \text{ mm}$$

Neste caso o que condiciona o dimensionamento é a área de armadura mínima ( $6,44 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), resultando na seguinte solução de armadura:

$$\phi 12 // 0,175 (6,46 \text{ cm}^2/\text{m})$$

#### Verificação de segurança ao punçoamento

Para a verificação de segurança ao punçoamento deve-se garantir, em primeiro lugar, a seguinte desigualdade (EC2-1-1:6.4.3):

$$v_{Ed,pilar} \leq v_{Rd,max} \quad (3.37)$$

onde:

$$v_{Ed,pilar} = \frac{\beta (V_{Ed} - \Delta V_{Ed})}{u_0 d}, \quad (3.38)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} \quad (3.39)$$

onde:

$u_0$  - é o perímetro do pilar;

$\Delta V_{Ed} = \sigma_{med} A_0$  - é o valor de cálculo da reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado.

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,552$$

$\beta$  - é um coeficiente para pilares retangulares interiores em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos, obtido por:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left( \frac{e_x}{b_y} \right)^2 + \left( \frac{e_y}{b_x} \right)^2} \quad (3.40)$$

onde:

### CAPÍTULO 3

$b_x$  e  $b_y$  - são dimensões do perímetro de controlo.

Concretizando, tem-se:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \times 0,552 \times 13,3 \times 10^3 = 3,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{med} = \frac{221,29+118,04+131,02+27,77}{4} = 124,53 \text{ kPa}$$

$$A_0 = 0,3 \times 0,2 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{0,0933}{0,2}\right)^2 + \left(\frac{0,0815}{0,3}\right)^2} = 1,97$$

$$v_{Ed,pilar} = \frac{1,97 \times (227 - (124,53 \times 0,06))}{2 \times (0,3 + 0,4) \times 0,44} = 845,69 \text{ KPa} < v_{Rd,max} = 3670,8 \text{ KPa}$$

Após esta verificação é também necessário validar a seguinte condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.41)$$

para diferentes perímetros a distâncias  $a \leq 2d$ , de forma a determinar o cenário mais desfavorável.

O valor de cálculo da tensão de punção atuante,  $v_{Ed}$  é obtido por:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (3.42)$$

onde:

$$V_{Ed,red} = V_d - (\sigma_{med} A_i) \quad (3.43)$$

O valor de cálculo da resistência ao punção, sem armadura de punção é dado por:

$$v_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times \frac{2d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a} \quad (3.44)$$

onde:

$a$  - é a distância da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.45)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (3.46)$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \times d} \text{ é a percentagem de armadura de tração na direção } y; \quad (3.47)$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{b \times d} \text{ é a percentagem de armadura de tração na direção } z; \quad (3.48)$$

$$A_{sly} = A_{slz} = 6,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} (\phi 12 // 0,175).$$

$$v_{min} = 0,0358 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (3.49)$$

$$u_i = 2(a + b) + 2\pi a \quad (3.50)$$

A Tabela 3.41 apresenta os cálculos efetuados para os diferentes perímetros de controlo.

Tabela 3.41 - Verificação de segurança da sapata ao punçoamento para diferentes perímetros de controlo.

Verificação ao Punçoamento - Sapata Quadrada													
Designação	a	u <sub>i</sub>	A <sub>cont</sub>	$\Delta V_{Ed}$ (KN)	$\beta$	$V_{Ed,red}$	pl	k	v <sub>min</sub>	V <sub>rd,c</sub>	V <sub>rd,c,min</sub>	V <sub>ed</sub> < V <sub>rd,c</sub>	
S3	d/4	0,11	1,691	0,208	25,9	1,476	337,753		1,6742	0,3468	2301,183	2774,6	OK
	d/2	0,22	1,382	0,152	18,9	1,323	385,478		1,6742	0,3468	1150,591	1387,3	OK
	d	0,44	2,765	0,608	75,7	1,197	118,512	1,47E-03	1,6742	0,3468	575,2957	693,65	OK
	1,5d	0,66	4,147	1,368	170,4	1,142	16,1324		1,6742	0,3468	383,5305	462,43	OK
	2d	0,66	4,147	1,368	170,4	1,142	16,1324		1,6742	0,3468	383,5305	462,43	OK

### Verificação ao esforço transverso

Segundo o EC2 [6.2.1(8)], para elementos sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas, não é necessária a verificação de segurança ao esforço transverso a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio.

A norma mostra que não é necessária armadura de esforço transverso se for garantida a desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

onde o esforço transverso resistente,  $V_{Rd,c}$  é dado por:

$$V_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (3.51)$$

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} b_w d \quad (3.52)$$

Para uma sapata sujeita a um esforço vertical e a dois momentos fletores em cada direção, o cálculo do esforço transverso atuante à distância  $d$  leva à definição das secções I-I e II-II, tal como esquematizado na Figura 3.72.

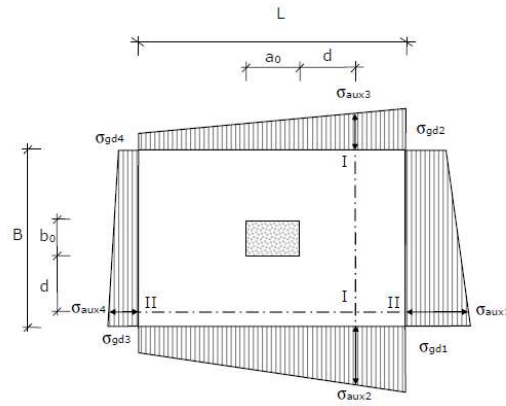


Figura 3.72 - Esquema representativo dos planos de corte e das tensões atuantes na base da sapata. <sup>6</sup>

Secção I-I:

$$V_{EdI} = \frac{\sigma_{aux2} + \sigma_{gd1} + \sigma_{gd2} + \sigma_{aux3}}{4} \times \left( \frac{B_x - a_0}{2} - d \right) \times B_y \quad (3.53)$$

Tensões auxiliares:  $\sigma_{aux2} = 214,79 \text{ KPa}$  e  $\sigma_{aux3} = 124,52 \text{ KPa}$ .

Sabendo as tensões atuantes e as tensões auxiliares vem:

$$V_{EdI} = \frac{214,79 + 221,29 + 131,02 + 124,52}{4} \times \left( \frac{1,35 - 0,3}{2} - 0,44 \right) \times 1,35 = 19,84 \text{ KN}$$

Secção II-II:

$$V_{EdII} = \frac{\sigma_{aux1} + \sigma_{gd1} + \sigma_{gd3} + \sigma_{aux4}}{4} \times \left( \frac{B_y - b_0}{2} - d \right) \times B_x \quad (3.54)$$

Tensões auxiliares:  $\sigma_{aux1} = 212,26 \text{ KPa}$  e  $\sigma_{aux4} = 112,36 \text{ KPa}$

$$V_{EdII} = \frac{212,26 + 221,29 + 118,04 + 112,36}{4} \times \left( \frac{1,35 - 0,2}{2} - 0,44 \right) \times 1,35 = 30,84 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right) \times (100 \times 1,435 \times 10^{-3} \times 20)^{1/3} \right] \times 1,35 \times 0,44 \times 10^3 = 170,86 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c} \geq 0,3468 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right)^{3/2} \times 20^{1/3} \times 1,35 \times 0,44 \times 10^3 = 206,11 \text{ KN}$$

$$\therefore V_{Rd,c} = 170,89 \text{ KN} > V_{Ed}$$

<sup>6</sup> UNIDADE CURRICULAR DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE SUPORTE (Apontamentos), Prof. José Trigo, ISEP, 2021.

### 3.5.2.8 Sapatas excêntricas

O dimensionamento das sapatas excêntricas é bastante similar ao das sapatas centradas, pelo que se optou por não apresentar mais uma vez a metodologia de dimensionamento. Contudo, destacam-se os seguintes aspetos, que diferem do dimensionamento das sapatas centradas:

- apenas se consideram as ações verticais, partindo do pressuposto que há sempre vigas de equilíbrio que anulam o efeito dos momentos fletores, representadas na planta de fundações da Figura 3.66;
- na verificação de segurança ao punçoamento os perímetros e áreas de controlo são calculados de forma diferente, assim como o coeficiente  $\beta$ , uma vez que os pilares já não estão centrados.

Todos os cálculos efetuados encontram-se no Anexo VII.

### 3.5.2.9 Dimensionamento da laje de escadas maciça

O dimensionamento da laje de escadas consistiu num esquema de cálculo bastante simples. Para efeitos de cálculo considerou-se o vão igual ao comprimento do primeiro lanço de escadas e patamar até à parede em frente, resultando num total de 2,70m. Por limitação da arquitetura, a espessura da laje de escadas é de 20cm.

Foram consideradas as seguintes cargas:

- peso próprio aproximado:  $pp_k = 25 \times 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$ ;
- peso das restantes cargas permanentes:  $p_{rcp,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- sobrecarga regulamentar em escadas:  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ;

$$\therefore p_{Ed} = 1,35 \times (5 + 2,5) + 1,5 \times 2 = 13,13 \text{ kN/m}^2$$

Posto isto, o valor do momento fletor atuante é dado por:

$$M_{Ed} = \frac{13,13 \times 2,7^2}{8} = 11,96 \text{ kNm}$$

O procedimento de cálculo da armadura é equivalente ao aplicado nos outros elementos estruturais, pelo que se dispensa a sua apresentação.

- armadura principal:  $\emptyset 12 // 0,15m \rightarrow \frac{A_{s,ef}}{s} = 7,54 \text{ cm}^2/m$

A armadura secundária, é no mínimo 20% da armadura principal admitida:

- armadura secundária:  $\emptyset 8 // 0,25m \rightarrow \frac{A_{s,ef}}{s} = 2,0 \text{ cm}^2/m$

### 3.5.2.10 Dimensionamento das vigas de fundação

Foi selecionada para análise a viga de equilíbrio entre a sapata excêntrica de canto SE5 e a sapata centrada S1, de dimensões  $1.0 \times 1.0 \text{ m}^2$  e  $1.25 \times 1.25 \text{ m}^2$ , respetivamente (representada a vermelho na Figura 3.66).

Ambas as sapatas estão sujeitas a ações verticais e a momentos nas duas direções principais. A tabela abaixo apresenta os esforços transmitidos pelos pilares (de dimensões  $b_x \times b_y$ ) às sapatas em questão, através do CYPECAD.

Tabela 3.42 - Esforços transmitidos pelos pilares às sapatas.

Sapata	$B_{xi}$ (m)	Pilar	$b_{x,i}$ (m)	$N_{Ed,i}$ (kN)	$M_{Ed,i}$ (kNm)
SE5 (i=1)	1.0	P6 (P23)	0.15	167.2	11.10
S1 (i=2)	1.25	P5 (P38)	0.2	135.1	8.30

A viga de equilíbrio tem um vão (L) de 2.45m, contudo para efeitos de cálculo será considerada uma viga simplesmente apoiada com o seguinte comprimento:

$$L_{total} = L + \frac{B_{x1} - b_{x1}}{2} + \frac{B_{x2}}{2} \quad (3.55)$$

$$L_{total} = 2,45 + \frac{1 - 0,15}{2} + \frac{1,25}{2} = 4 \text{ m}$$

O momento fletor atuante na sapata SE5, designado de  $M_{Ed,1}$ , corresponde à soma do momento obtido pelo programa com o momento resultante da excentricidade do esforço axial atuante. Quanto ao cálculo do  $M_{Ed,1}$ , relativo à outra sapata, é metade do momento  $M_{Ed,1}$  devido à excentricidade da carga (Figura 3.73) mais o valor obtido no programa. As expressões abaixo mostram o cálculo dos momentos em questão.

$$M_{Ed,1} = N_{Ed,1} \times \frac{(B_{x1} - b_{x1})}{2} + M_{Ed,1} \quad (3.56)$$

$$M_{Ed,2} = \frac{(N_{Ed,1} \times \frac{(B_{x1} - b_{x1})}{2})}{2} + M_{Ed,2} \quad (3.57)$$

$$M_{Ed,1} = 167,2 \times \frac{(1 - 0,15)}{2} + 11,10 = 82,16 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{(167,2 \times \frac{(1 - 0,15)}{2})}{2} + 8,3 = 43,83 \text{ kNm}$$

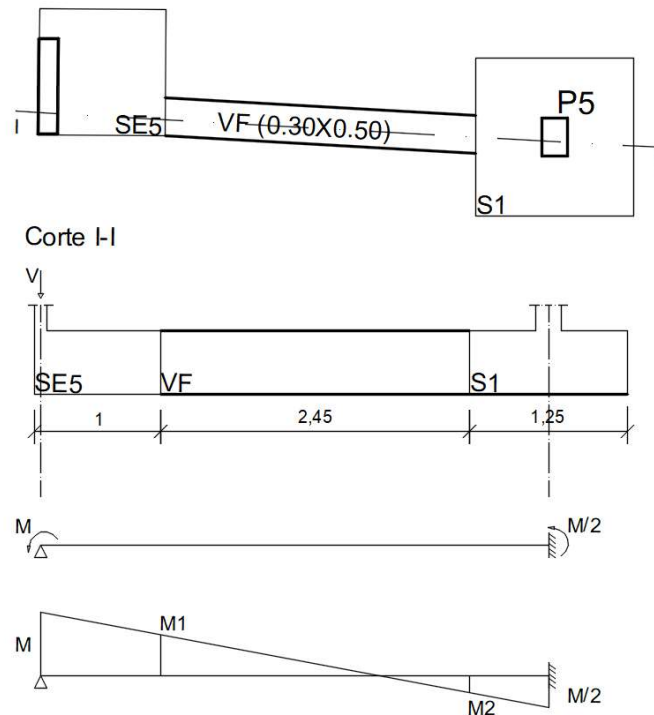


Figura 3.73 – Viga de equilíbrio (sem escala).

Note-se que o momento  $M_{Ed,1}$ , dada a geometria da sapata, é negativo, enquanto que o  $M_{Ed,2}$  tem sinal positivo. Tendo isto em consideração já é conhecido o diagrama de momentos atuantes nas sapatas e viga de fundação (figura 4.70). Contudo, os momentos calculados são relativos ao centro das sapatas e importa saber os momentos atuantes quando se iniciam as vigas de fundação. Para tal, é necessário determinar a distância  $x$  onde ocorre a “mudança de sinais” no diagrama, através da seguinte relação:

$$\begin{cases} x \rightarrow M_{Ed,1} = 82,16 \text{ kNm} \\ 4 - x \rightarrow M_{Ed,2} = 43,83 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow x = 2,61 \text{ m}$$

Sabendo o valor de  $x$  foi possível determinar os momentos positivo e negativo nas respetivas extremidades da viga de equilíbrio:

$$M_{Ed}^- = 53,02 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^+ = 24,14 \text{ kNm}$$

O processo de cálculo de armaduras e verificação de segurança é o mesmo do que o da viga já apresentada, pelo que só se vão apresentar os resultados obtidos.

- armadura superior:  $3\emptyset 16 \rightarrow A_{s,ef}^- = 6,03 \text{ cm}^2$
- armadura inferior:  $3\emptyset 12 \rightarrow A_{s,ef}^+ = 3,39 \text{ cm}^2$
- estribos:  $\emptyset 8 // 0,20 \text{ m} \rightarrow \frac{A_{s,ef}}{s} = 5,05 \text{ cm}^2$

### 3.5.2.11 Dimensionamento dos muros de suporte de terras

O dimensionamento dos muros de suporte foi feito separadamente para cada elemento – base e paramento. A base do muro foi dimensionada como uma sapata centrada, sendo os esforços atuantes de cálculo retirados do programa CYPECAD. Por outro lado, o paramento do muro foi dimensionado de acordo com o método de Rankine.

Neste documento apenas será analisado um muro de suporte de terras, designado de MS2, representado na planta da Figura 3.66. A Figura 3.74 apresenta o corte transversal do muro de suporte de terras em análise.

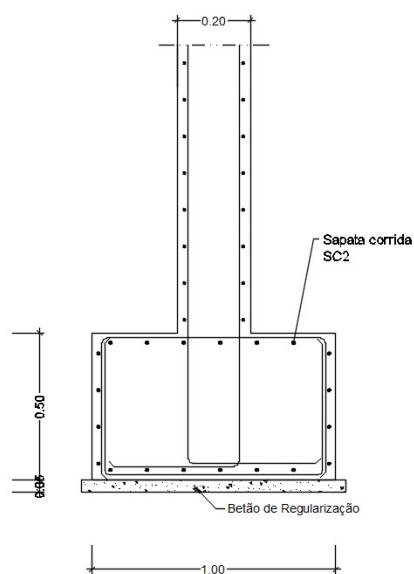


Figura 3.74 – Corte transversal do muro de suporte de terras em análise (sem escala).

#### Dimensionamento da base do muro

Começou-se por dimensionar a sapata do muro. Os esforços atuantes na base do muro em análise estão apresentados na Tabela 3.43.

Tabela 3.43 - Esforços na base do muro de suporte 2 retirados do CYPE

Esforços	$p_{pp,d}$ (kN/m)	$p_{rcp,d}$ (kN/m)	$p_{q,d}$ (kN/m)	$p_{total,d}$
Axial vertical	-35,85	-73,35	-8,96	-118,16
Momento vertical	0,56	-23,43	0,28	-22,59
Momento horizontal	0,49	-8,54	0,24	-7,65

A espessura do muro é de 20 cm, de forma a ser compatível com os pilares adjacentes. O paramento do muro tem 3,95m de altura e prolonga-se desde as fundações da cave até ao piso do rés-do-chão. Quanto às dimensões da sapata em planta, o comprimento é estabelecido de acordo com a arquitetura e a largura foi determinada após um pré-dimensionamento em função das cargas atuantes, resultando numa sapata de 1,0x3,35m<sup>2</sup> (BxL).

Sabendo os esforços atuantes na base da sapata e as suas dimensões, procedeu-se ao seu dimensionamento através da mesma metodologia de cálculo apresentada para as sapatas centradas. Note-se que todos os cálculos efetuados se encontram no Anexo VII.

A armadura determinada foi de Ø12//0,175m, em ambas as direções.

#### Dimensionamento do paramento do muro

O dimensionamento do paramento foi feito através de um método bastante simplificado, tendo em conta as seguintes características do solo adjacente:

- ângulo de atrito,  $\phi' = 30^\circ$ ;
- peso volúmico,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Considerou-se que o nível freático está consideravelmente abaixo da sapata de fundação, pelo que não influencia os cálculos efetuados.

O dimensionamento foi realizado para a combinação de ações 1, caracterizada por majorar as ações atuantes desfavoráveis e por manter os valores característicos das propriedades do terreno.

O valor do impulso ativo foi obtido através da seguinte expressão:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (3.58)$$

onde:

$\gamma$  - é o peso volúmico (kN/m<sup>3</sup>);

$h$  - é a espessura da camada de solo;

$K_a$  - é o coeficiente de impulso ativo, obtido através da seguinte expressão:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (3.59)$$

O momento fletor é determinado a partir da seguinte expressão:

$$M_{Ed} = I_a \frac{1}{3} h \quad (3.60)$$

Determinado o momento atuante, o cálculo da armadura é idêntico ao método aplicado até agora.

Concretizando vem:

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0,334$$

$$I_a = 20 \times (3,35 + 0,5) \times 0,334 \times \frac{(3,35 + 0,5)}{2} = 52,04 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 52,04 \times \frac{1}{3} \times (3,35 + 0,5) = 92,5 \text{ kN/m}$$

$$\mu = \frac{92,5}{1 \times (0,2 - 0,025)^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,2271$$

$$A_s = \frac{0,2237 \times (0,2237 - ) \times 1 \times 0,175 \times 13,3}{348} \times 10^4 = 18,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore \phi 16 // 0,10\text{m} \rightarrow A_s = 20,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerou-se a armadura de distribuição igual ou maior a 20% da armadura principal calculada acima, resultando em:

$$A_{s,dist} = 0,2 \times 20,10 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8 // 0,10\text{m} \rightarrow A_s = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,026 \times \frac{2,2}{400} \times 1 \times 0,175 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 1 \times 0,175 = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Verificação do espaçamento entre varões:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2 \times 20 = 40 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{min} \geq \begin{cases} 1,6 \text{ cm} \\ D_{max} + 0,5 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

## **4 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **4.1 CONCLUSÕES**

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo da execução deste trabalho, sendo ainda sugeridos alguns trabalhos de inspeção e dimensionamento que se considera relevante realizar no futuro, nomeadamente as soluções de reabilitação que foram consideradas inicialmente e que não se conseguiram abordar durante o estágio.

Não foi considerada a ação do vento no dimensionamento da cobertura de madeira, uma vez que o valor da pressão atuante na cobertura calculado é inferior ao valor resultante da ação da sobrecarga regulamentar e, como referido, considerou-se unicamente o valor da ação mais significativa. Teve-se também em consideração que a área da fachada da estrutura em betão armado sujeita à ação do vento é bastante superior à área de cobertura.

O sistema estrutural de reabilitação adotado – estrutura porticada em betão armado, muito embora o seu custo de execução reduzido, não se afigura o mais indicado para este tipo de edifício. Atendendo ao tipo de edifício, ao seu sistema construtivo inicial, à sua dimensão e utilização futura pretendida, o sistema estrutural de reabilitação deveria seguir a linha de orientação do processo construtivo existente, isto é, estrutura com paredes de alvenaria de pedra resistente e pavimentos em madeira.

No entanto, a estrutura porticada foi o sistema de eleição dado ao seu custo e à não necessidade de mão de obra especializada, comparativamente com a solução de reforço das paredes em alvenaria. Para além disso a ligação entre os elementos de betão e a parede de pedra é mais simples do que por exemplo a ligação entre perfis metálicos e paredes de alvenaria de pedra. A utilização de perfis metálicos também seria complexa, dada a configuração irregular do edifício que condiciona o manuseamento, corte e aplicação dos elementos metálicos.

Quanto à cobertura de madeira, a estrutura dimensionada de asnas e meias asnas foi apenas para fins académicos, não correspondendo à estrutura que será realizada no edifício, que consiste numa estrutura mais simples. A cobertura a executar em obra consta de uma laje de esteira aligeirada, sobre a qual nascem pendurais de madeira (nas zonas de ligação entre

gueiros), onde apoiam barrotes de madeira. Os barrotes apoiam nos frechais de madeira por todo o perímetro do edifício, tal como foi apresentado no relatório.

Para o dimensionamento dos elementos das asnas de madeira teve-se sempre em conta as secções mais correntes, assim como a altura que o conjunto poderá tomar face à limitação da altura e da cêrcea prevista no projeto de arquitetura.

De uma maneira geral a experiência de estágio foi uma mais valia para o desenvolvimento pessoal e profissional do autor, permitindo a aplicação de diferentes *softwares*, tais como o CYPECAD e o FTOOL, que, apesar de não serem desconhecidos, não tinham sido tão aprofundados até à data; a aplicação prática de conhecimentos adquiridos durante o mestrado e conhecimento de normas e fichas de inspeção. Acima de tudo esta experiência permitiu a interação com os colegas engenheiros e arquitetos, garantindo a integração na cultura e ambiente profissional da Dr. Building.

## 4.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Identificam-se como desenvolvimentos futuros, alguns temas inicialmente propostos para serem considerados neste estágio curricular, mas que não conseguiram ser abordados, tais como:

- a conceção e dimensionamento de solução de reparação ou de reforço da estrutura de alvenaria resistente e de reparação ou de reforço da estrutura de madeira;
- a conceção e dimensionamento de solução de estrutura metálica e de madeira, a executar no interior do perímetro das paredes existentes;
- dimensionamento das ligações entre elementos de madeira com ligações tipo cavilha;
- dimensionamento de ligações entre elementos de aço e de madeira.

No decorrer do estágio, em especial na fase de inspeção e diagnóstico, surgiu grande interesse em aprofundar essa área, para uma melhor compreensão do estado do edifício, através da:

- realização de ensaios às paredes de alvenaria de pedra, mais precisamente o ensaio de macaco plano, de forma a determinar a resistência à compressão e a deformabilidade das paredes. Esta informação ajudaria a identificar a intervenção mais adequada de reabilitação;

- realização de ensaios *Resistograph* aos elementos de madeira, para uma melhor classificação dos mesmos.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Tânia Marisa – Técnicas de reabilitação e reforço em edifícios tradicionais. Universidade de Aveiro. Tese de mestrado, 2015.

ANDRADE, Hugo Miguel – Caracterização de edifícios antigos. Edifícios “Gaioloeiros”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Tese de mestrado, 2011.

APPLETON, João - Reabilitação De Edifícios Antigos: Patologias E Tecnologias De Intervenção. 1.ª edição. Amadora: Edições Orion, 2003. ISBN: 972-8620-03-9.

ARAÚJO, Diana Filipa da Palma de - Avaliação de estruturas de madeira em serviço: caso de estudo da Ermida da Ascensão de Cristo. 2016. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

ARÊDE, António, et al. - Reforço de estruturas de alvenaria de pedra-Contribuições do NCREP-FEUP. Actas das II Jornadas de Engenharia Civil sobre Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes, 2008.

BRANCO, Jorge M.; LOURENÇO, Paulo B.; SOUSA, Hélder S. – Intervir em construções existentes de madeira. Livro de Atas. Escola de Engenharia, Campus de Azurém, Guimarães: Universidade do Minho. ISBN: 978-972-8692-86-5, 2015

BRANCO, Jorge M.; LOURENÇO, Paulo B. - Coberturas tradicionais de madeira: caracterização, inspeção e classificação. 2014.

COSTA, Alexandre. Elementos de apoio a disciplina de “Estruturas de Madeira e Alvenaria” do Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2020.

COSTA, Francisco Pereira – Enciclopédia Prática da Construção Civil. 3.ª edição. Lisboa: Portugália Editora, 1955.

DIAS, Tiago Ilharco – Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de mestrado.

EN 1995 – Projeto de estruturas de madeira. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

FREITAS, Vasco Peixoto, et al. (ed.) - Manual de apoio ao projecto de reabilitação de edifícios antigos. Ordem dos Engenheiros da Região Norte, 2012

GONÇALVES, Teresa; VEIGA, Maria do Rosário. Acabamentos para paredes exteriores de edifícios antigos. Proc. Encontro, 1997. FREITAS, Vasco Peixoto (coordenador), et al. – Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos. 1ª edição. Porto: Ordem dos Engenheiros da Região Norte. ISBN 978-972-99918-7-5, 2012.

JORNADAS DE ENGENHARIA CIVIL SOBRE AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DAS CONSTRUÇÕES EXISTENTES, 2, Aveiro. Reforço de estruturas de alvenaria de pedra – Contribuições do NCREP – FEUP: atas, 2008.

LOURENÇO, Paulo B.; LÚCIO, Válter; PINHO, Fernando; VASCONCELOS, Graça. Paredes de Alvenaria: Reabilitação e Inovação: atas do Seminário Paredes de Alvenaria, Lisboa, 2015». 1.ª Edição. Guimarães, 2015.

MOREIRA, Marina Fernanda – Reabilitação de estruturas de madeira em edifícios antigos. Estudo de Caso. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Relatório de Projeto de mestrado, 2009.

NP EN 1990 – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas.

NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.

NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

ROQUE, João Carlos – Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2002. Tese de Mestrado.

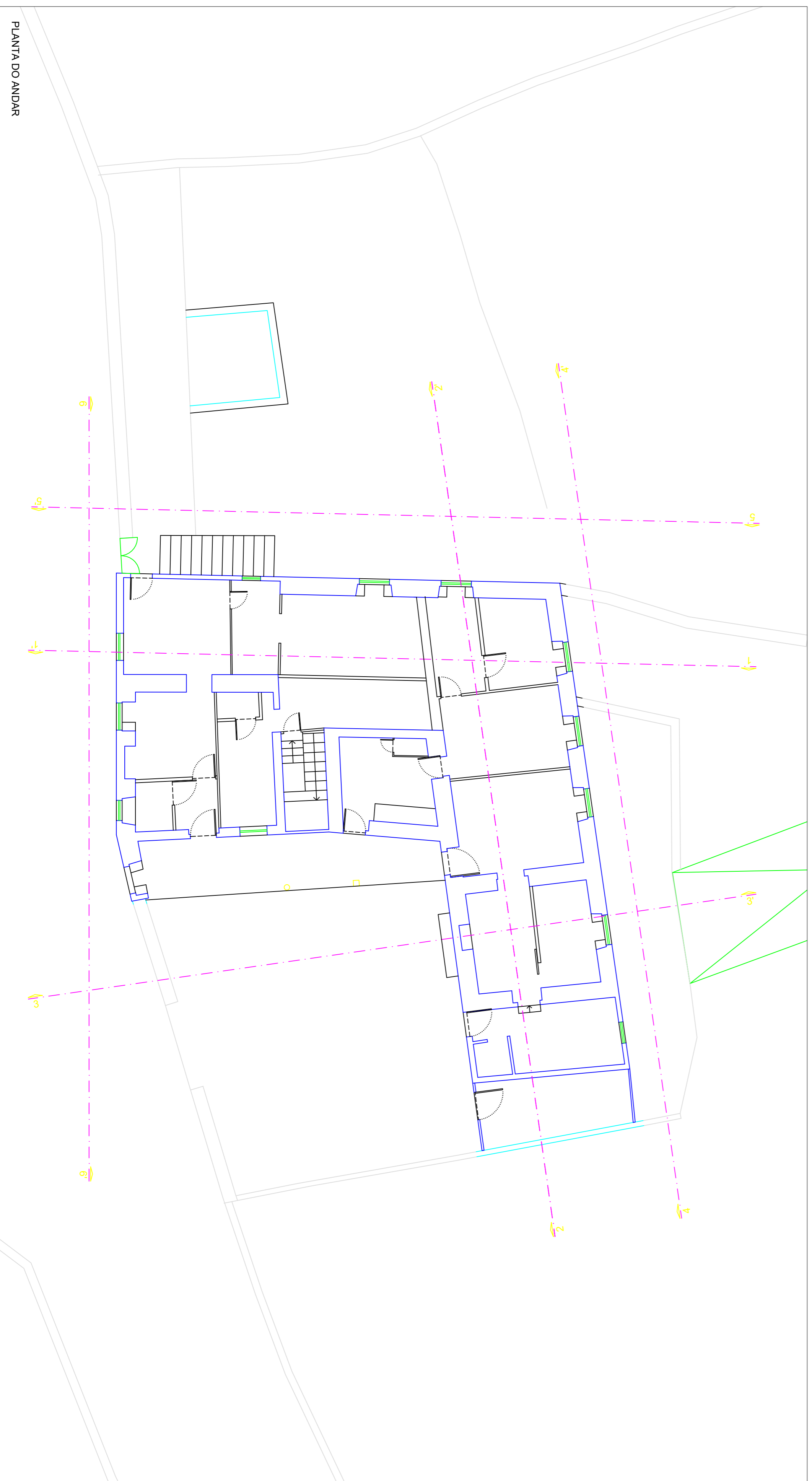
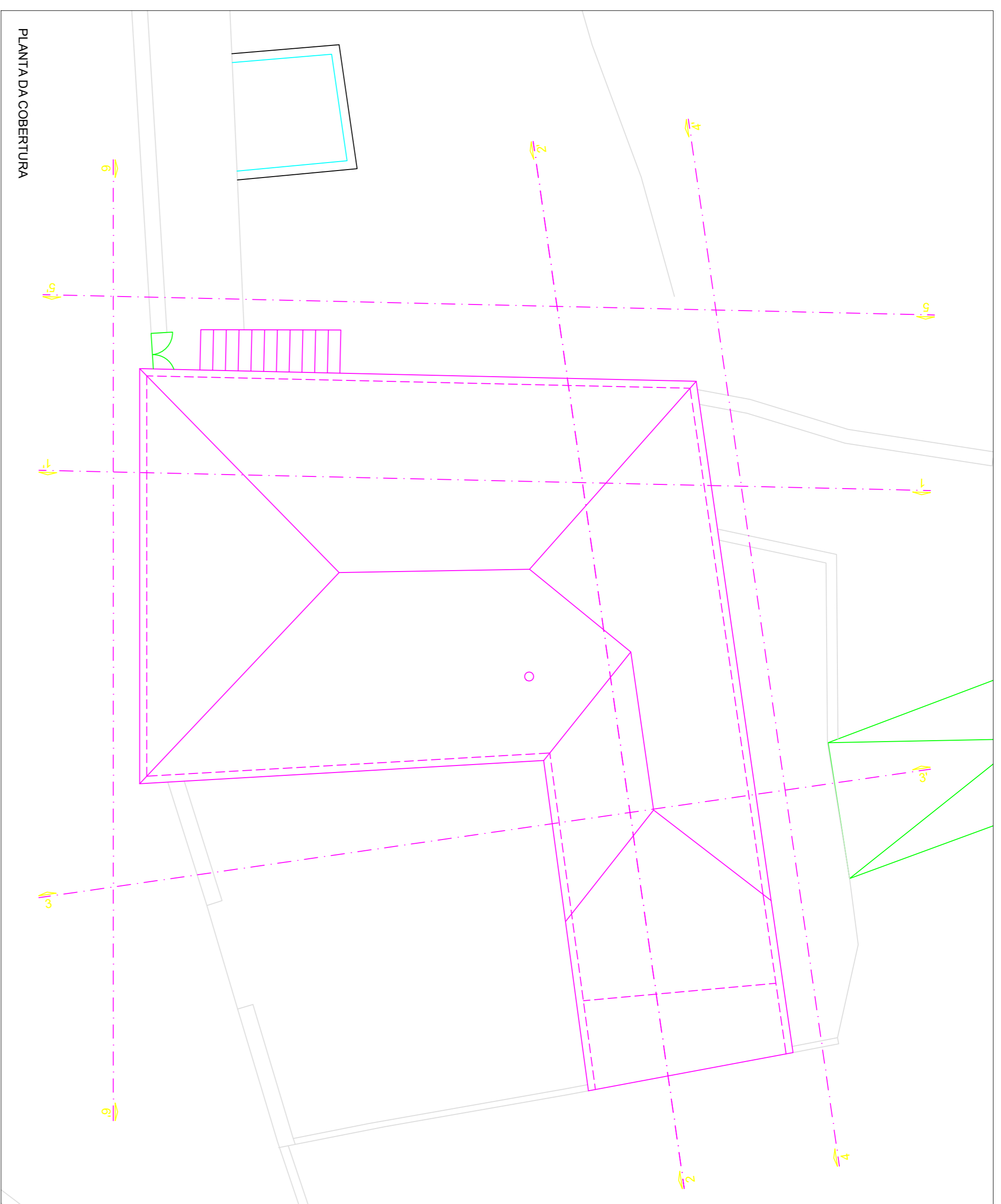
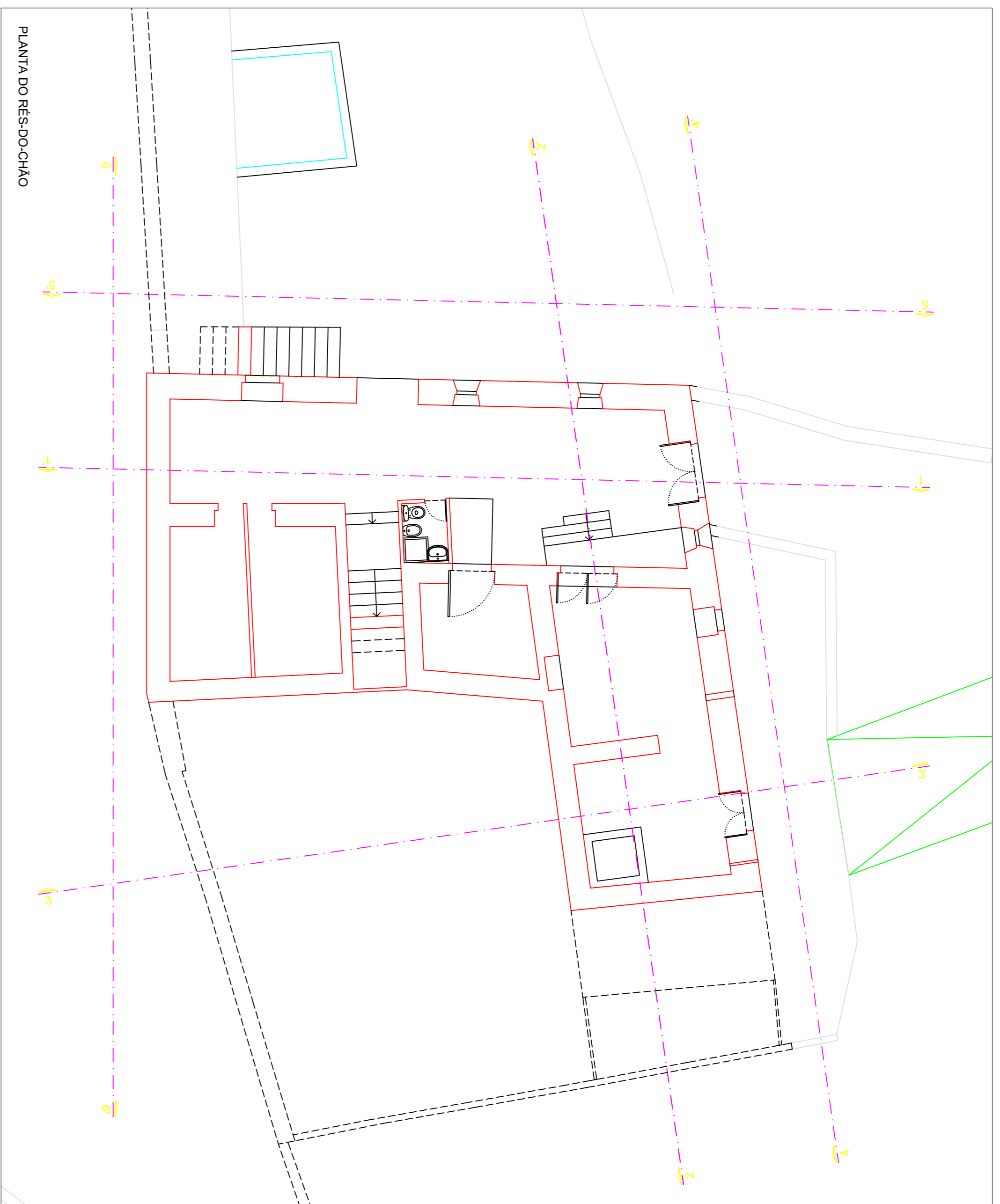
SIMÕES, Lúcia – Ligação pavimentos/paredes de edifícios antigos. Ensaios e verificações de projeto. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2015. Tese de mestrado.

TAVARES, Alice; COSTA Aníbal, VARUM Humberto - Manual de Reabilitação e Manutenção de Edifícios Guia de intervenção. Aveiro: INOVADOMUS, 2011.

TAVARES, Martha - Características das paredes antigas. Requisitos dos revestimentos por pintura. Maria do Rosário Veiga Eng<sup>o</sup> Civil, Doutorada pela FEUP, Investigadora Auxiliar do LNEC, 2002.



## **ANEXO I – PEÇAS DESENHADAS DE ARQUITETURA DO EDIFÍCIO EXISTENTE**



TIAGO CORREIA  
RUA DE SÃO PAULO, nº98  
SEQUEIRA  
BRAGA

RECONSTRUÇÃO DE HABITAÇÃO

ARQUITETURA

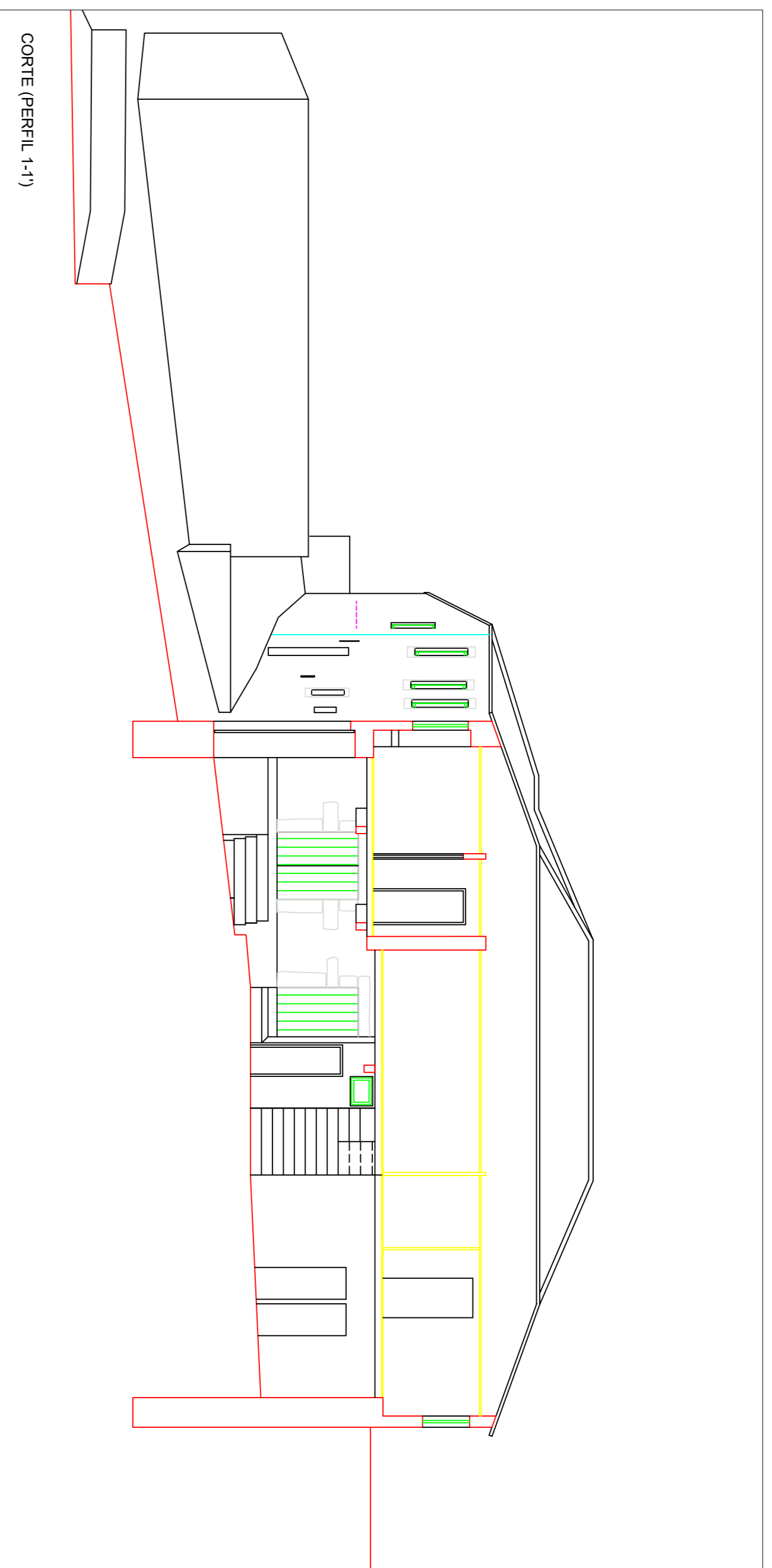
CORTES E ALÇADOS

escala: 1/100

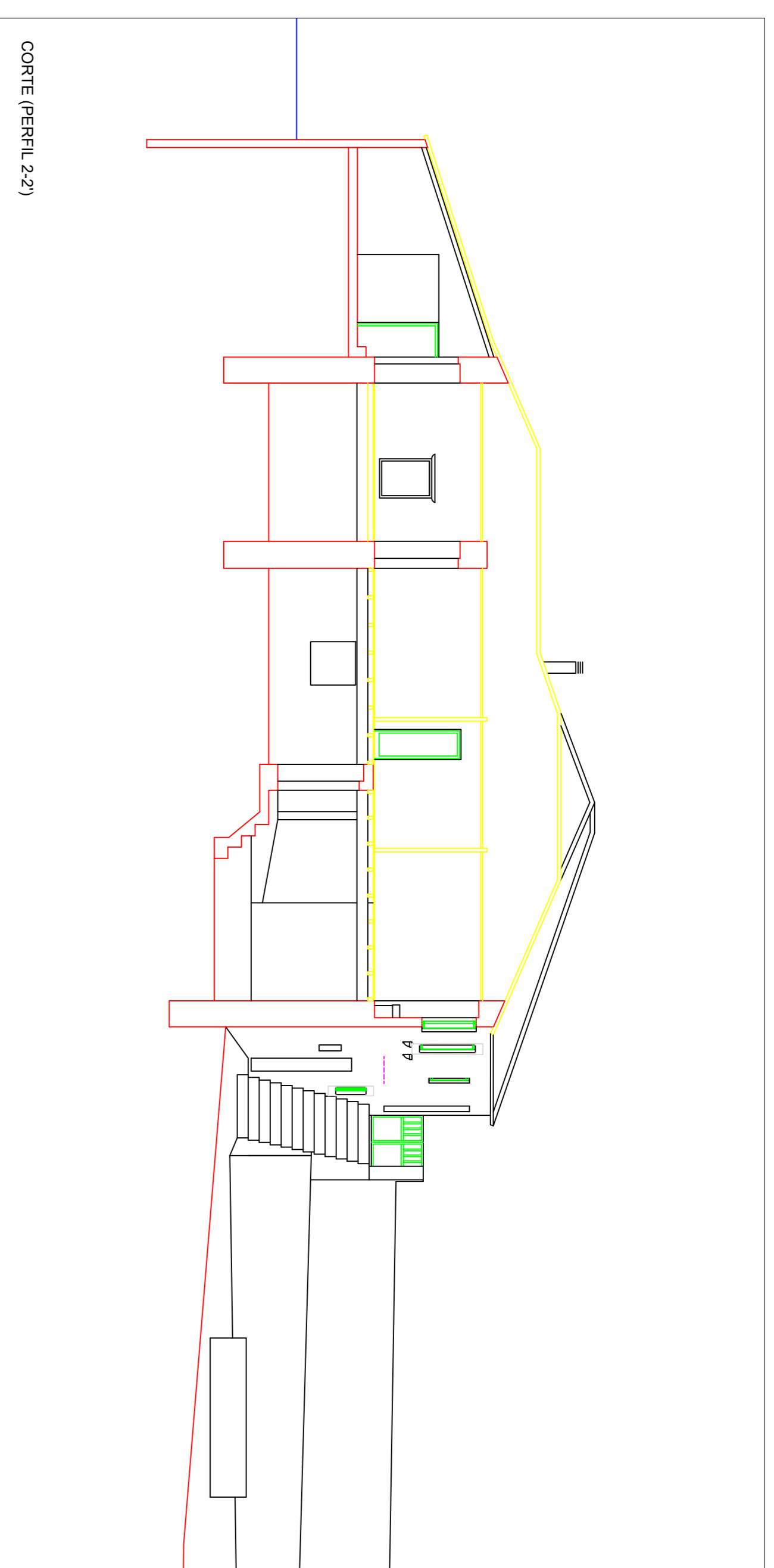
data: JULHO 2019

processo:

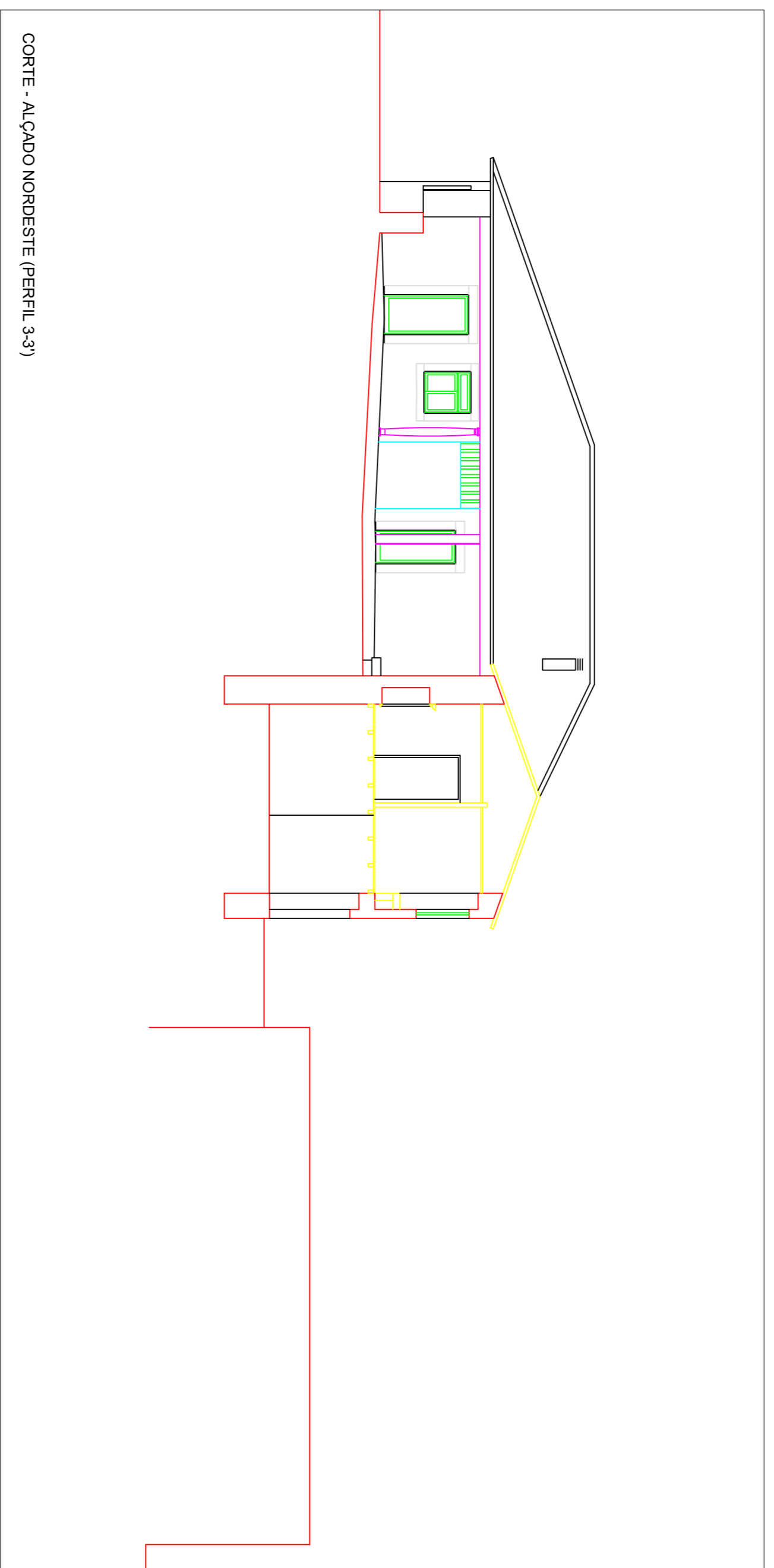
autor do projeto: PAULO TORRES, ARQ.º



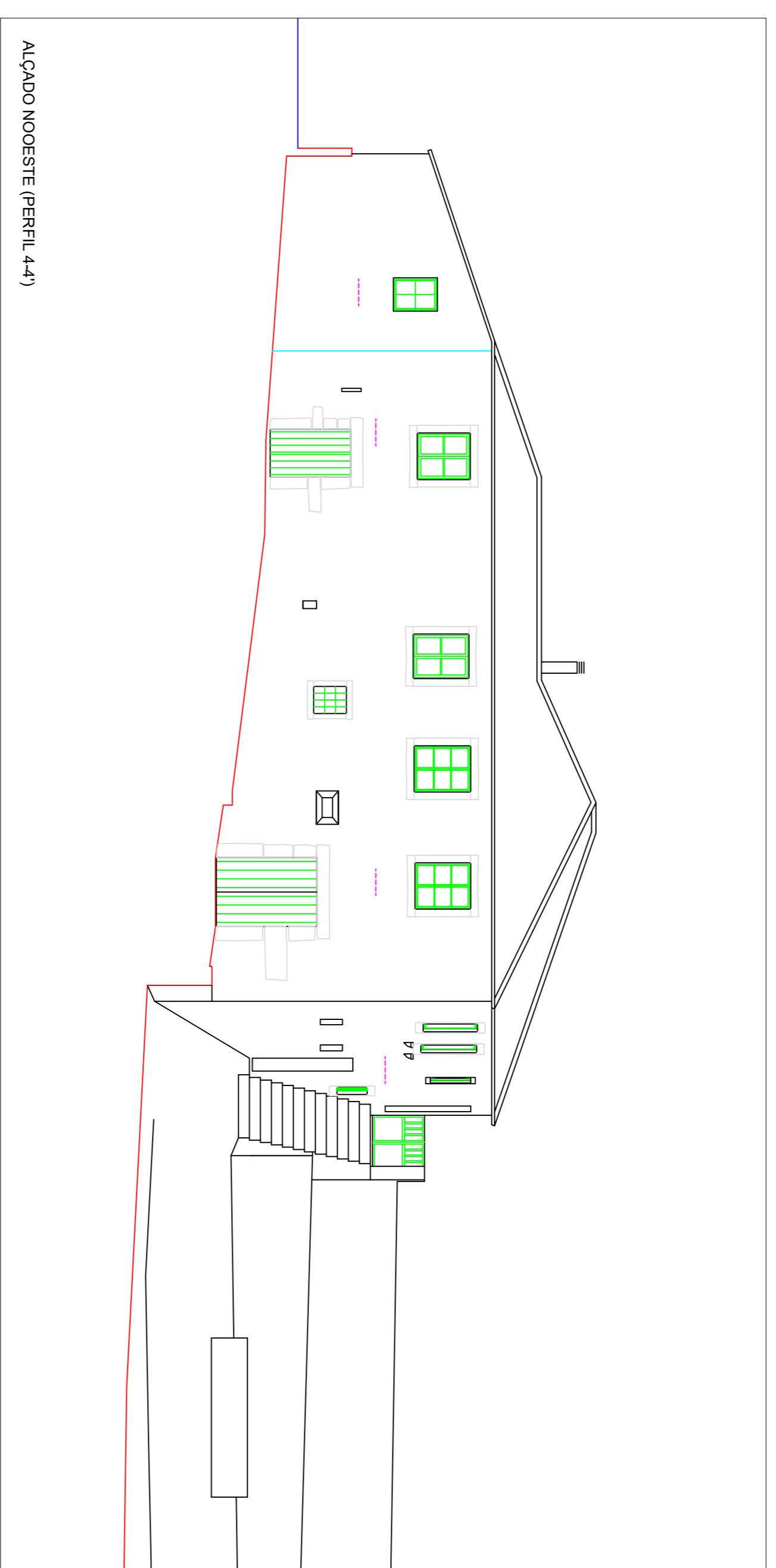
CORTE (PERFIL 1-1)



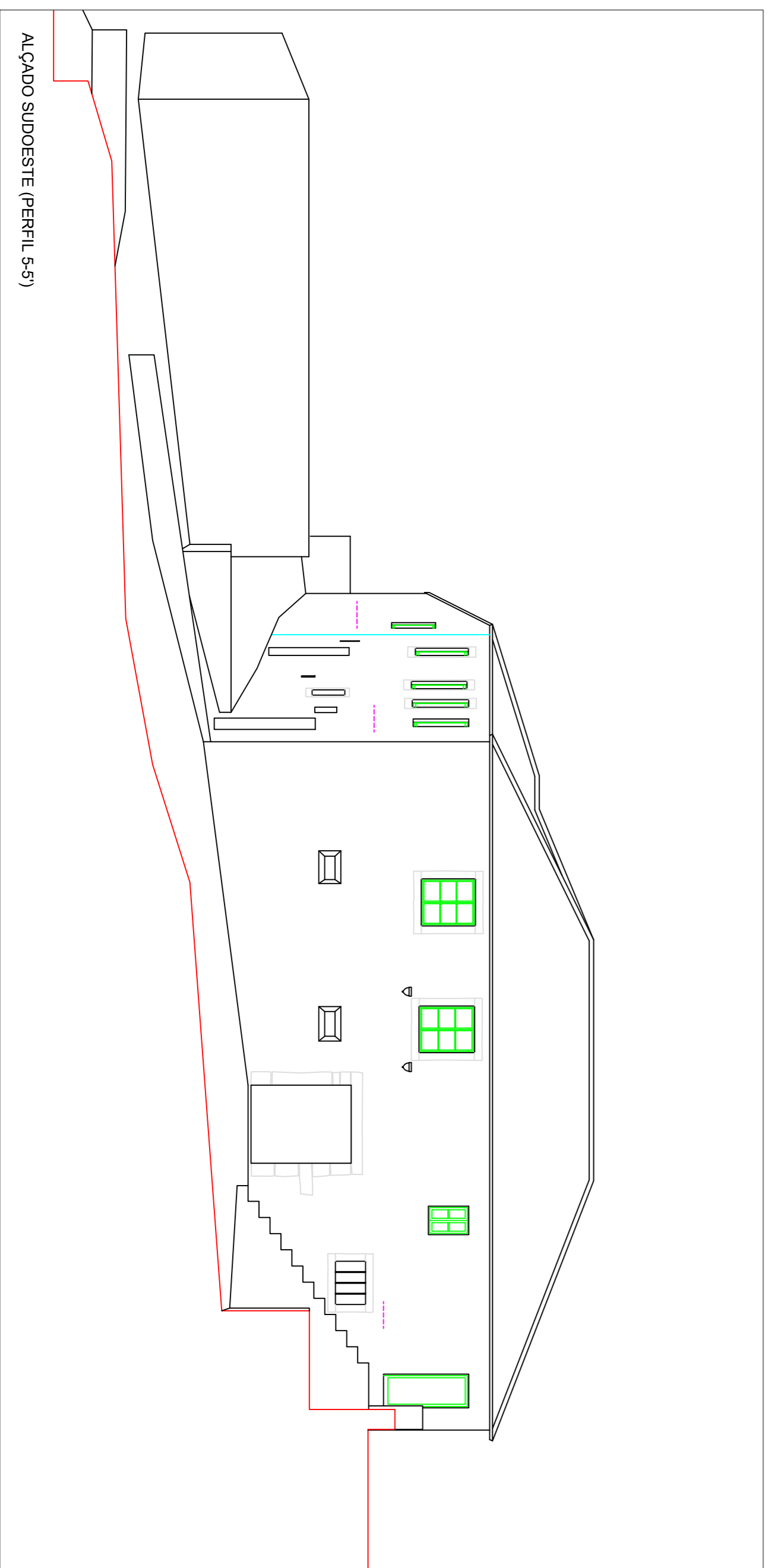
CORTE (PERFIL 2-2)



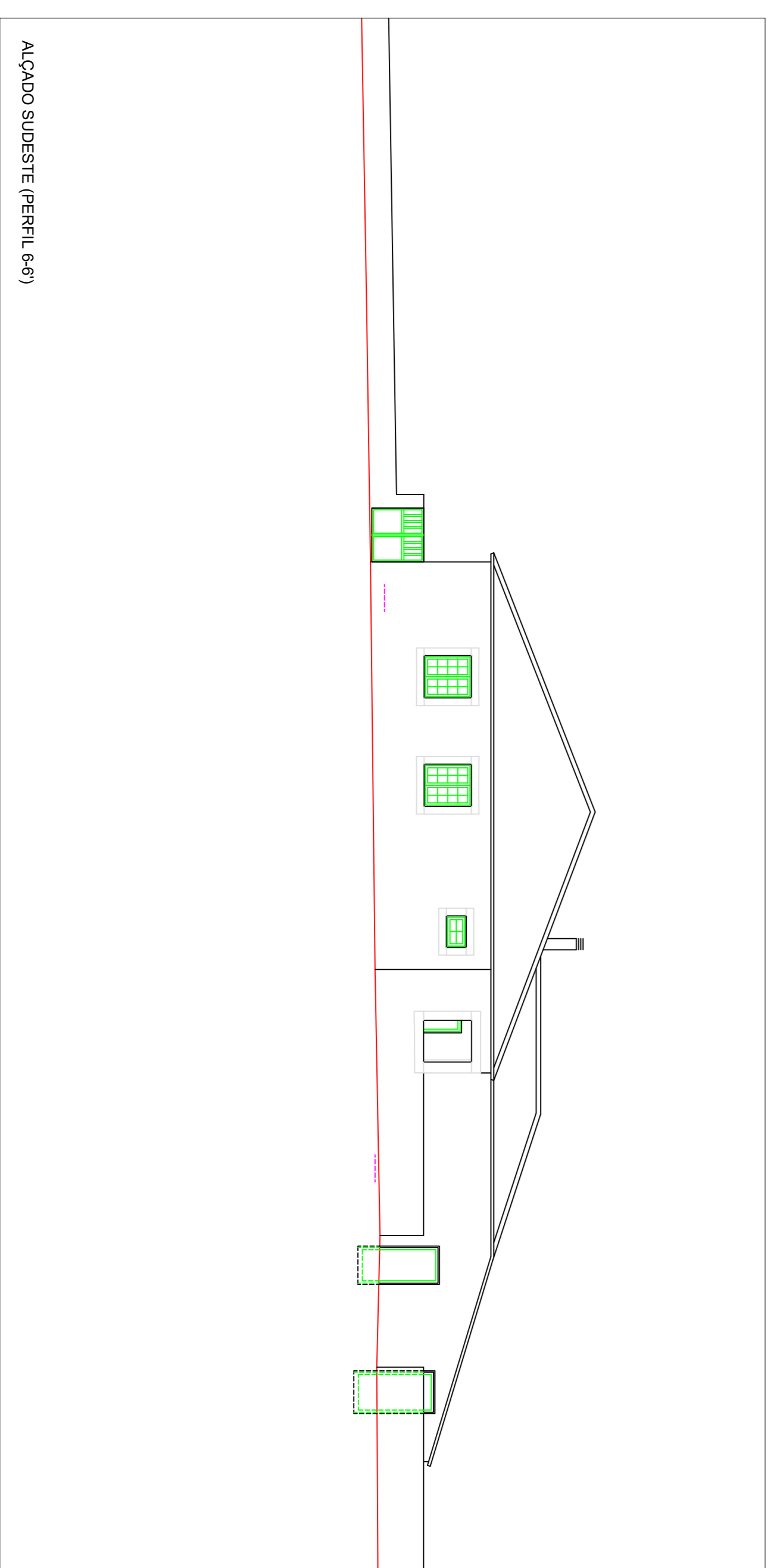
CORTE - ALÇADO NORDESTE (PERFIL 3-3)



ALÇADO NOOESTE (PERFIL 4-4)



ALÇADO SUDESTE (PERFIL 5-5)



ALÇADO SUDESTE (PERFIL 6-6)

TIAGO CORRÊA  
 RUA DE SÃO PAULO, n.º 98  
 SEQUEIRA  
 BRAGA  
 RECONSTRUÇÃO DE HABITAÇÃO

ARQUITETURA

CORTES E ALÇADOS

escala: 1/100

data: JULHO 2019

processo: 1

autor do projeto: PAULO TORRES, ARQ.º

297\_19



## **ANEXO II – FICHAS DE INSPEÇÃO DE PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA**

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: \_\_\_\_\_ Data: \_\_\_\_\_  
Localização do elemento: \_\_\_\_\_ Identificação do elemento: \_\_\_\_\_  
Função do elemento: \_\_\_\_\_ Tipo de junta:  argamassada  junta seca  
Tipo de rocha: \_\_\_\_\_ composição: \_\_\_\_\_

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º: \_\_\_\_\_  
Perpianos:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central: \_\_\_\_\_  
 Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria  
 Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular   
 Pedra não aparelhada  
Forma das pedras:  regular  irregular  angular  
Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas  
Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_  
Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação Local  Global  Fotografias n.º: \_\_\_\_\_  
 Empolamento  Desvio  Desaprumo Dimensão da deformação \_\_\_\_\_(mm)  
para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura  
 Fissuras Localização: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º: \_\_\_\_\_  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)  
 Fendas/Fraturas Localização: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º: \_\_\_\_\_  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Esmagamento Localização: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Abertura da junta entre elementos Localização: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Obs.:

DANOS MATERIAIS

Presença de água Extensão: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º:

Desagregação granular Fotografias n.º:  
uniforme (recoo de toda a superfície)  diferencial (formação de zonas de relevo)   
Alvéolos:  Ø: \_\_\_\_ (mm) profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Placas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Espessura: \_\_\_\_ (mm) Área: \_\_\_\_ (cm<sup>2</sup>)

Plaquetas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Espessura: \_\_\_\_ (mm) Área: \_\_\_\_ (cm<sup>2</sup>)

**NOTA:** comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.

Crostas negras Fotografias n.º:  
Espessura: \_\_\_\_ (mm) Extensão: \_\_\_\_ (mm)

Filmes negros Fotografias n.º:  
Extensão: \_\_\_\_ (mm)

Eflorescências Fotografias n.º:  
Pulverulentas (pó)  Cor: \_\_\_\_\_ Agregado de cristais aciculares   
Eflorescências "fluffy" (pêlo)

Colonização biológica Fotografias n.º:  
musgo  líquenes  pequenos arbustos  árvores de grandes dimensões



**FICHA DE INSPEÇÃO EM OBRA**  
**ELEMENTOS EM ALVENARIA DE PEDRA**

Mod.66

P.110\_20.rppt

Outros:

**COMENTÁRIOS:**

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, Sequeira, Braga.

Data: 22/07/2021

Localização do elemento: alçado principal

Identificação do elemento: Parede resistente de

Função do elemento: resistir às ações aplicadas alvenaria

(verticais, horizontais, permanentes e variáveis)

Tipo de junta:  argamassada  junta seca

Tipo de rocha: granito

composição: saibro

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla: dupla

Fotografias n.º: 1 e 2

Perpianhos:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central: saibro

Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria

Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular

Pedra não aparelhada

Forma das pedras:  regular  irregular  angular

Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas

Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_

Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação Local  Global  Fotografias n.º:

Empolamento  Desvio  Desaprumo Dimensão da deformação \_\_\_\_ (mm)

para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura Fotografias n.º: 1 e 3

Fissuras Localização: ombreira da janela à esquerda da figura 1.  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Fendas/Fraturas Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

<input type="checkbox"/> Esmagamento	Localização:	Fotografias n.º:
Abertura: ____ (mm) Comprimento: ____ (mm)	Profundidade: ____ (mm)	
<input type="checkbox"/> Abertura da junta entre elementos	Localização:	Fotografias n.º:
Abertura: ____ (mm) Comprimento: ____ (mm)	Profundidade: ____ (mm)	
Obs.:		
DANOS MATERIAIS		
<input checked="" type="checkbox"/> Presença de água	Extensão: global	Fotografias n.º: 1 e 2
<input type="checkbox"/> Desagregação granular		Fotografias n.º:
uniforme (recoo de toda a superfície) <input type="checkbox"/>	diferencial (formação de zonas de relevo) <input type="checkbox"/>	
Alvéolos: <input type="checkbox"/> Ø: ____ (mm)	profundidade: ____ (mm)	
<input type="checkbox"/> Placas		Fotografias n.º:
Forma: _____	Comprimento: ____ (mm)	Espessura: ____ (mm) Área: ____ (cm <sup>2</sup> )
<input type="checkbox"/> Plaquetas		Fotografias n.º:
Forma: _____	Comprimento: ____ (mm)	Espessura: ____ (mm) Área: ____ (cm <sup>2</sup> )
<b>NOTA:</b> comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.		
<input type="checkbox"/> Crostas negras		Fotografias n.º:
Espessura: ____ (mm)	Extensão: ____ (mm)	
<input type="checkbox"/> Filmes negros		Fotografias n.º:
Extensão: ____ (mm)		
<input type="checkbox"/> Eflorescências		Fotografias n.º:
Pulverulentas (pó) <input type="checkbox"/>	Cor: _____	Agregado de cristais aciculares <input type="checkbox"/>
Eflorescências "fluffy" (pêlo) <input type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> Colonização biológica		Fotografias n.º: 1 e 2
musgo <input checked="" type="checkbox"/>	líquenes <input type="checkbox"/>	pequenos arbustos <input type="checkbox"/>
		árvores de grandes dimensões <input type="checkbox"/>
Outros:		

**COMENTÁRIOS:**

- A presença de água na parede do alçado lateral direito é resultado da deterioração e colapso de parte da cobertura inclinada.

- O revestimento em cal aérea apresentava-se muito destacado, em especial na zona das juntas entre elementos de pedra, evidenciando a presença de água na parede.

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**



Figura 1 – Alçado principal do edifício, evidenciando a zona de colapso da cobertura.



Figura 2 - Alçado principal do edifício.

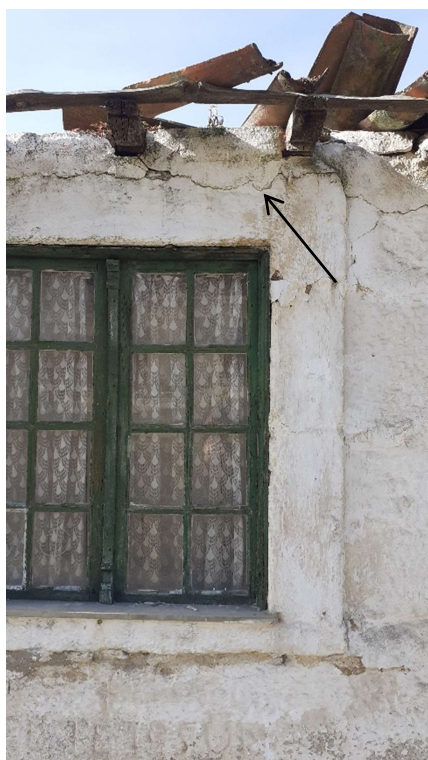


Figura 3 – Fissura horizontal na parede do alçado principal do edifício.



Figura 4 - Representação esquemática das anomalias (sem escala).

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, Sequeira, Braga. Data: 22/07/2021

Localização do elemento: alçado lateral direito Identificação do elemento: Parede resistente de alvenaria

Função do elemento: resistir às ações aplicadas (verticais, horizontais, permanentes e variáveis) Tipo de junta:  argamassada  junta seca

Tipo de rocha: granito composição: saibro

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla: dupla Fotografias n.º:

Perpianos/Frontouros:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central: saibro

Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria

Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular

Pedra não aparelhada

Forma das pedras:  regular  irregular  angular

Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas

Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_

Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação Local  Global  Fotografias n.º:

Empolamento  Desvio  Desaprumo Dimensão da deformação \_\_\_\_ (mm)

para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura

Fissuras Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Fendas/Fraturas Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

<input type="checkbox"/> Esmagamento Abertura: ___(mm) Comprimento: ___(mm)	Localização: Profundidade: ___(mm)	Fotografias n.º:
<input type="checkbox"/> Abertura da junta entre elementos Abertura: ___(mm) Comprimento: ___(mm)	Localização: Profundidade: ___(mm)	Fotografias n.º:
Obs.:		
<b>DANOS MATERIAIS</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Presença de água	Extensão: global	Fotografias n.º:
<input type="checkbox"/> Desagregação granular uniforme (recoo de toda a superfície) <input type="checkbox"/> diferencial (formação de zonas de relevo) <input type="checkbox"/> Alvéolos: <input type="checkbox"/> Ø: ___(mm) profundidade: ___(mm)		
<input type="checkbox"/> Placas	Fotografias n.º:	
Forma: _____ Comprimento: _____(mm) Espessura: _____(mm) Área: _____(cm <sup>2</sup> )		
<input type="checkbox"/> Plaquetas	Fotografias n.º:	
Forma: _____ Comprimento: _____(mm) Espessura: _____(mm) Área: _____(cm <sup>2</sup> )		
<b>NOTA:</b> comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.		
<input type="checkbox"/> Crostas negras	Fotografias n.º:	
Espessura: _____(mm) Extensão: _____(mm)		
<input type="checkbox"/> Filmes negros	Fotografias n.º:	
Extensão: _____(mm)		
<input type="checkbox"/> Eflorescências	Fotografias n.º:	
Pulverulentas (pó) <input type="checkbox"/> Cor: _____ Agregado de cristais aciculares <input type="checkbox"/> Eflorescências "fluffy" (pêlo) <input type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> Colonização biológica	Fotografias n.º: 2 e 3	
musgo <input checked="" type="checkbox"/> líquenes <input type="checkbox"/> pequenos arbustos <input checked="" type="checkbox"/> árvores de grandes dimensões <input type="checkbox"/>		
Outros:		

**COMENTÁRIOS:**

- A presença de água na parede do alçado lateral direito é resultado da deterioração e colapso de parte da cobertura inclinada.

- Não foram verificadas grandes anomalias ao nível da pedra, contudo o revestimento em cal aérea apresentava-se muito destacado e com manchas de humidade, evidenciando a presença de água na parede.

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**



Figura 1 - Alçado lateral direito do edifício.



Figura 2 - Destacamento do revestimento da parede do alçado lateral direito.



Figura 3 – Colonização biológica no alçado lateral direito.



Figura 4 - Representação esquemática das anomalias do alçado lateral direito.

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, Sequeira, Braga.

Data: 22/07/2021

Localização do elemento: alçado posterior

Identificação do elemento: Parede resistente em cantaria.

Função do elemento: resistir às ações aplicadas (verticais, horizontais, permanentes e variáveis)

Tipo de junta:  argamassada  junta seca

Tipo de rocha: granito

Composição: argamassa de cimento

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla:

Fotografias n.º: 1 e 2

Perpianos:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central:

Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria

Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular

Pedra não aparelhada

Forma das pedras:  regular  irregular  angular

Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas

Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_

Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação

Local  Global

Fotografias n.º:

Empolamento

Desvio

Desaprumo

Dimensão da deformação 160 (mm)

para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura

Fotografias n.º: 2

Fissuras

Localização: acima e abaixo do vão da janela (na zona da padieira e no peitoril)

Abertura: 12 (mm) Comprimento: 1100 (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Fendas/Fraturas

Localização:

Fotografias n.º:

Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Esmagamento Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Abertura da junta entre elementos Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Obs.: As fissuras verificaram-se apenas ao nível da argamassa das juntas, entre os elementos de cantaria de pedra, portanto não são de carácter estrutural.

**DANOS MATERIAIS**

Presença de água Extensão: \_\_\_\_\_ Fotografias n.º:

Desagregação granular Fotografias n.º:  
uniforme (recoo de toda a superfície)  diferencial (formação de zonas de relevo)   
Alvéolos:  Ø: \_\_\_\_\_(mm) profundidade: \_\_\_\_\_(mm)

Placas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_\_\_(mm) Espessura: \_\_\_\_\_(mm) Área: \_\_\_\_\_(cm<sup>2</sup>)

Plaquetas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_\_\_(mm) Espessura: \_\_\_\_\_(mm) Área: \_\_\_\_\_(cm<sup>2</sup>)

**NOTA:** comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.

Crostas negras Fotografias n.º:  
Espessura: \_\_\_\_\_(mm) Extensão: \_\_\_\_\_(mm)

Filmes negros Fotografias n.º:  
Extensão: \_\_\_\_\_(mm)

Eflorescências Fotografias n.º:  
Pulverulentas (pó)  Cor: \_\_\_\_\_ Agregado de cristais aciculares   
Eflorescências "fluffy" (pêlo)

Colonização biológica Fotografias n.º: 2  
musgo  líquenes  pequenos arbustos  árvores de grandes dimensões   
Outros:

**COMENTÁRIOS:**

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**



Figura 1 – Alçado posterior em cantaria de pedra.



Figura 2 - Fissuras e colonização biológica no alçado posterior em cantaria de pedra.



Figura 3 – Representação esquemática das anomalias no alçado posterior em cantaria (alçado sem escala).

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, Sequeira, Braga.

Data: 22/07/2021

Localização do elemento: alçado posterior

Identificação do elemento: Parede resistente de alvenaria.

Função do elemento: resistir às ações aplicadas (verticais, horizontais, permanentes e variáveis)

Tipo de junta:  argamassada  junta seca  
composição: saibro

Tipo de rocha: granito

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla: dupla

Fotografias n.º: 1 e 2.

Perpianos/Frontouros:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central: saibro

Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria

Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular

Pedra não aparelhada

Forma das pedras:  regular  irregular  angular

Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas

Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_

Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação

Local  Global

Fotografias n.º:

Empolamento

Desvio

Desaprumo

Dimensão da deformação: 180 (mm)

para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura

Fissuras

Localização:

Fotografias n.º:

Abertura: \_\_\_\_ (mm) Comprimento: \_\_\_\_ (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Fendas/Fraturas

Localização:

Fotografias n.º: 2

Abertura: 9 (mm) Comprimento: 1900 (mm) Profundidade: \_\_\_\_ (mm)

Esmagamento Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Abertura da junta entre elementos Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Obs.: relativamente à abertura das fissuras, 9 mm corresponde a um valor máximo, sendo que no início da fenda a abertura é da ordem de 1mm e na zona mais gravosa apresenta cerca de 8 a 9 mm de abertura.

#### DANOS MATERIAIS

Presença de água Extensão: global Fotografias n.º: 2

Desagregação granular Fotografias n.º:  
uniforme (recoo de toda a superfície)  diferencial (formação de zonas de relevo)   
Alvéolos:  Ø: \_\_\_(mm) profundidade: \_\_\_(mm)

Placas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_(mm) Espessura: \_\_\_(mm) Área: \_\_\_(cm<sup>2</sup>)

Plaquetas Fotografias n.º:  
Forma: \_\_\_\_\_ Comprimento: \_\_\_(mm) Espessura: \_\_\_(mm) Área: \_\_\_(cm<sup>2</sup>)

**NOTA:** comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.

Crostas negras Fotografias n.º:  
Espessura: \_\_\_(mm) Extensão: \_\_\_\_\_(mm)

Filmes negros Fotografias n.º:  
Extensão: \_\_\_\_\_(mm)

Eflorescências Fotografias n.º:  
Pulverulentas (pó)  Cor: \_\_\_\_\_ Agregado de cristais aciculares   
Eflorescências "fluffy" (pêlo)

Colonização biológica Fotografias n.º: 2  
musgo  líquenes  pequenos arbustos  árvores de grandes dimensões

Outros:

**COMENTÁRIOS:**

- A presença global de água na fachada é resultado da perda da capacidade de estanquidade dos materiais de revestimento e pelos danos observados, em especial as fissuras que permitem a penetração de água nos elementos de pedra.

- Como a pedra na sua maioria apresenta ainda uma significativa camada de revestimento, não foi possível identificar outros tipos de degradação da sua base, tais como as plaquetas, dessegregação granular, placas, etc.

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**



Figura 1 – Face interior do alçado posterior em alvenaria de pedra.



Figura 2 - Alçado posterior em alvenaria de pedra, evidenciando a fenda principal.



Figura 3 – Representação esquemática das anomalias do alçado posterior do edifício (alçado sem escala).

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, Sequeira, Braga.

Data: 22/07/2021

Localização do elemento: alçado lateral esquerdo

Identificação do elemento: Parede resistente em alvenaria e cantaria.

Função do elemento: estrutural - resistir às ações aplicadas

Tipo de junta:  argamassada  junta seca

Tipo de rocha: granito

Composição: saibro

**TIPOLOGIA DO ELEMENTO DE ALVENARIA/CANTARIA**

Secção transversal:  folha simples  folha múltipla: dupla

Fotografias n.º: 1,3 e 4.

Perpianhos:  existe  não existe composição argamassa do núcleo central: saibro

Pedra aparelhada (forma regular)  Faces devidamente aparelhadas/ cantaria

Uma face aparelhada: aparelho: rústico  regular

Pedra não aparelhada

Forma das pedras:  regular  irregular  angular

Disposição das pedras:  aleatória s/ alinhamento das juntas  juntas alinhadas

Pedras mistas: existe  não existe  constituição: \_\_\_\_\_

Obs.:

**REGISTO DOS DEFEITOS DA ALVENARIA/CANTARIA**

**DANOS ESTRUTURAIS**

Deformação Local  Global  Fotografias n.º: 2

Empolamento  Desvio  Desaprumo Dimensão da deformação: 170 (mm)

para dentro do plano  para fora do plano

**NOTA:** entende-se por deformação qualquer desvio da estrutura da sua forma original, nomeadamente desaprumos, desvios e empolamentos dos paramentos da parede.

Rotura

Fissuras Localização: Fotografias n.º: 2  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

Fendas/Fraturas Localização: Fotografias n.º:  
Abertura: \_\_\_(mm) Comprimento: \_\_\_(mm) Profundidade: \_\_\_(mm)

<input type="checkbox"/> Esmagamento Abertura: ____ (mm) Comprimento: ____ (mm)	Localização: Profundidade: ____ (mm)	Fotografias n.º:
<input type="checkbox"/> Abertura da junta entre elementos Abertura: ____ (mm) Comprimento: ____ (mm)	Localização: Profundidade: ____ (mm)	Fotografias n.º:
Obs.:		
<b>DANOS MATERIAIS</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Presença de água	Extensão: global	Fotografias n.º:
<input type="checkbox"/> Desagregação granular uniforme (recoo de toda a superfície) <input type="checkbox"/> diferencial (formação de zonas de relevo) <input type="checkbox"/> Alvéolos: <input type="checkbox"/> Ø: ____ (mm) profundidade: ____ (mm)		
<input type="checkbox"/> Placas	Fotografias n.º:	
Forma: _____ Comprimento: ____ (mm) Espessura: ____ (mm) Área: ____ (cm <sup>2</sup> )		
<input type="checkbox"/> Plaquetas	Fotografias n.º:	
Forma: _____ Comprimento: ____ (mm) Espessura: ____ (mm) Área: ____ (cm <sup>2</sup> )		
<b>NOTA:</b> comparativamente às placas, as plaquetas possuem reduzidas espessuras (não atingem espessuras maiores que 2mm) e são, normalmente, pouco duras e pouco compactas.		
<input type="checkbox"/> Crostas negras	Fotografias n.º:	
Espessura: ____ (mm) Extensão: ____ (mm)		
<input type="checkbox"/> Filmes negros	Fotografias n.º:	
Extensão: ____ (mm)		
<input type="checkbox"/> Eflorescências	Fotografias n.º:	
Pulverulentas (pó) <input type="checkbox"/> Cor: _____ Agregado de cristais aciculares <input type="checkbox"/> Eflorescências "fluffy" (pêlo) <input type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> Colonização biológica	Fotografias n.º: 1 e 2	
musgo <input checked="" type="checkbox"/> líquenes <input type="checkbox"/> pequenos arbustos <input type="checkbox"/> árvores de grandes dimensões <input type="checkbox"/>		
Outros:		

**COMENTÁRIOS:**

- Quanto à tipologia da parede, esta é de folha dupla, sendo em cantaria na face exterior e em alvenaria de pedra na face interior, como se pode constatar nas figuras 1 e 4.

Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**



Figura 1- Alçado lateral esquerdo do edifício.



Figura 3 - Fissura diagonal verificada no alçado lateral esquerdo.



Figura 2 - Secção da parede dupla em alvenaria e cantaria referente ao alçado lateral esquerdo.



Figura 4 - Face interior do alçado lateral esquerdo.



Figura 5 - Representação esquemática das anomalias do alçado lateral direito (sem escala).

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

## **ANEXO III – FICHA DE INSPEÇÃO DE ELEMENTO DE MADEIRA**

ELEMENTOS DE MADEIRA

**ELEMENTOS GERAIS:**

Local: Rua de São Paio, nº36 – Sequeira, Braga

Data: 07-05-2021

Localização do Elemento

Secção (b x h): 200 x 230 (mm)

Espécie de Madeira: resinosa (pinho)

Identificação do Elemento:

Massa Volumétrica (Kg/m<sup>3</sup>): medida \_\_\_\_ assumida  
530 (fonte: LNEC)

Norma Utilizada: UNI11119:2004,  
UNI11035:2003

Humidade Relativa: >44 %

Temperatura ambiente: 14.5(°C); Hr,ar=76,9%

**ANALISE DOS DEFEITOS DA MADEIRA:**

Nós:  isolados  agrupados

Fotografias n.º: 1

Diâmetro mínimo (d<sub>min</sub>): 130 (mm)

∑ diâmetros mínimos (∑d): (mm)

Largura da face (b): 200 (mm)

Largura da Face (b): (mm)

$$A = \frac{d \text{ min}}{b} = \frac{130}{200} = 0,65$$

$$Ag = \frac{\sum d \text{ min}}{b} = - - =$$

**NOTA:** Em nós isolados considera-se o d<sub>min</sub> do maior nó. Em nós agrupados somam-se os diâmetros mínimos de nós existentes numa extensão de 150 mm ou ate as fibras não estarem realinhadas (∑d).

Descaio:  sim  não

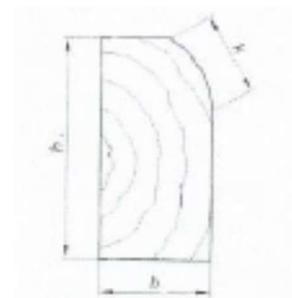
Fotografias n.º:

h: (mm)

b: (mm)

k: (mm)

$$s = \frac{k}{h} = - - =$$



Largura do anéis de crescimento: \_\_\_\_\_ (mm)

**NOTA:** Medir no caso de ser possível e comparar com o valor limite para o tipo de madeira em causa.

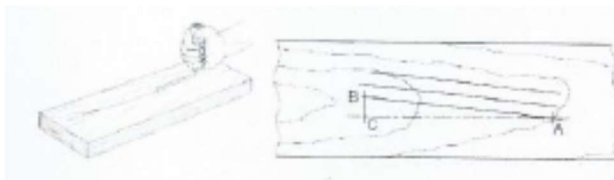
ELEMENTOS DE MADEIRA

Inclinação do Fio:  existe  não existe Fotografias n.º:

BC: \_\_\_\_\_ (mm)

AC: \_\_\_\_\_ (mm)

$$i = \frac{BC}{AC} = -$$



Fendas:  existe  não existe

repassada

**NOTA:** Fenda repassada é aquela que ocorre simultaneamente em duas faces de um elemento.

Fotografias n.º:

Tipo de fenda: S e R Idade: \_\_\_\_\_

Abertura de Fenda: 3 (mm)

Comprimento de fenda: 500 (mm)

Profundidade de fenda: 15 (mm)

TIPO DE FENDA	SIGLA
Secagem	S
Retração	R
Anular	A
Danos Externos	DE

Empenos:  existe  não existe Fotografias n.º:

**NOTA:** O empeno em meia-cana é medido em toda a largura da peça. Empenos em hélice, arco de face ou arco de canto são avaliados num comprimento de 2 metros.

Desenho:

Tipo de empeno:

Flecha de elemento (x): (mm)

TIPO DE EMPENO	SIGLA
Arco de face	AF
Arco de canto	AC
Hélice	H
Meia-cana	MC

**ATAQUE BIOLÓGICO E HUMIDADES:**

Ataque Biológico:  existe  não existe Fotografias n.º: 2 e 3

Serrim – forma: \_\_\_\_\_  orifícios de saída – forma: circular

Ø: \_\_\_\_\_ (mm) Ø: 2 (mm)

**ELEMENTOS DE MADEIRA**

Extensão do ataque: \_\_\_\_\_  
comprimento da viga

Extensão do ataque: todo

Insetos xilófagos

Fungos

Asas soltas \_\_\_\_\_ (mm)

Forma:

Cheiro a terra húmida \_\_\_\_\_ (mm)

Ø:

Textura:

Estado da Madeira: \_\_\_\_\_

Extensão do ataque:

Oca  
elíptica, outros.

**NOTA:** a forma pode ser circular, retangular,

Não Oca

Humidade:  existe  não existe

Ferrugem em elementos metálicos

Manchas de humidade no elemento  Saturado no Apoio

**Recolha de Amostras:**  Sim  Não

AMOSTRA	SEÇÃO (MM <sup>2</sup> )	FOTOGRAFIA N.º

**RESULTADOS DOS NDTs**

Ensaio não-destrutivos designação:

\_\_\_\_\_

**Esquema**

LOCALIZAÇÃO NO ELEMENTO

REF. DO ENSAIO

**ELEMENTOS DE MADEIRA**


**CONCLUSÕES DA CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA:**

De acordo com a norma de classificação visual: UNI11119:2004 e UNI11035:2003

- Elemento é adequado para o uso estrutural
- Elemento não é adequado para o uso estrutural

Classificação visual (classe): Coníferas

**COMENTÁRIOS:**

- Não foram realizados ensaios NDT's;
- Os nós ultrapassam os limites definidos pela norma.

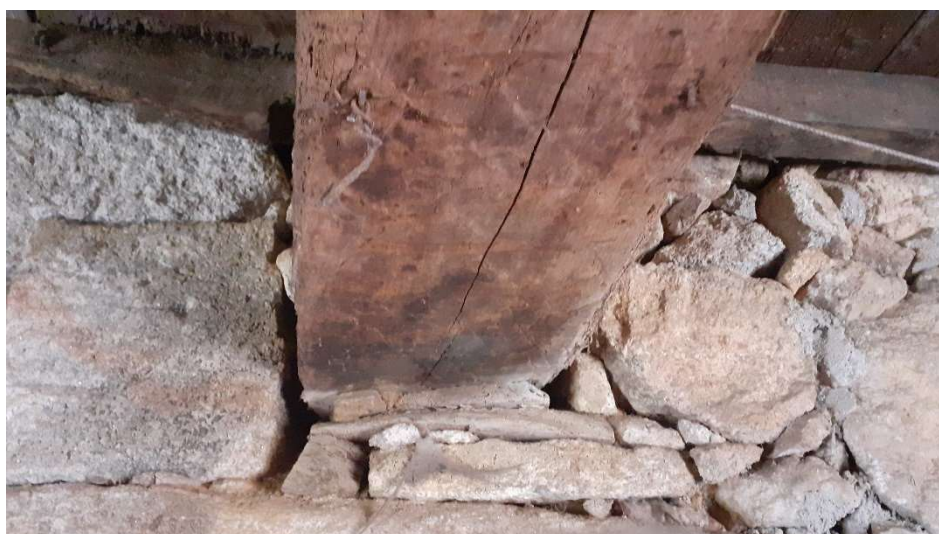
Este ponto diz respeito a todas a informações não incluídas nos pontos anteriores.

**ANEXOS:**

**ELEMENTOS DE MADEIRA**



Fotografia 1 – Encontro da viga com a parede de alvenaria, evidenciando uma fenda longitudinal, nós e ataque de insetos xilófagos.



Fotografia 2 - Encontro da viga com a parede de alvenaria, evidenciando uma fenda longitudinal, manchas de humidade e ataque de insetos xilófagos.

ELEMENTOS DE MADEIRA



Fotografia 3 – Viga com perda de secção, evidenciando o ataque de insetos xilófagos.

Este ponto diz respeito a todas a informações que se retiram da inspeção, como fotos da inspeção, registos dos aparelhos e pormenores construtivos.

O técnico

Data

07/05/2021

## **ANEXO IV – FICHAS DE ANOMALIAS**



## EE.COB.CC01-007

Zona do Edifício:	Envolvente Exterior
Elemento Construtivo:	Cobertura
Componente Construtivo:	CC01 – Cobertura inclinada

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Cobertura inclinada, composta por uma estrutura em madeira maciça de pinho e por telhas cerâmicas de canudo, assentes sobre ripado de madeira.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

Inexistência e deterioração de grande parte das telhas de canudo da cobertura.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A deterioração das telhas de canudo da cobertura deve-se a agentes agressores atmosféricos (vento, água da chuva e variações bruscas de temperatura). Pode dever-se também à conceção/construção deficiente e/ou má qualidade dos materiais utilizados e à ausência, insuficiência ou inadequação da manutenção. A inexistência das telhas deve-se à degradação e deterioração, com consequente rotura, dos elementos de suporte, nomeadamente o ripado e a estrutura em madeira, por ação da água.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico à cobertura para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 - Deterioração da cobertura - vista do arruamento.

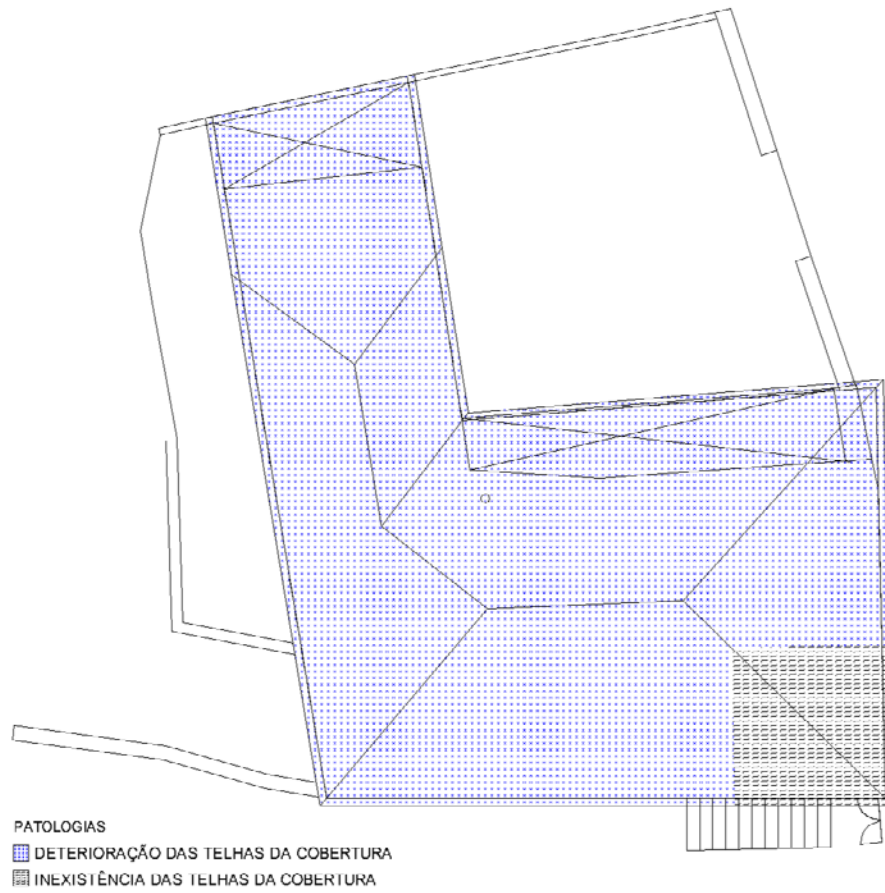


Figura 2- Representação das anomalias - planta de cobertura (sem escala).



## Est.COB.CC48-007

Zona do Edifício:

Estrutura

Elemento Construtivo:

Cobertura

Componente Construtivo:

CC48 – Asna

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Meia asna de madeira maciça em pinho constituída por uma linha, por uma perna inclinada, apoiada na parede resistente e no frechal e por um tirante/escora.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

Os elementos estruturais de madeira das asnas e dos restantes elementos da cobertura (madres, varas, ripas e frechal) apresentam um elevado grau de deterioração. Observou-se podridão de cor castanha, orifícios de saída de insetos xilófagos para o exterior e elementos de madeira com grande perda de secção.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A falta de estanquidade da cobertura permitiu a penetração da água da chuva na madeira, criando ambientes propícios para o desenvolvimento e proliferação de agentes biológicos, mais precisamente a colonização de fungos de podridão. A perda de secção deve-se ao ataque de insetos xilófagos (térmitas) que se alimentam de madeira.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico à cobertura para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 - Deterioração/deformação da meia asna de madeira - alpendre a nordeste do edifício.



Figura 2 - Deterioração da estrutura em madeira da cobertura – alpendre a nordeste do edifício.

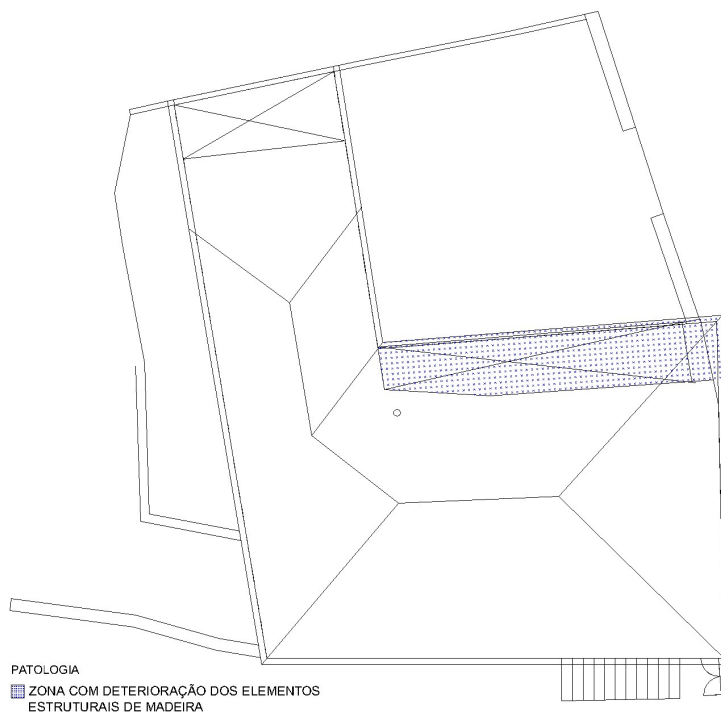


Figura 3 - Representação da zona da cobertura com deterioração da estrutura em madeira - planta cobertura (sem escala).



## Est.COB.CC48-018

Zona do Edifício:

Estrutura

Elemento Construtivo:

Cobertura

Componente Construtivo:

CC48 – Asna

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Meia asna de madeira maciça em pinho constituída por uma linha, por uma perna inclinada, apoiada na parede resistente e no frechal e por um tirante/escora.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

Os elementos de madeira da cobertura apresentavam-se com deformação excessiva (mais observado nas linhas).

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A deformação excessiva da asna deve-se ao facto de a água da chuva ser absorvida pela superfície e, seguidamente, pelas paredes celulares do elemento de madeira, levando à alteração (aumento) da humidade existente. A variação do grau de humidade fomenta o fenómeno de retração do material que pode originar curvaturas, empenos e fendas.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico à cobertura para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 - Deformação da estrutura em madeira da cobertura - apendrece a noroeste do edifício.

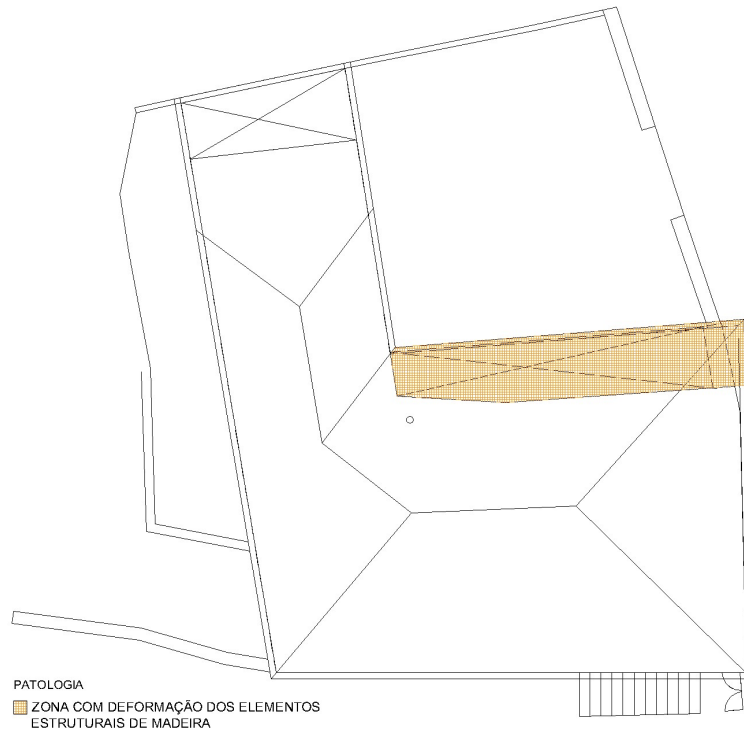


Figura 2 - Representação da zona da cobertura com deformação da estrutura em madeira - planta cobertura (sem escala).



## EE.FAC.CC47-001

Zona do Edifício:

Envolvente Exterior

Elemento Construtivo:

Fachada

Componente Construtivo:

CC47 – Alvenaria de granito

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Parede de alvenaria de granito referente à fachada a Noroeste do edifício, de folha dupla, composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, com junta entre elementos de espessura variável em saibro e com revestimento exterior em reboco tradicional, inicialmente caiado.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A parede de alvenaria de granito apresentava uma fenda com direção predominantemente vertical nas juntas entre elementos, com uma extensão de cerca de 2/3 da altura da fachada.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A fissuração das juntas deve-se a assentamentos diferenciais, resultantes da desconsolidação da base dos elementos de fundação, originada pelas cargas excessivas de uma construção mais recente ao lado da parede em análise.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais, com registo fotográfico à fachada para constatação, registo e análise, dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 – Fissura das juntas - fachada a noroeste do edifício

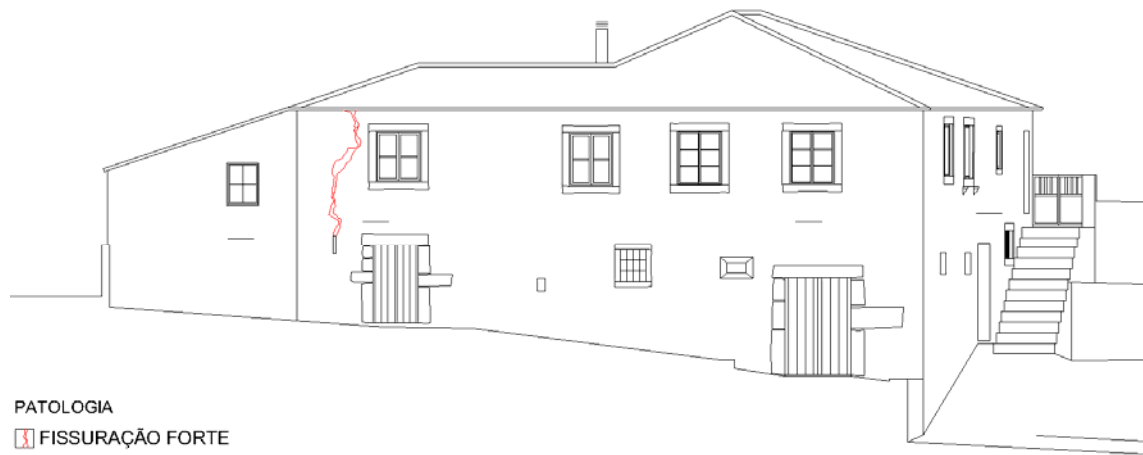


Figura 2 – Representação da fissura - alçado noroeste (sem escala).

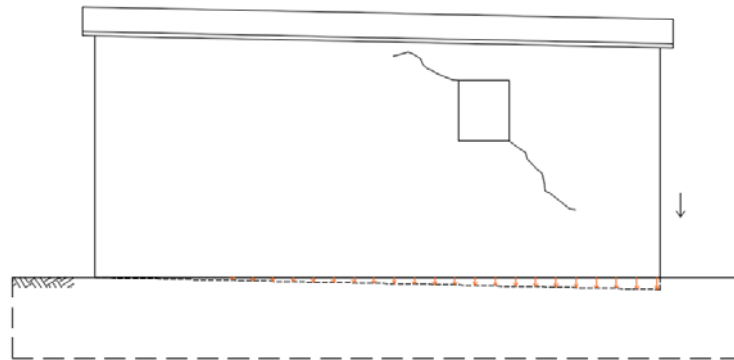


Figura 3 – Representação esquemática do assentamento diferencial da fundação – exemplo (sem escala).



## EE.FAC.CC47-018

Zona do Edifício:

Envolvente Exterior

Elemento Construtivo:

Fachada

Componente Construtivo:

CC47 – Alvenaria de granito

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Parede de alvenaria de granito referente à fachada a Noroeste do edifício, de folha dupla, composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, com junta entre elementos de espessura variável em saibro e com revestimento exterior em reboco tradicional, inicialmente caiado.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A parede de alvenaria de pedra apresenta deformação vertical para fora do plano, com maior evidência a meio vão.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A deformação para fora do plano da parede de alvenaria deveu-se a ações gravíticas elevadas resultantes da alteração das condições de carregamento originais que se pode constatar pelos diferentes materiais que constituem a parede que evidenciam diferentes fases construtivas.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais, com registo fotográfico à fachada para constatação, registo e análise, dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 - Deformação para fora do plano - fachada a noroeste do edifício.



Figura 2 - Representação da deformação para fora do plano – alçado noroeste (sem escala).

**Elementos Afins:**



Figura 3 - Deformação para fora do plano – fachada a sudoeste do edifício.



## EE.FAC.CC47-001

Zona do Edifício:

Envolvente Exterior

Elemento Construtivo:

Fachada

Componente Construtivo:

CC47 – Alvenaria de granito

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Parede de alvenaria de granito referente à fachada a Sudoeste do edifício, de folha dupla, composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, com junta entre elementos de espessura variável em saibro e com revestimento exterior em reboco tradicional, inicialmente caiado.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A parede de alvenaria de granito apresenta uma fissura estrutural que se manifesta no suporte e no reboco, com direção predominante - diagonal descendente, logo abaixo da contra verga.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A fissuração deve-se à deformação estrutural a longo prazo dos elementos, originada pelas cargas atuantes excessivas, pela deformação dos elementos de madeira e/ou por variações higrotérmicas. A fissura também pode resultar do assentamento diferencial da fundação.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais, com registo fotográfico à fachada para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 – Fissura diagonal - fachada a sudoeste do edifício.



Figura 2 - Representação da fissura – alçado sudoeste (sem escala).

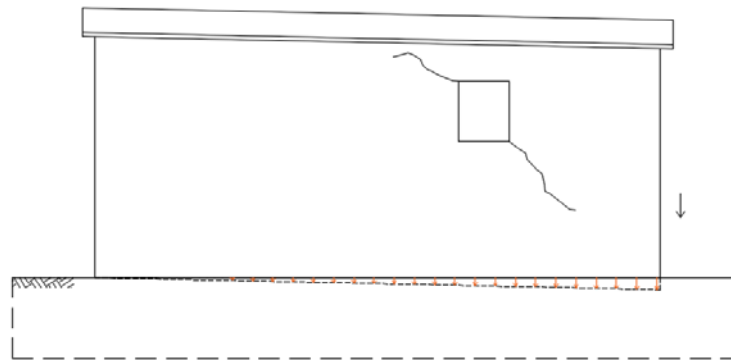


Figura 3 - Representação esquemática do assentamento diferencial da fundação – exemplo (sem escala).



## El.Par.CC47-019

Zona do Edifício:

Envolvente Interior

Elemento Construtivo:

Parede

Componente Construtivo:

CC47 – Alvenaria de granito

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Parede de interior do rés-do-chão em alvenaria de granito, composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, com junta entre elementos de espessura variável em saibro.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A parede de alvenaria de granito apresenta humidade ascensional manifestada sob a forma de sais cristalizados à superfície (eflorescências) e manchas de humidade.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

As eflorescências surgem frequentemente em zonas de humidade ascensional. Este fenómeno deve-se à ausência de corte hídrico na base das parede e fundações que estão em contacto direto com o solo permitindo o aparecimento, por capilaridade, de soluções salinas vindas do solo.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais, com registo fotográfico à parede para constatação, registo e análise, dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 – Parede de alvenaria em granito afetada por eflorescências – rés-do-chão.

### Elementos Afins:

Para além da região afetada acima representada, também se verificaram eflorescências e humidade ascensional noutra zona da parede em alvenaria em contacto com o pavimento térreo. As zonas afetadas por esta anomalia estão abaixo apresentadas.



Figura 2 - Representação das eflorescências nas paredes em alvenaria de granito – planta do rés-do-chão (sem escala).



## Est.Pav.CC46-007

Zona do Edifício:	Envolvente Interior
Elemento Construtivo:	Pavimento
Componente Construtivo:	CC46 – Viga

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Viga estrutural de madeira (pinho), de suporte da laje estrutural do pavimento do andar, em elemento rolado aparado nas faces vertical e horizontal, com secção média de 200x230 mm<sup>2</sup>.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A viga estrutural em madeira apresentava-se bastante deteriorada, com perda de secção e com orifícios de saída de insetos xilófagos (térmitas) para o exterior.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

A perda de área de secção deve-se ao ataque por insetos xilófagos (térmitas) que se alimentam de madeira.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico à viga para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 – Deterioração da viga 1.3 – teto do rés-do-chão.

### Elementos Afins:

As restantes vigas principais do teto do rés-do-chão das divisões inspecionadas (área delimitada a vermelho) também se apresentavam deterioradas, tal como está representado na figura abaixo.

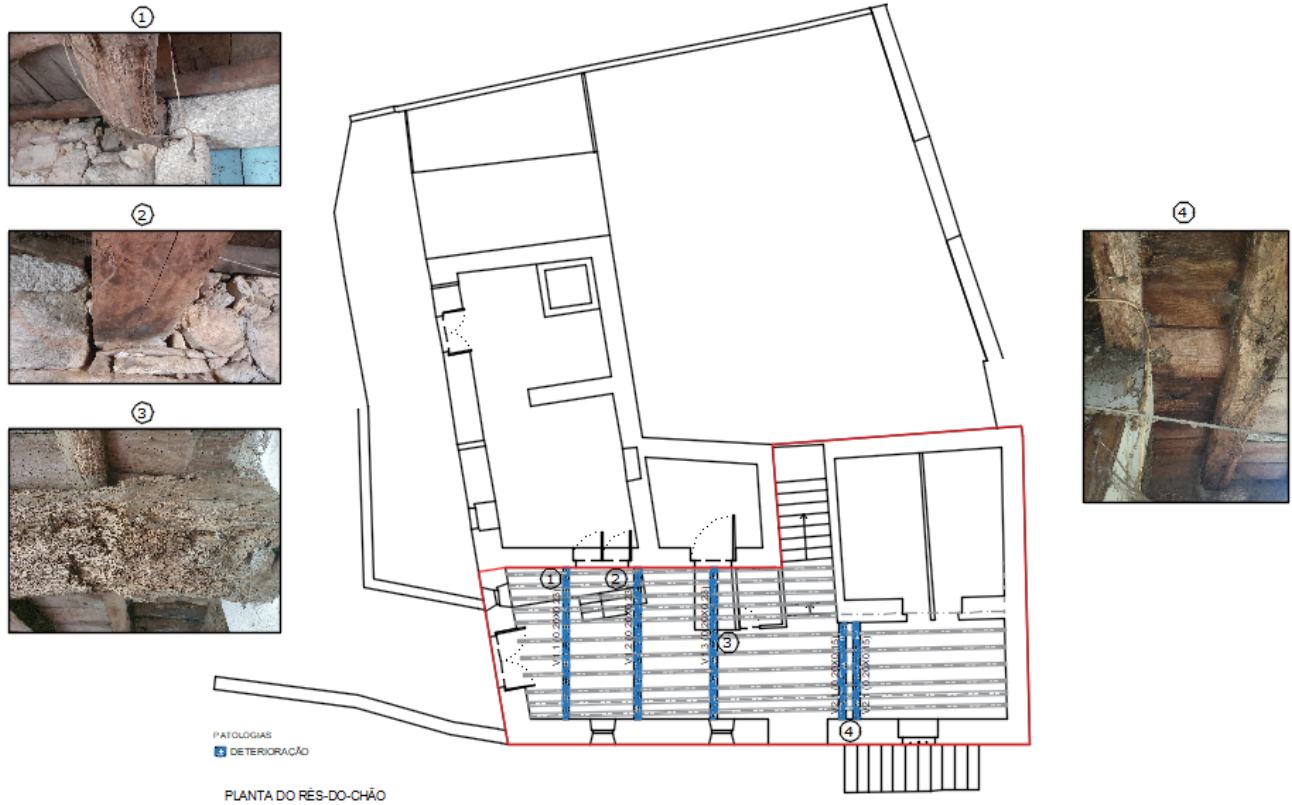


Figura 2 – Representação das vigas deterioradas na área inspecionada – planta do teto do rés-do-chão (sem escala).



## Est.Pav.CC46-002

Zona do Edifício:	Envolvente Interior
Elemento Construtivo:	Pavimento
Componente Construtivo:	CC46 – Viga

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Viga estrutural de madeira (pinho), de suporte da laje estrutural do pavimento do andar, em elemento rolado aparado nas faces vertical e horizontal, com secção média de 200x230 mm<sup>2</sup>.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

A viga estrutural em madeira apresentava manchas de humidade e inícios de podridão na zona de entrega dos apoios.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

As manchas de humidade e inícios de podridão devem-se à falta de impermeabilização na zona de entrega da viga, visto que a penetração da água da chuva na madeira cria ambientes propícios para o desenvolvimento e proliferação de agentes biológicos, nomeadamente a colonização de fungos de podridão.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico à viga para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1 - Manchas de humidade na viga 1.3 - teto do rés-do-chão.





## El.Pav.CC18-016

Zona do Edifício:

Envolvente Interior

Elemento Construtivo:

Pavimento

Componente Construtivo:

CC18 – Pavimento sob ENA

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Revestimento do pavimento em soalho de madeira (pinho) com 22mm de espessura composto por régua longitudinal com encaixe macho-fêmea com acabamento em verniz.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

O pavimento em soalho do andar apresenta-se empolado, com manchas de humidade e podridão nas zonas de encontro com a parede interior.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

As manchas de humidade, empolamento e início de podridão devem-se à infiltração de água proveniente da cobertura pouco estanque aliada à ausência de manutenção.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico ao pavimento para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1- Soalho de madeira do piso empolado, com manchas de humidade e presença de fungos.

### Elementos Afins:

A figura abaixo apresenta a área inspecionada (delimitada a vermelho), e as zonas com empolamento do soalho de madeira.



Figura 2 – Representação das zonas de empolamento do soalho - planta do piso superior (sem escala).



## El.Pav.CC18-018

Zona do Edifício:	Envolvente Interior
Elemento Construtivo:	Pavimento
Componente Construtivo:	CC18 – Pavimento sob ENA

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Revestimento do pavimento em soalho de madeira (pinho) com 22mm de espessura composto por régua longitudinal com encaixe macho-fêmea com acabamento em verniz.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

O pavimento em soalho do andar apresentava deformações elevadas por efeito da fluência.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

As deformações devem-se à conceção/execução iniciais deficientes e, provavelmente, à não consideração de novas solicitações aquando das intervenções posteriores e à presença de água/humidade nos elementos de madeira.

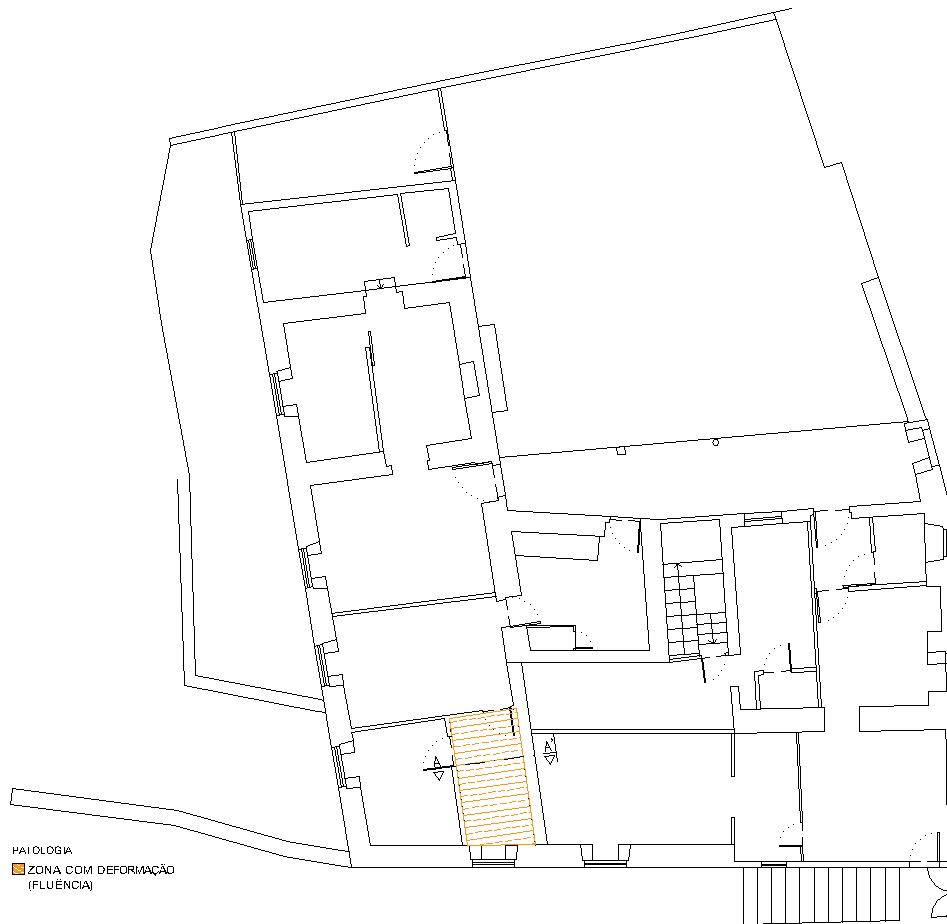
### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais com registo fotográfico ao pavimento para constatação, registo e análise dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1- Deformação por fluência do soalho em madeira – vista A-A'.



PAIOLÓGIA  
ZONA COM DEFORMAÇÃO  
(FLUÊNCIA)

PLANTA DO PISO SUPERIOR

Figura 2 – Representação do deformação por fluência do soalho em madeira - planta do piso superior (sem escala).



## Est.Fun.CC49-010

Zona do Edifício:	Estrutura
Elemento Construtivo:	Fundações
Componente Construtivo:	CC49 – Sapatas contínuas

### Descrição da Constituição do Elemento Construtivo:

Fundações constituídas por sapatas contínuas em alvenaria de pedra (granito) composta por pedras irregulares com dimensões variáveis, apresentando uma sobrelargura comparativamente às paredes em alvenaria que suportam.

### Descrição da Anomalia/Manifestação Presente:

Verificou-se assentamentos diferenciais da fundação.

### Causas/Possíveis Causas e Manifestações Afins:

Os assentamentos diferenciais da fundação devem-se às cargas excessivas provenientes da construção mais recente adjacente e ao descalçamento das fundações no encontro entre as fachadas noroeste e sudoeste. O assentamento da fundação levou à fissuração dessas mesmas fachadas.

### Ensaio Não Intrusivos, Pouco Intrusivos e Intrusivos efetuados:

Foram realizadas inspeções visuais, com registo fotográfico às fundações para constatação, registo e análise, dos locais onde se manifestam as anomalias.

### Elementos Gráficos e Fotos:



Figura 1- Descalçamento e assentamento da fundação – encontro das fachadas a noroeste e a sudoeste do edifício.

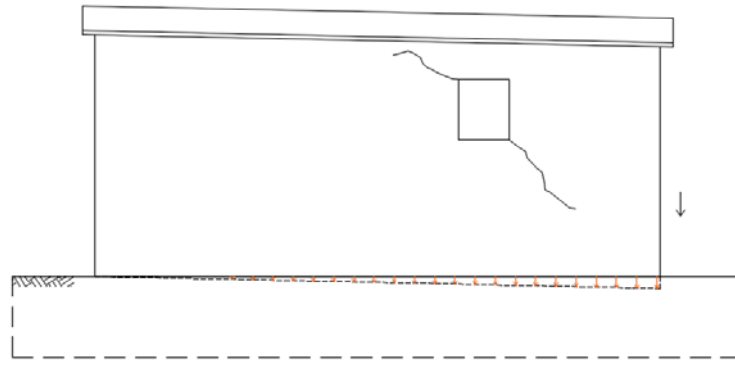


Figura 2 - Representação esquemática do assentamento diferencial da fundação – exemplo (sem escala).

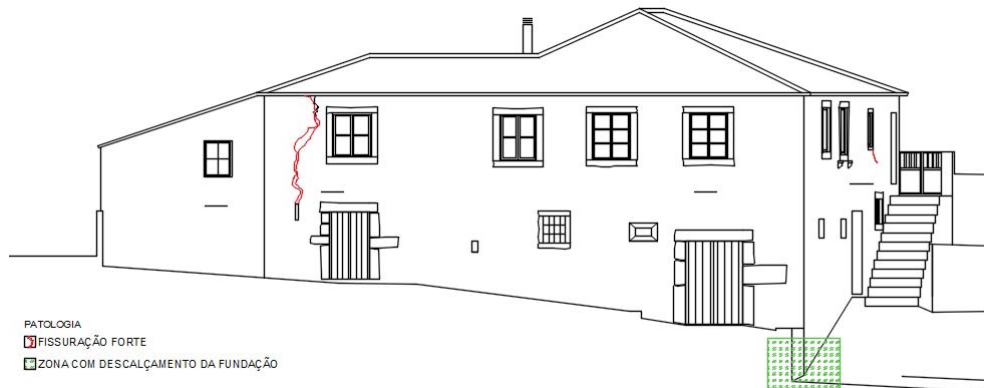
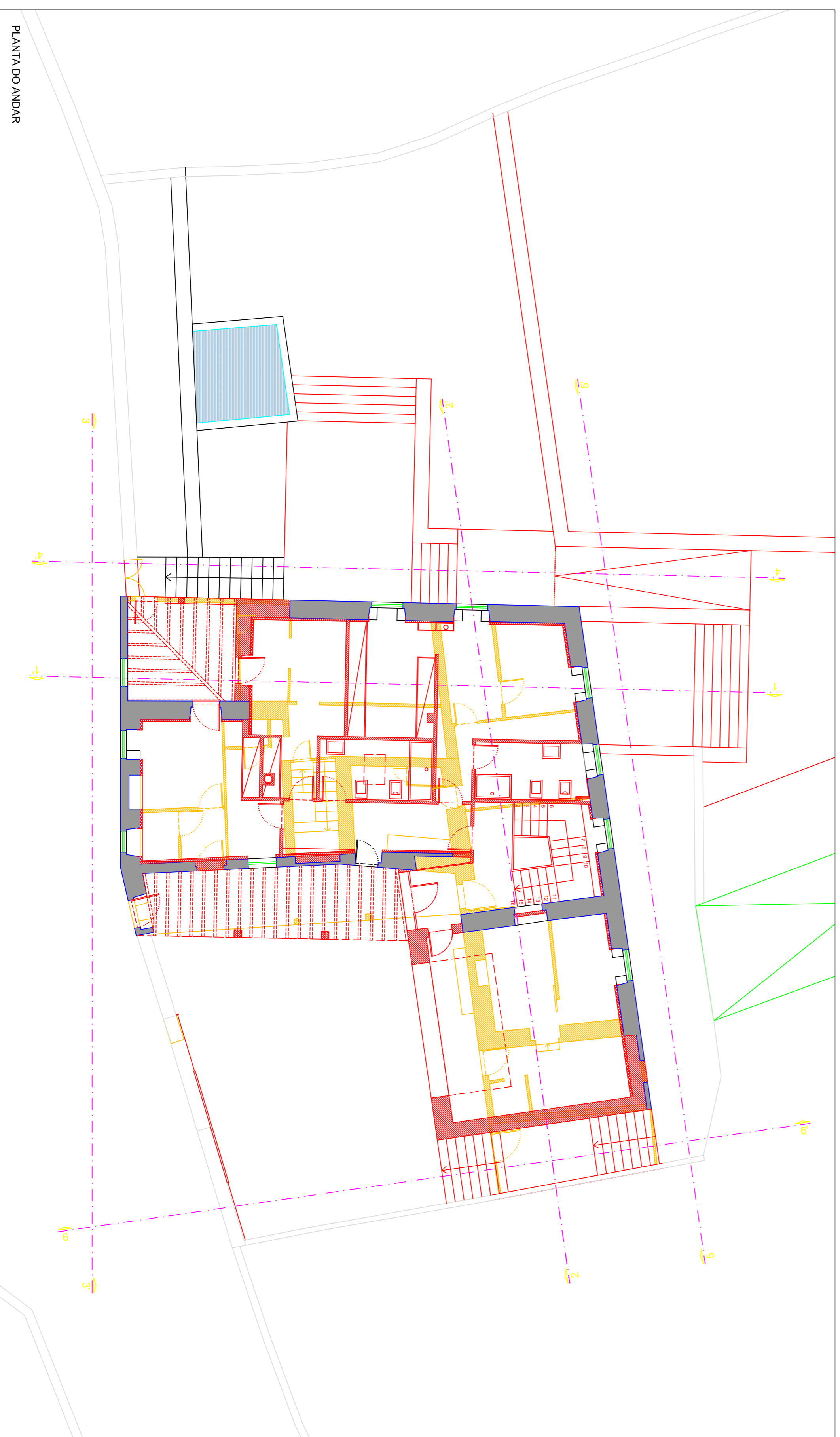
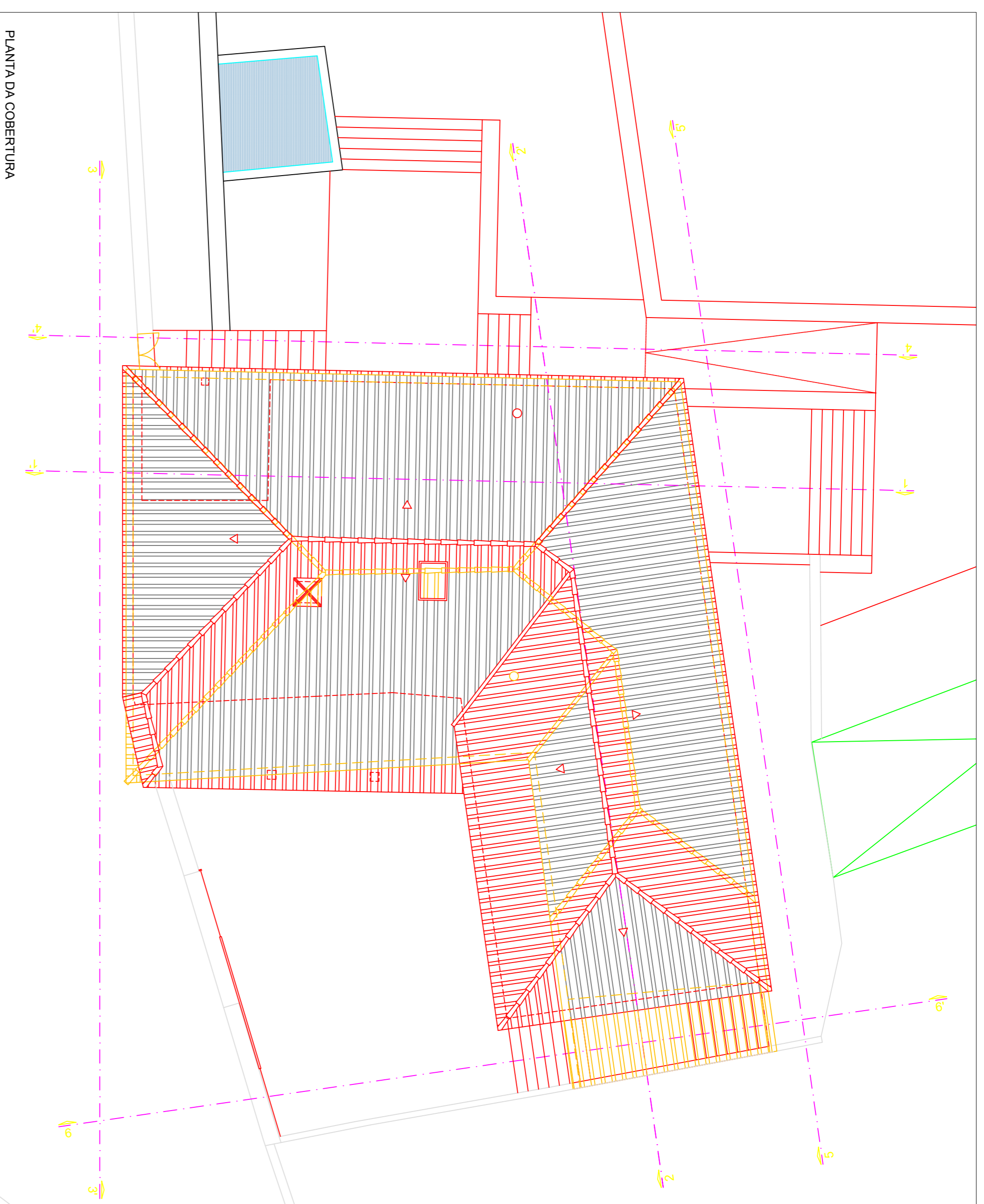
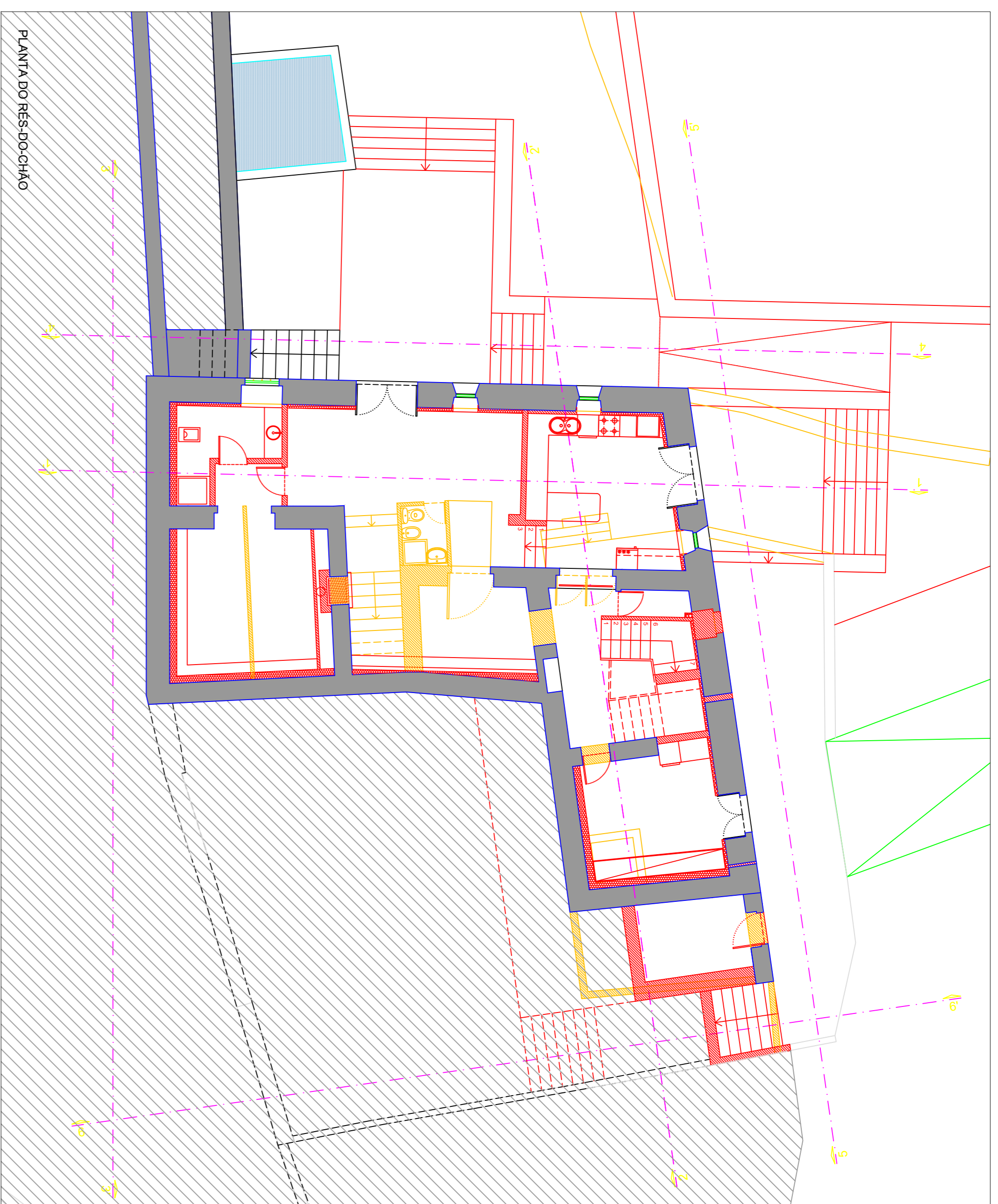


Figura 3 – Representação da zona de descalçamento da fundação e fissuras associadas ao assentamento diferencial da mesma – alçado noroeste (sem escala).

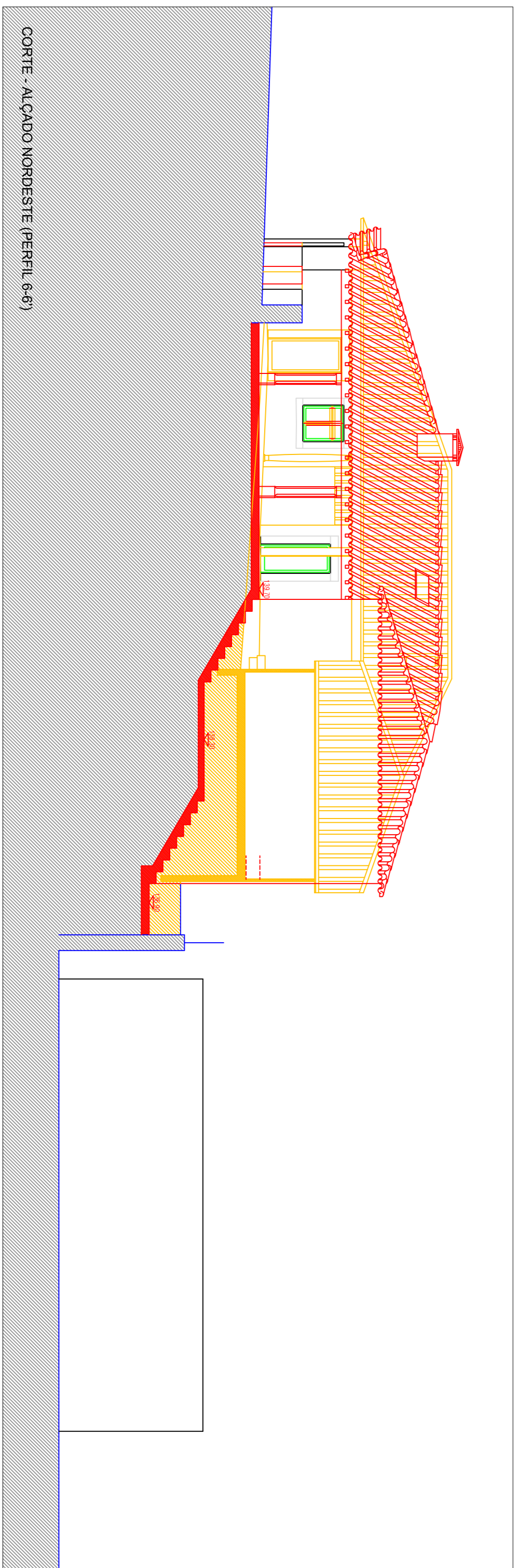
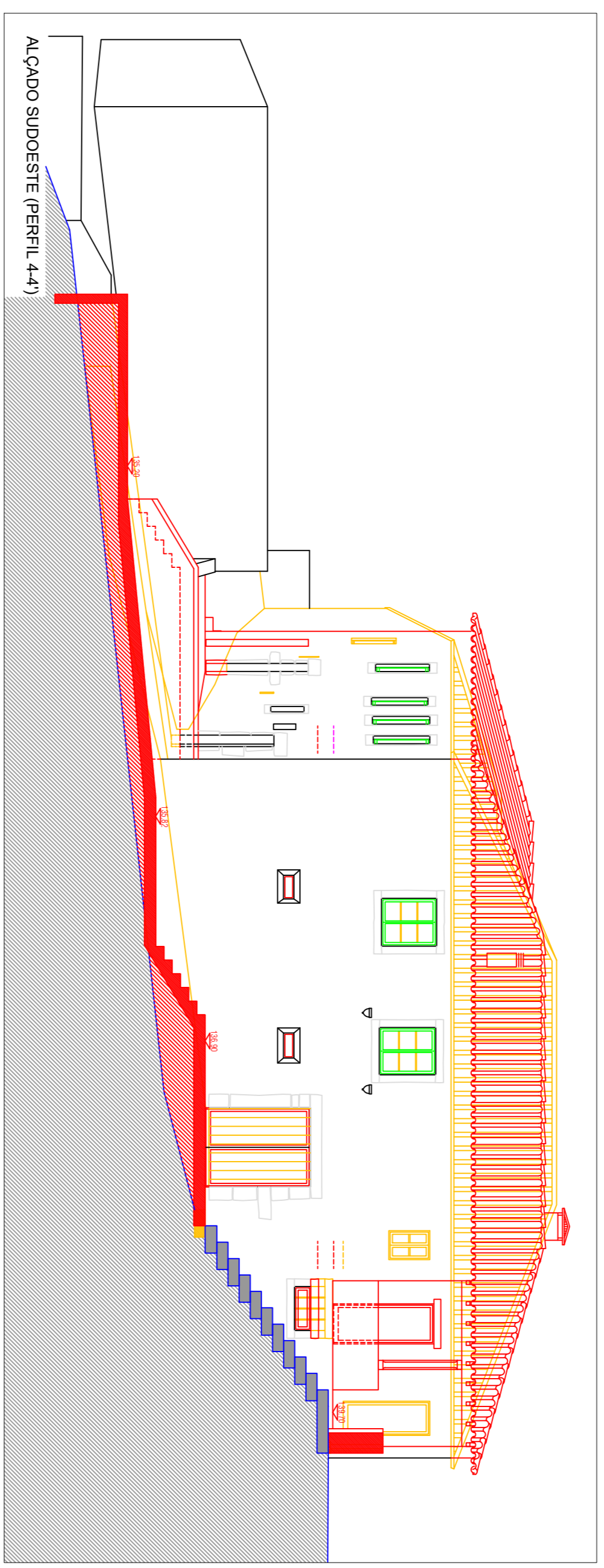
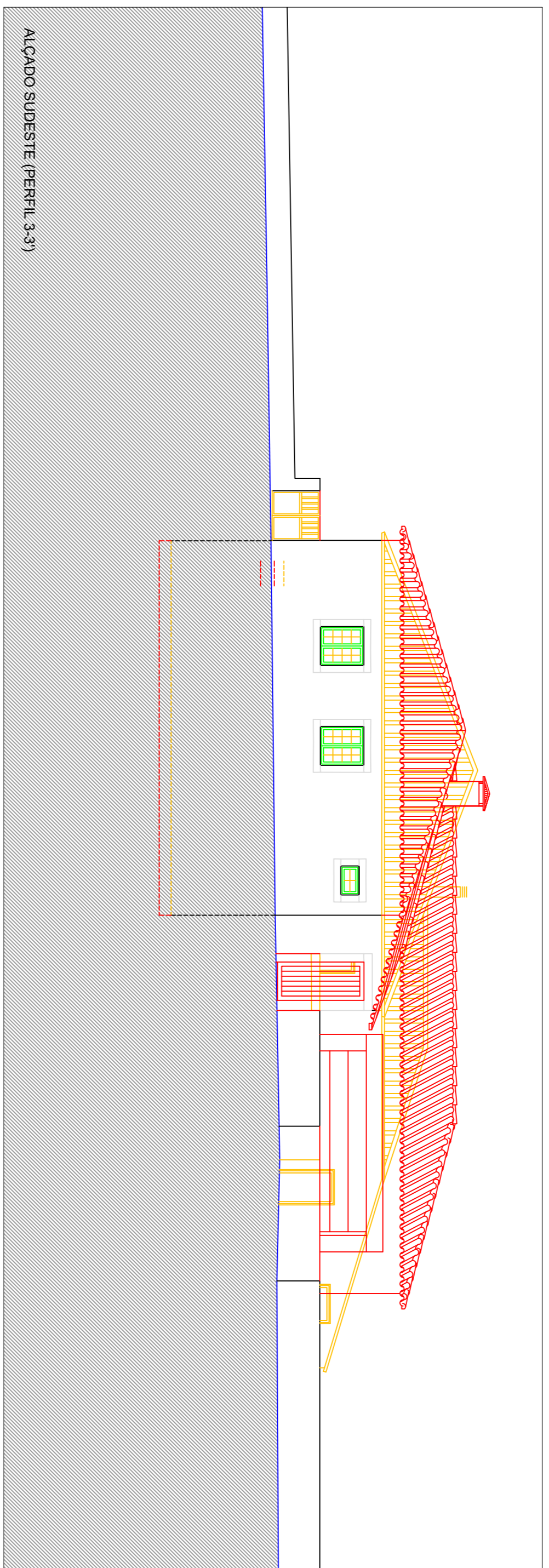
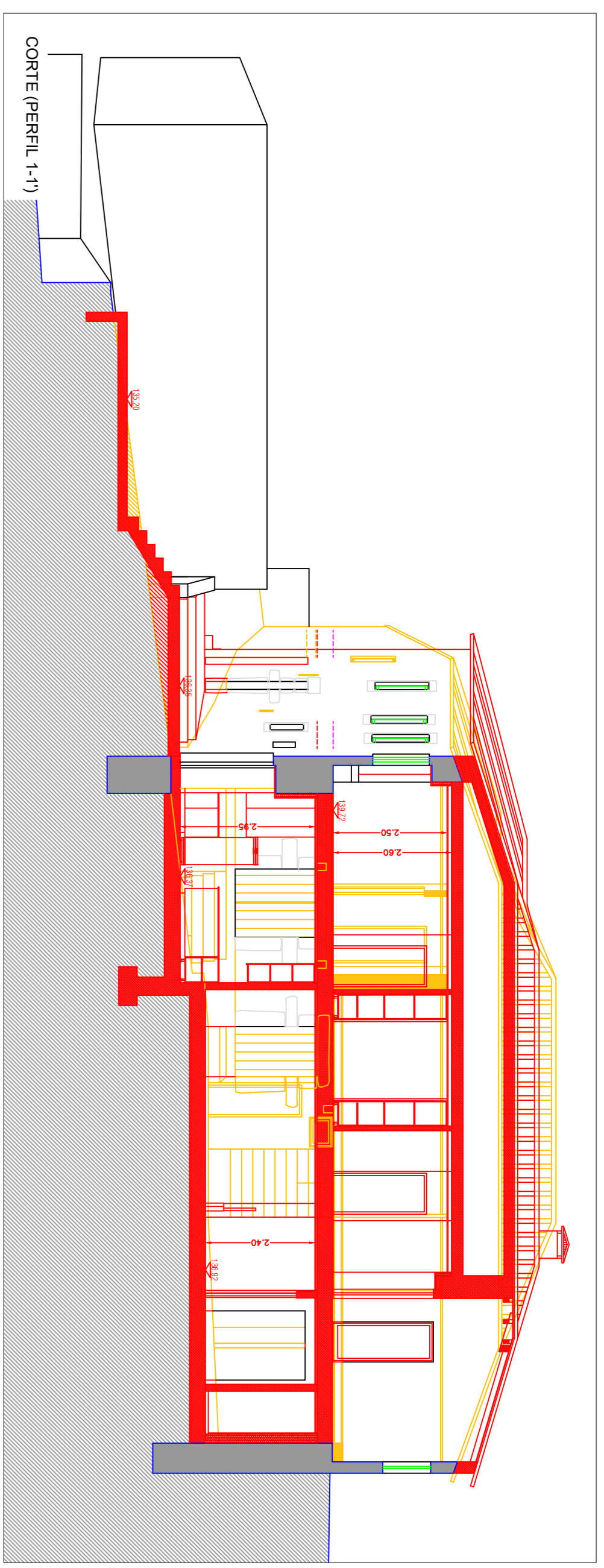
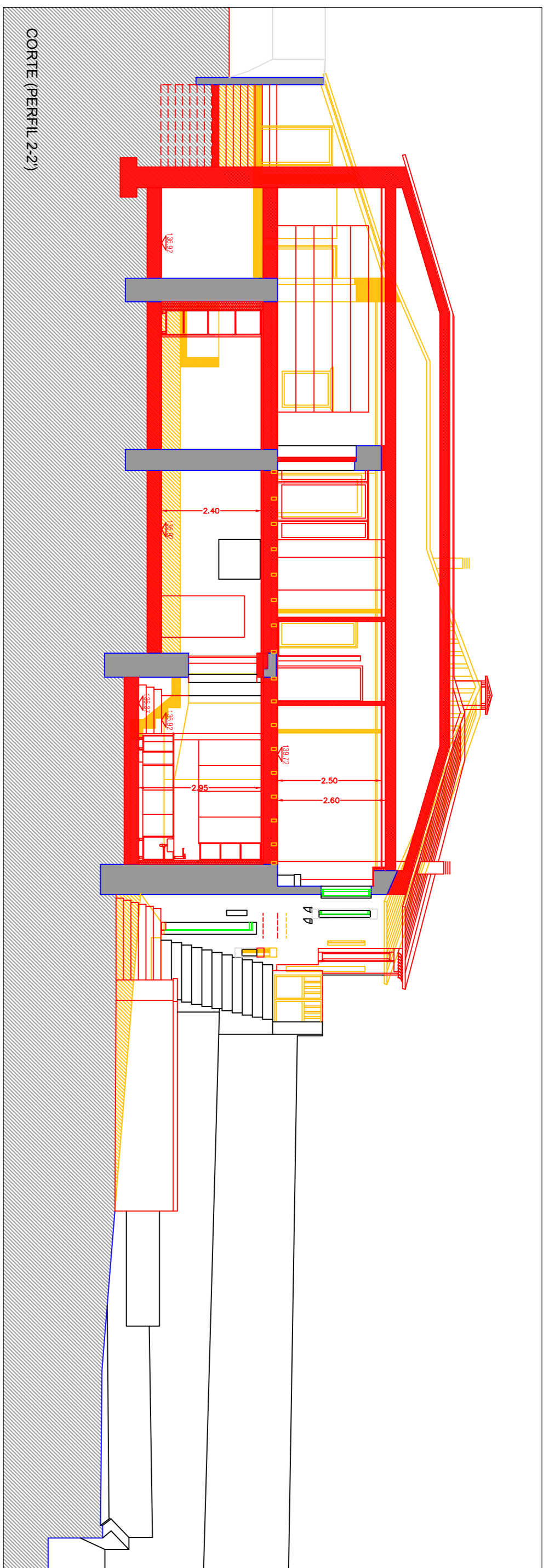
## **ANEXO V – PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE ARQUITETURA**



- EXISTENTE A MANTER
- A CONSTRUIR
- A DEMOIR



TIAGO NUNO AZEVEDO DE CORREIA  
 RUA DE SÃO PAULO, nº86  
 SEQUEIRA  
 BRAGA  
 RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO  
 ARQUITETURA  
 AMARELOS E VERMELHOS - PLANTAS  
 escala : 1/100  
 data : JUNHO 2020  
 processo :  
 autor do projeto :



- EXISTENTE MANEIR
- A CONSTRUIR
- A DEMOLIR

TIAGO NUNO AZEVEDO DE CORREIA

RUA DE SÃO PAULO, nº96

SEQUEIRA

BRAGA

RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO

ARQUITETURA

AMARELOS E VERMELHOS - CORTES E ALÇADOS

escala: 1

1/100

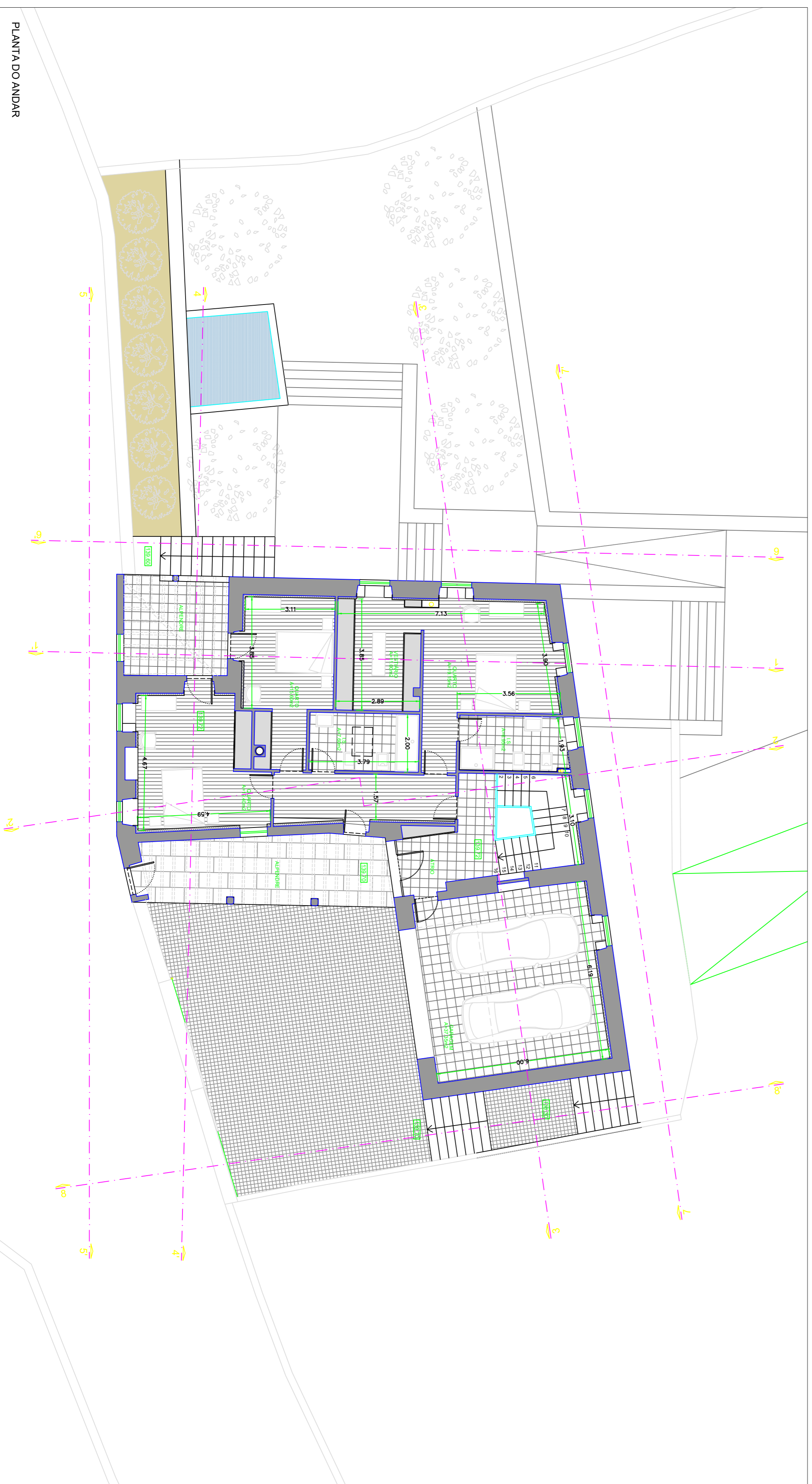
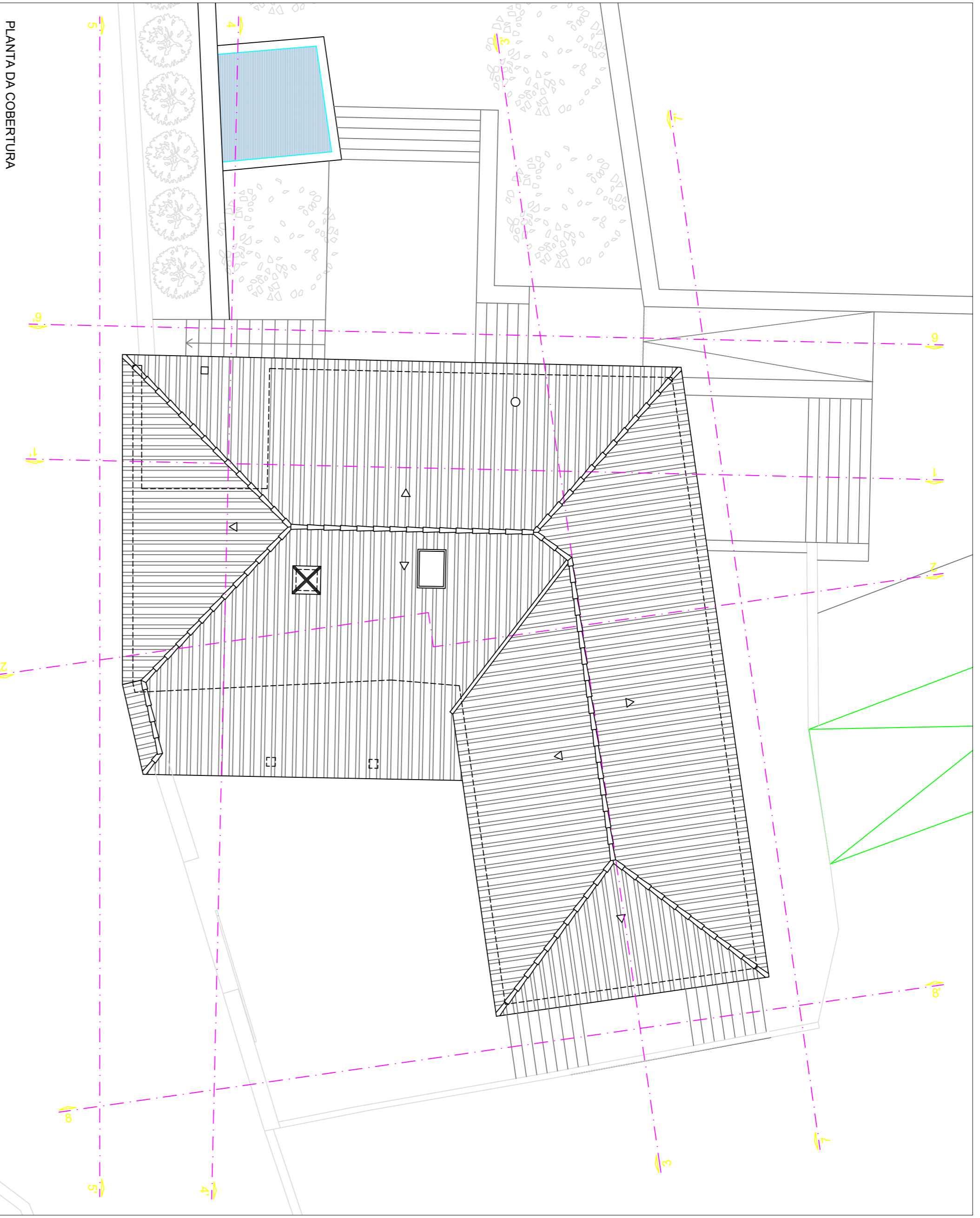
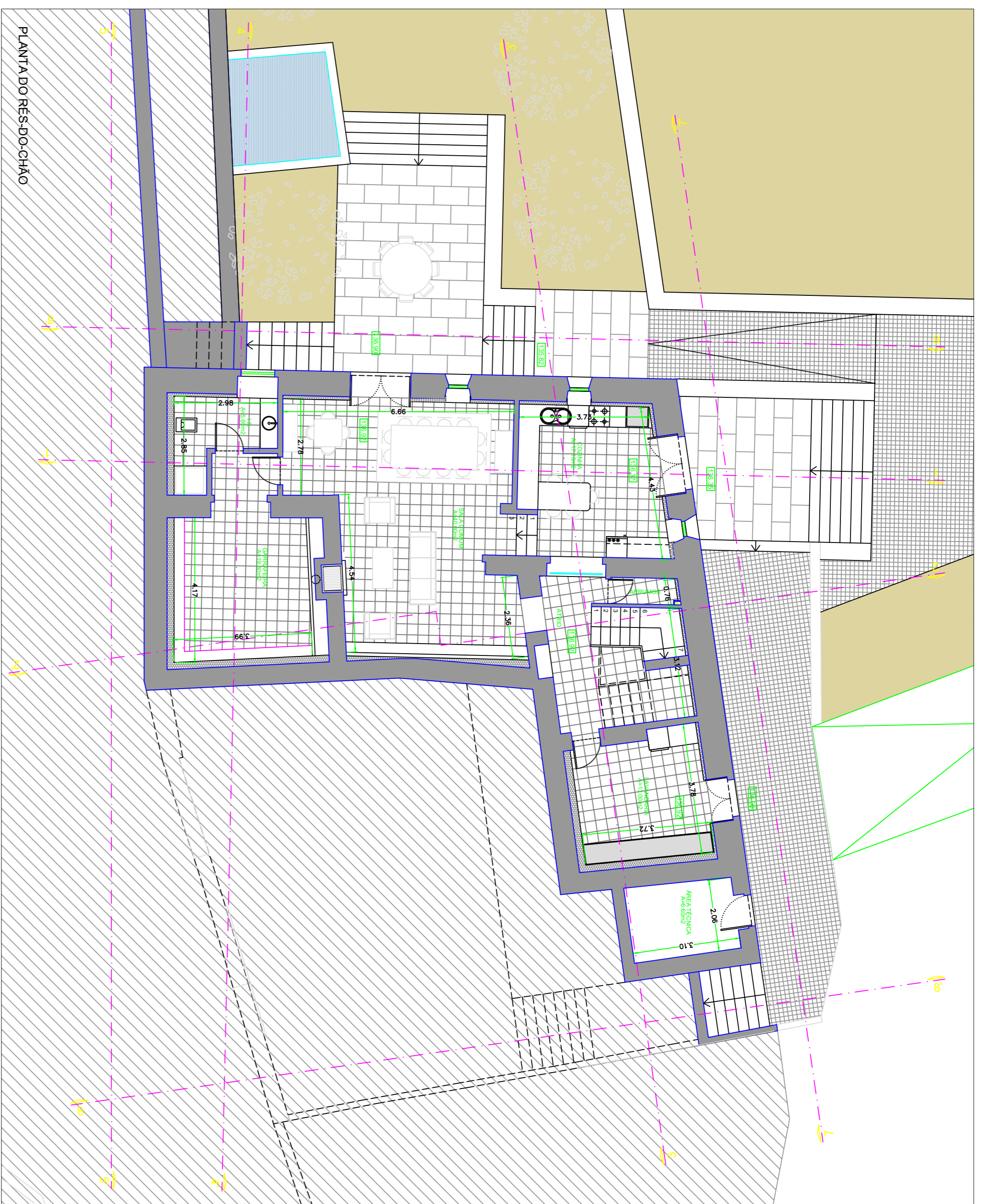
data: JUNHO 2020

processo:

autor do projeto:

29T\_19





TIAGO NUNO AZEVEDO DE CORREIA

RUA DE SÃO PAULO, nº96

SEQUEIRA

BRAGA

RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO

ARQUITETURA

PROPOSTA - PLANTAS

1/100

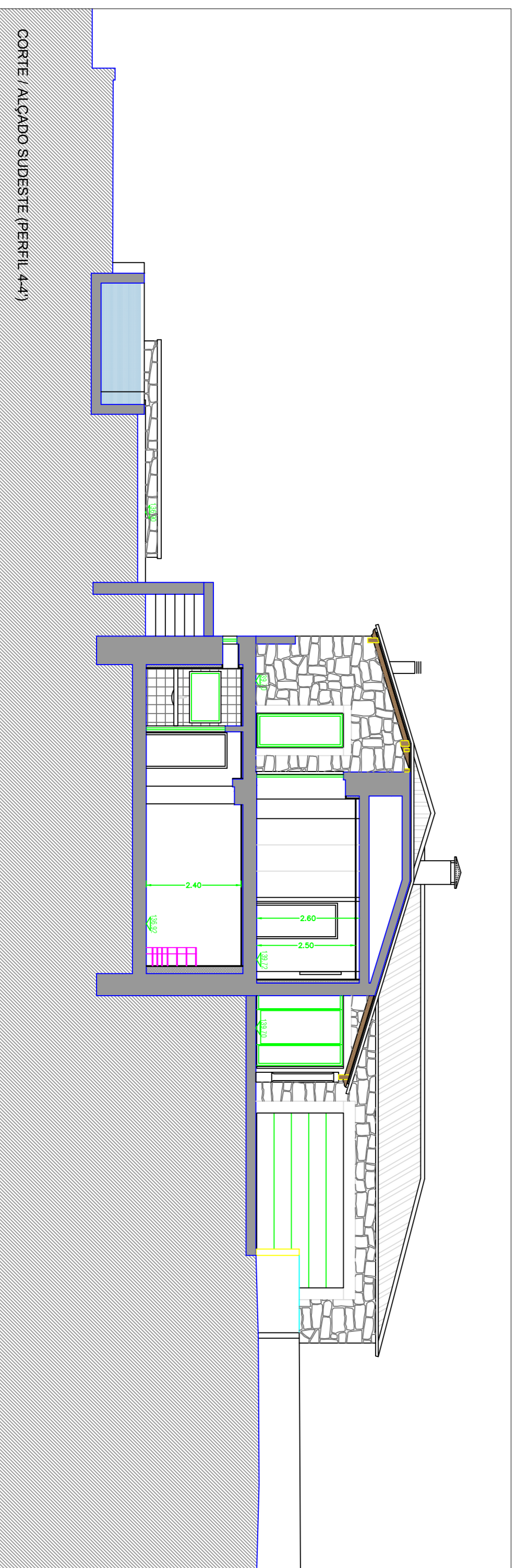
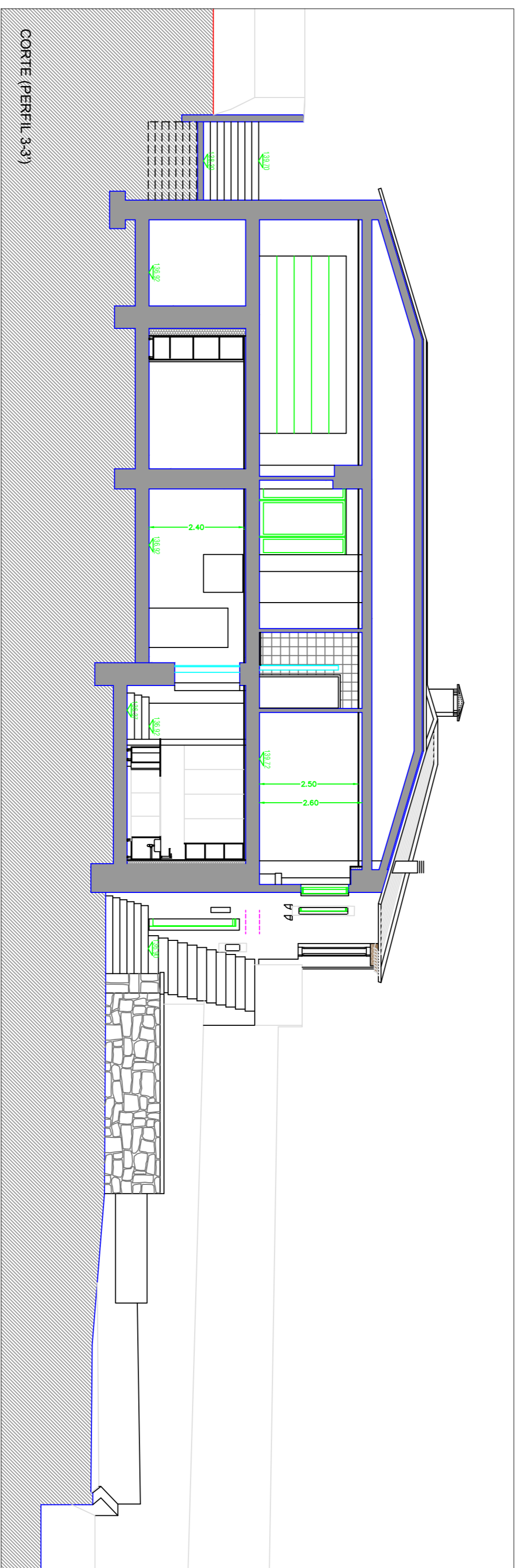
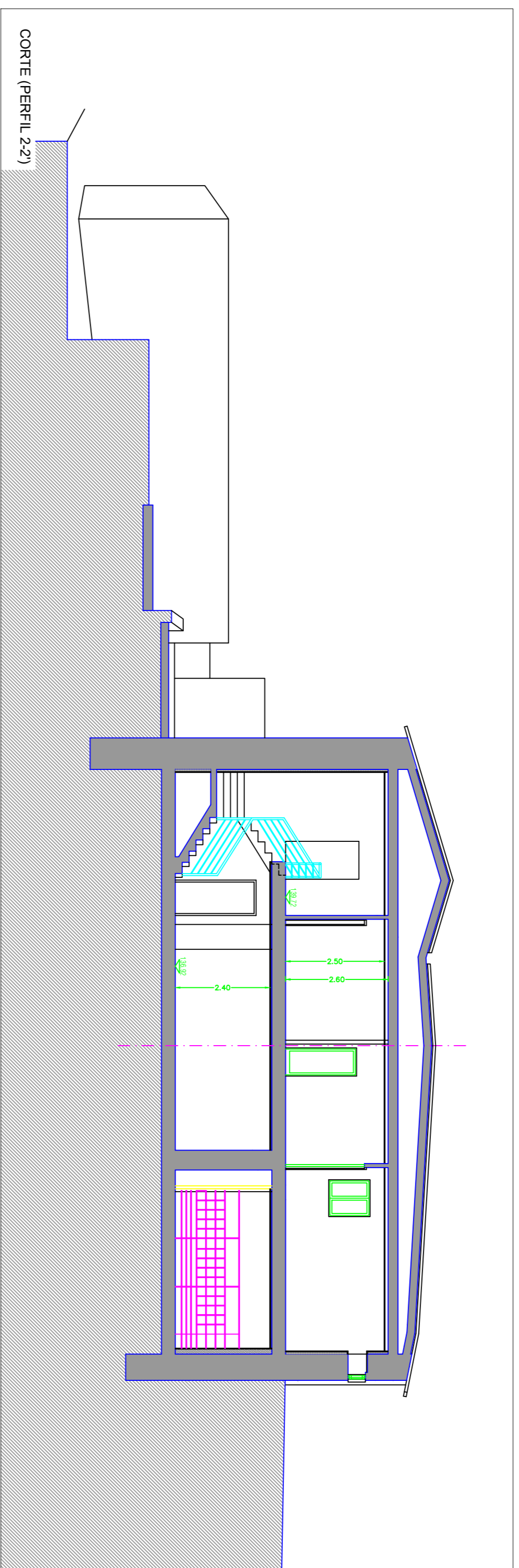
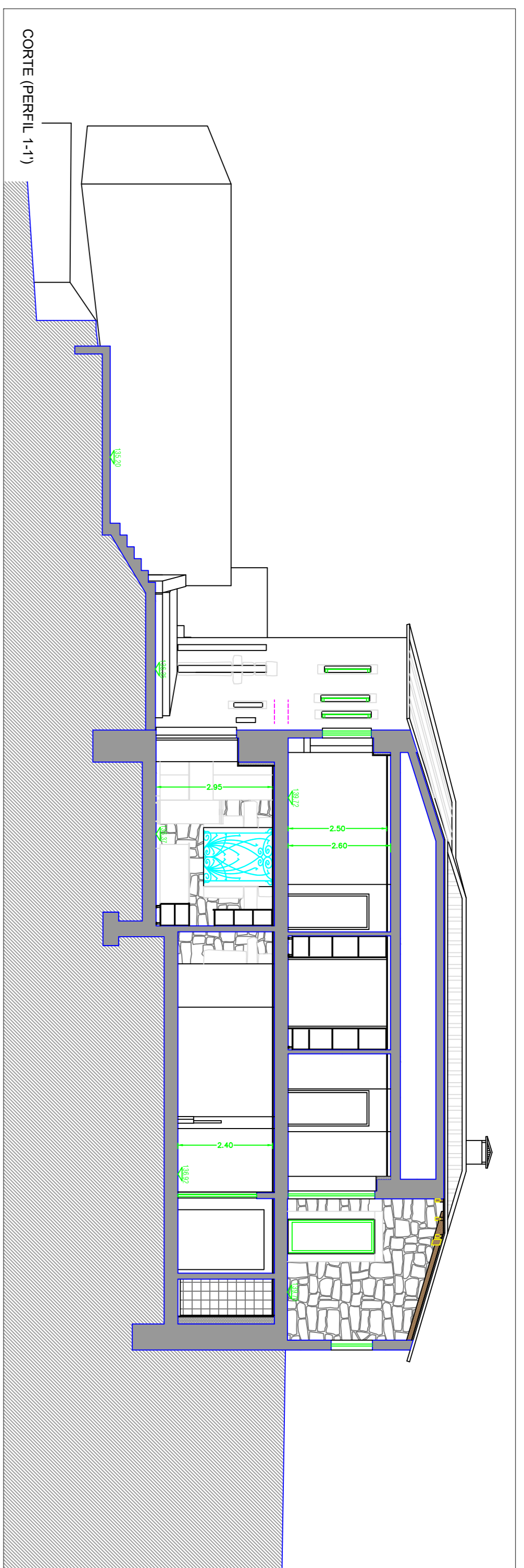
JUNHO 2020

processo :

autor do projeto:

29T\_19

04



TIAGO NUNO AZEVEDO DE CORREIA

RUA DE SÃO PAULO, nº96

SEQUEIRA

BRAGA

RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO

ARQUITETURA

PROPOSTA - CORTES

1/100

JUNHO 2020

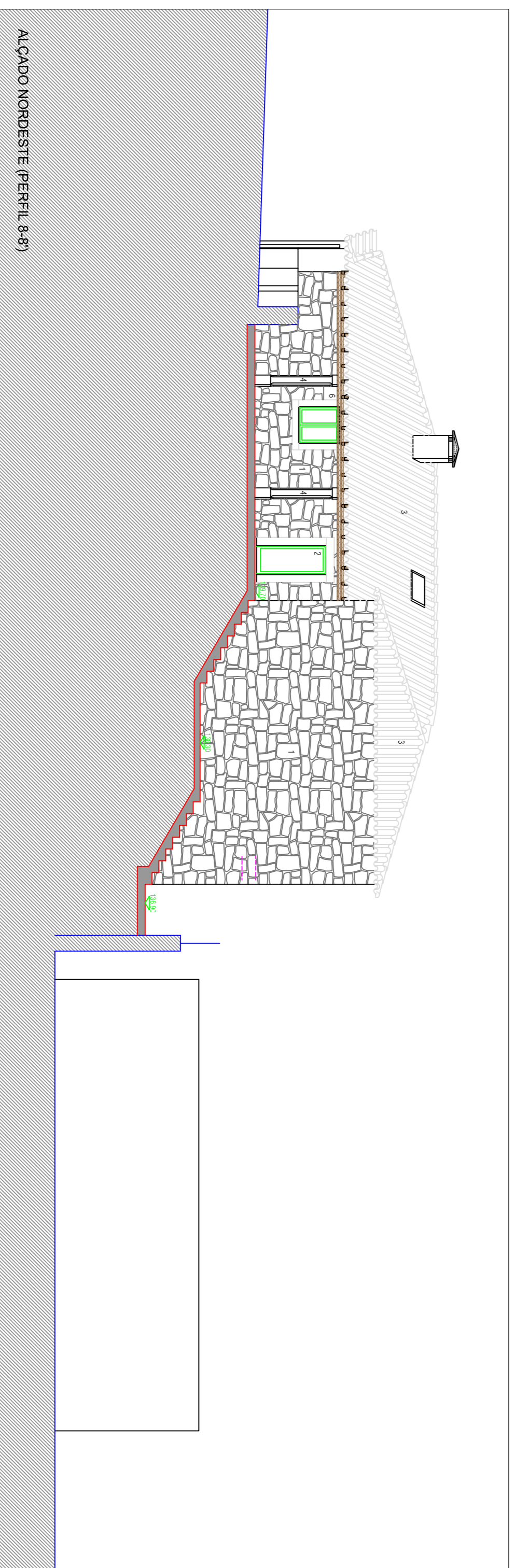
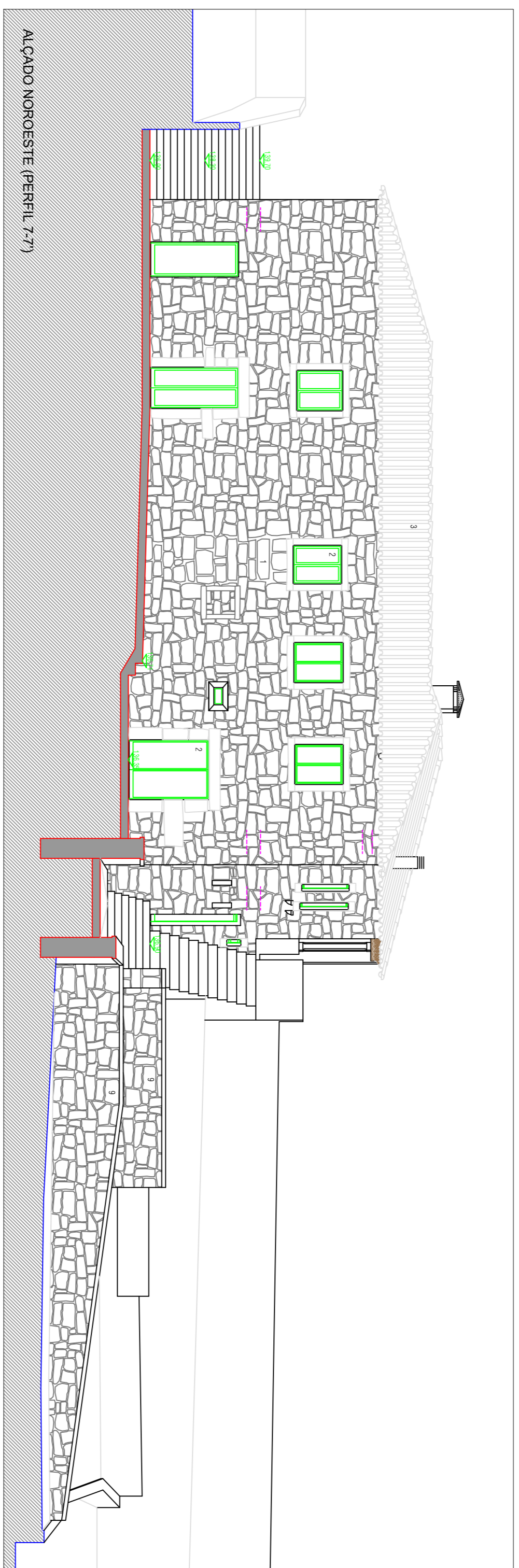
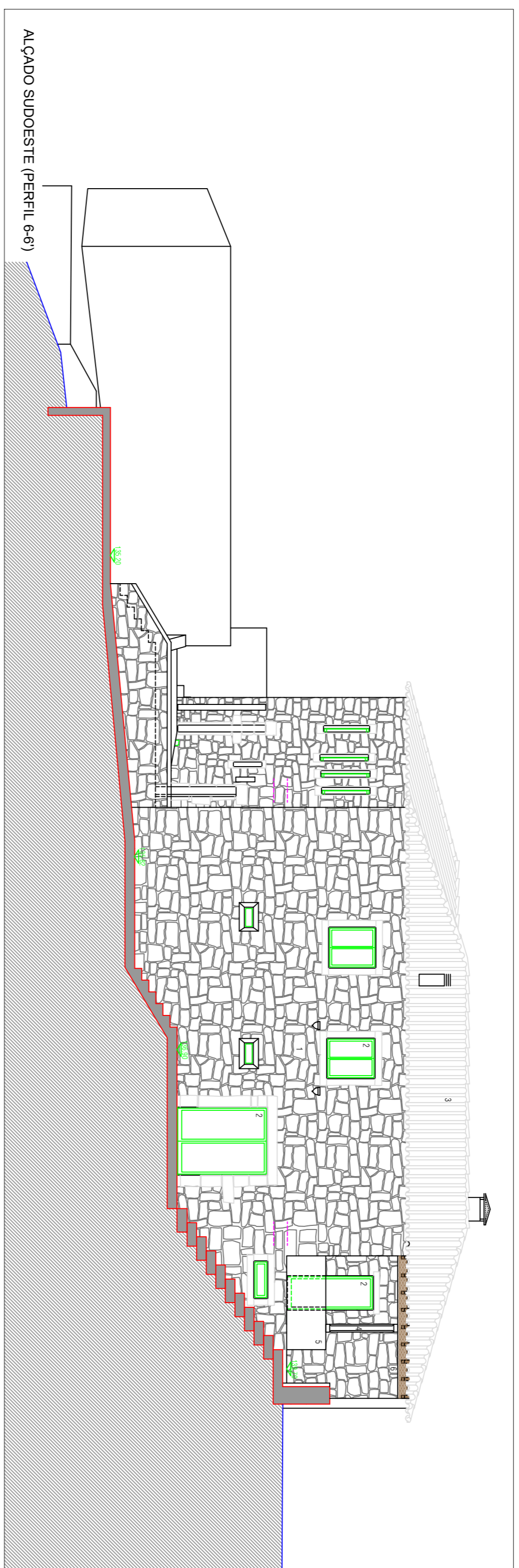
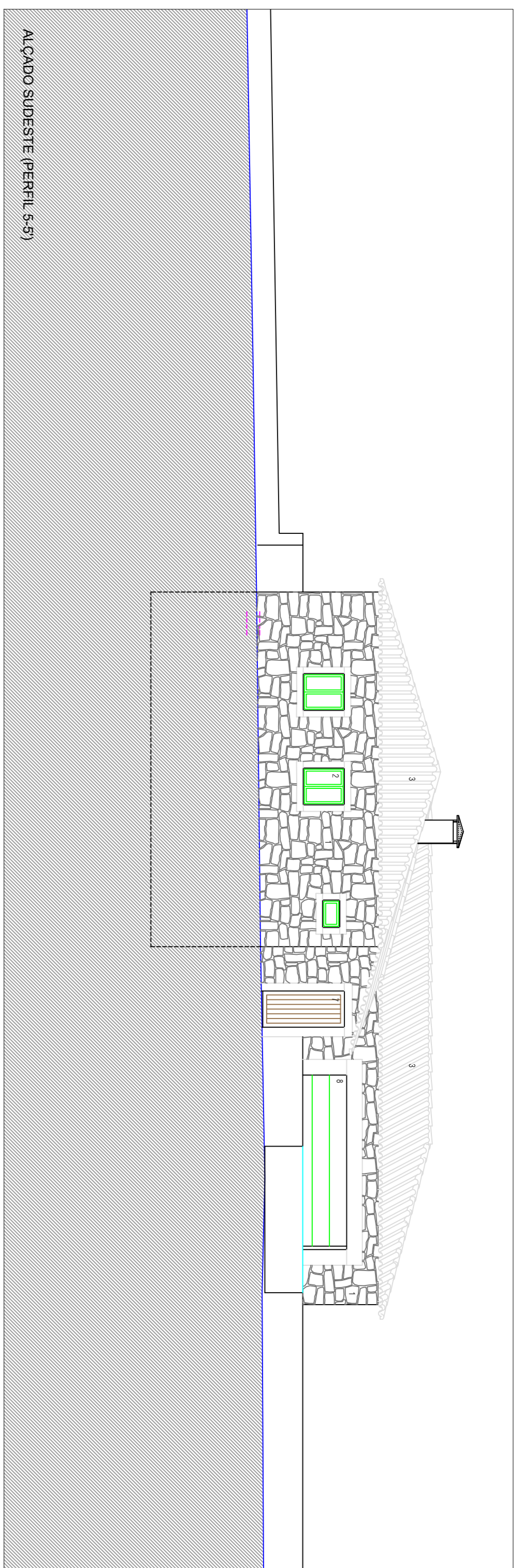
Processo :

autor do projeto:

29T\_19



05



- 1 - Grelha
- 2 - Calheta em alvenaria revestida com cimento colorido com efeito água
- 3 - Tinta de látex vinílico
- 4 - Piso em granito
- 5 - Alvenaria em granito
- 6 - Alvenaria em madeira
- 7 - Fôrma em madeira
- 8 - Porta acedida
- 9 - Alvenaria em granito com revestimento de gesso

TIAGO NUNO AZEVEDO DE CORREIA  
 RUA DE SÃO PAULO, nº96  
 SEQUEIRA  
 BRAGA

RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO  
 ARQUITETURA  
 PROPOSTA - ALÇADOS

escala : 1/100  
 data : JUNHO 2020

processo :  
 autor do projeto :



## **ANEXO VI – CÁLCULOS DA COBERTURA DE MADEIRA**

## Barrotes

Madeira	GL24h			Classe de Serviço	1
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Duração das acções	Média duração
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa	$k_{mod}$	0,8
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	$k_{def}$	0,6
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa	$\Psi_2$	0,6
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$E_{f,d}$	9280 MPa
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$E_k$	11750 MPa

### Esforços

Nsd = 0 kN	Secção			
Vsd = 1,17597 kN	Base 60 mm	kh	1,10	80 altura
Msdy = 0,70558 kNm	Altura 80 mm	kls	1,10	40 lamela
				2 nº lamelas

### Verificações - ELU

<b>OK</b>		Flexão (Uniaxial)		
	5.1.6a <1	5.1.6b <1	Gk	0,735 kN/m <sup>2</sup>
	<b>0,43 OK</b>	<b>0,7 OK</b>	Qk	0,4 kN/m <sup>2</sup>
			linf	0,6 m
			pp	0,018 kN/m
			Psd	0,62 kN/m
			Psd2	0,36 kN/m
<b>OK</b>	Corte	5.1.7.2.a <1	0,14	M
				0,706 kNm
<b>OK</b>	Esmagamento no apoio			V
				1,176 kN
				Mp
				0,331 kNm
				Mq
				0,173 kNm
	Reacção	1,175969 kN	kc,90	1,29
	Distância ao bordo livre	100 mm		
	Cumprimento sob compressão	100 mm		
	Espaçamento entre apoios	2400 mm	5.1.5a < 1	0,091151

### Verificações - ELS

#### **OK Deformação + Vibração**

Acções	G = 0,459 kN/m	Q = 0,240 kN/m
		Vão = 2,4 m
uinst,g =	6,68 mm	
uinst,q =	3,49 mm	<b>OK</b> Limite 6,7 mm
ufin =	15,4 mm	<b>OK</b> Limite 12 mm

### Esforços Situação Normal

Permanentes	Msd = 0,33065 kNm	Secção			
Sobrecarga	Msd = 0,1728 kNm	Base	60 mm	kh	1,13
Estabilidade	EF = 30 min.	Altura	80 mm	kls	1,10
				dcar	28 mm

## Madres

Madeira	GL24h			Classe de Serviço	1
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Duração das acções	Média duração
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa	$k_{mod}$	0,8
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	$k_{def}$	0,6
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa	$\Psi_2$	0,6
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$E_{f,d}$	9280 MPa
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$E_k$	11750 MPa

### Esforços

Nsd = 0 kN	Secção			
Vsd = 4,20109 kN	Base	100 mm	kh	1,10
Msd <sub>y</sub> = 1,36852 kNm	Altura	140 mm	kls	1,10
Msd <sub>y</sub> = 3,68681 kNm				

2,5 nº lamelas

### Verificações - ELU

OK

OK

5.1.6a <1

0,80 OK

Flexão (Biaxial)

5.1.6b <1

0,74 OK

Gk 0,775 kN/m<sup>2</sup>

Qk 0,4 kN/m<sup>2</sup>

linf 1,3

pp 0,053 kN/m

Psd1 1,431 kN/m

Psd2 0,78 kN/m

OK

Corte

5.1.7.2.a <1

0,17

OK

Esmagamento no apoio

M 3,991 kNm

Mp 1,913 kNm

Reacção 4,201095 kN

Distância ao bordo livre 100 mm

Cumprimento sob compressão 100 mm

Espaçamento entre apoios 3800 mm

Mq 0,939 kNm

kc,90 1,29

5.1.5a < 1

0,195379

### Verificações - ELS

OK

OK Deformação + Vibração

Acções G = 1,060 kN/m

Q = 0,520 kN/m

Vão = 3,8 m

u<sub>inst,g</sub> = 10,85 mm

u<sub>inst,q</sub> = 5,32 mm

u<sub>fin</sub> = 24,6 mm

OK

Limite 10,6 mm

OK

Limite 19 mm

### Esforços Situação Normal

Permanentes	Msd = 1,91344 kNm	Secção			
Sobrecarga	Msd = 0,9386 kNm	Base	100 mm	kh	1,01
Estabilidade	EF = 30 min.	Altura	140 mm	kls	1,10
				dcar	28 mm

## Cumeeiras

Madeira GL24h

$f_{m,k}$  24 MPa  
 $f_{t,0,k}$  16,5 MPa  
 $f_{t,90,k}$  0,4 MPa  
 $f_{c,0,k}$  24 MPa  
 $f_{c,90,k}$  2,7 MPa  
 $f_{v,k}$  2,7 MPa

$E_{0,mean}$  11600 MPa  
 $E_{0,05}$  9400 MPa  
 $E_{90,mean}$  390 MPa  
 $G_{mean}$  720 MPa  
 $\rho_{mean}$  0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\rho_k$  3,8 kN/m<sup>3</sup>

Classe de Serviço 1

Duração das acções Média duração

$k_{mod}$  0,8  
 $k_{def}$  0,6  
 $\Psi_2$  0,6  
 $E_{f,d}$  9280 MPa  
 $E_k$  11750 MPa

### Esforços

Nsd = 0 kN  
Vsd = 1,6296 kN  
Msdy = 1,54812 kNm

#### Secção

Base 100 mm  
Altura 120 mm  
 $k_h$  1,10 100 altura  
 $k_{ls}$  1,10 40 lamela  
2,5 nº lamelas

### Verificações - ELU

OK

OK

Flexão (Uniaxial)  $G_k$  0,735 kN/m<sup>2</sup>  
 $Q_k$  0,4 kN/m<sup>2</sup>  
 $l_{inf}$  0,5 m

5.1.6a <1

5.1.6b <1

0,25 OK

0,4 OK

$pp$  0,046 kN/m  
 $Ps_d$  0,558 kN/m  
 $Ps_d2$  0,3 kN/m

OK

Corte 5.1.7.2.a <1 0,08

OK

Esmagamento no apoio

sap	
G	Q
2,1192	1,14

$M$  1,548 kNm  
 $V$  1,63 kN  
 $M_p$  0,746 kNm

Reacção 1,629602 kN  
Distância ao bordo livre 100 mm  
Cumprimento sob compressão 100 mm  
Espaçamento entre apoios 3800 mm

$M_q$  0,361 kNm  
 $kc_{90}$  1,29

5.1.5a < 1 0,075787

### Verificações - ELS

OK

OK

#### Deformação + Vibração

Acções  $G =$  0,413 kN/m  $Q =$  0,200 kN/m

Vão = 3,8 m

$u_{inst,g}$  = 6,71 mm  
 $u_{inst,q}$  = 3,25 mm OK Limite 10,6 mm  
 $u_{fin}$  = 15,2 mm OK Limite 19 mm

### Esforços Situação Normal

Permanentes Msd = 0,74565 kNm  
Sobrecarga Msd = 0,361 kNm  
Estabilidade EF = 30 min.

#### Secção

Base 100 mm  $k_h$  1,05  
Altura 120 mm  $k_{ls}$  1,10  
 $d_{car}$  28 mm

## Frechais

Madeira GL24h

$f_{m,k}$  24 MPa  
 $f_{t,0,k}$  16,5 MPa  
 $f_{t,90,k}$  0,4 MPa  
 $f_{c,0,k}$  24 MPa  
 $f_{c,90,k}$  2,7 MPa  
 $f_{v,k}$  2,7 MPa

$E_{0,mean}$  11600 MPa  
 $E_{0,05}$  9400 MPa  
 $E_{90,mean}$  390 MPa  
 $G_{mean}$  720 MPa  
 $\rho_{mean}$  0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\rho_k$  3,8 kN/m<sup>3</sup>

Classe de Serviço 1

Duração das acções Média duração

$k_{mod}$  0,8  
 $k_{def}$  0,6  
 $\Psi_2$  0,6  
 $E_{f,d}$  9280 MPa  
 $E_k$  11750 MPa

### Esforços

Nsd = 0 kN  
Vsd = 2,05314 kN  
Msdy = 1,95048 kNm

Secção  
Base 100 mm  
Altura 120 mm

kh 1,10 100 altura  
kls 1,10 40 lamela  
2,5 nº lamelas

### Verificações - ELU

OK

OK

5.1.6a < 1

5.1.6b < 1

0,32 OK

0,5 OK

Gk 0,735 kN/m<sup>2</sup>  
Qk 0,4 kN/m<sup>2</sup>  
linf 0,64 m

pp 0,046 kN/m  
Psd 0,697 kN/m  
Psd2 0,384 kN/m

OK

Corte 5.1.7.2.a < 1

0,10

OK

Esmagamento no apoio

sap	
G	Q
2,6471	1,4592

M 1,95 kNm  
V 2,053 kN  
Mp 0,931 kNm

Reacção 2,05314 kN  
Distância ao bordo livre 100 mm  
Cumprimento sob compressão 100 mm  
Espaçamento entre apoios 3800 mm

Mq 0,462 kNm  
kc,90 1,29

5.1.5a < 1 0,095485

### Verificações - ELS

OK

OK

Deformação + Vibração

Acções G = 0,516 kN/m

Q = 0,256 kN/m

Vão = 3,8 m

uinst,g = 8,39 mm

uinst,q = 4,16 mm

ufin = 19,1 mm

OK

Limite 10,6 mm

OK

Limite 19 mm

### Esforços Situação Normal

Permanentes Msd = 0,93138 kNm  
Sobrecarga Msd = 0,46208 kNm  
Estabilidade EF = 30 min.

Secção  
Base 100 mm  
Altura 120 mm

kh 1,05  
kls 1,10  
dcar 28 mm

# ASNA 1

## CARACTERÍSTICAS

Madeira

$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>

Classe de Serviço

Ambientes: *Interiores*

Duração das acções

Exemplo: *Sobrecargas*

$k_{mod}$	0,8	$k_h$	1,1
$k_{def}$	0,6	$k_{sys}$	1,1

## LINHA

Esforços

Nsd =	<input type="text" value="34,3"/> kN
Vsd =	<input type="text" value="0,3"/> kN
Msd <sub>y</sub> =	<input type="text" value="0,6"/> kNm

Secção

base (mm)	<input type="text" value="100"/>
altura(mm)	<input type="text" value="160"/>

Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio

5.1.9a **0,24 OK**

Verificação - Corte

**0,02 OK**

## PERNAS

Esforços

Nsd =	<input type="text" value="-41,8"/> kN
Vsd =	<input type="text" value="0,1"/> kN
Msd <sub>y</sub> =	<input type="text" value="0,2"/> kNm

Secção

base (mm)	<input type="text" value="100"/>
altura(mm)	<input type="text" value="160"/>

Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio

Existe risco de encurvadura? Sim

dist. Trav. (Madres)  
vão max. perna

Le,y (m)=	<input type="text" value="2,37"/>
Le,z (m)=	<input type="text" value="2,37"/>

iy(mm) =	28,87
iz(mm) =	46,19

lamb,y =	82,099
lamb,z =	51,312
kc,y =	0,5121
kc,z =	0,8636

Lamb,rel, y =	1,32
Lamb,rel, z =	0,83

Verificação - Corte

**0,01 OK**

**0,35 OK**  
**0,23 OK**

## PENDURAL

Esforços

Nsd =	<input type="text" value="9,7"/> kN
Vsd =	<input type="text" value="0"/> kN
Msd <sub>y</sub> =	<input type="text" value="0"/> kNm

Secção

base (mm)	<input type="text" value="100"/>
altura(mm)	<input type="text" value="100"/>

Verificação - Tracção paralela ao fio

5.1.9a **0,08 OK**

Verificação - Corte

**0,00 OK**

## ESCORAS

Esforços

Nsd =	<input type="text" value="-9"/> kN
Vsd =	<input type="text" value="0"/> kN
Msd <sub>y</sub> =	<input type="text" value="0"/> kNm

Secção

base (mm)	<input type="text" value="100"/>
altura(mm)	<input type="text" value="100"/>

Verificação - Compressão paralela ao fio

Existe risco de encurvadura? Sim

dist. Trav.  
vão max. escora

Le,y (m)=	2,69
Le,z (m)=	2,69

iy(mm) =	28,87
iz(mm) =	28,87

lamb,y =	93,011
lamb,z =	93,011
kc,y =	0,3977
kc,z =	0,3977

Lamb,rel, y =	1,50
Lamb,rel, z =	1,50

Verificação - Corte

**0,00 OK**

**0,15 OK**  
**0,15 OK**

# ASNA 2

## CARACTERÍSTICAS

Madeira	GL24h								
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Classe de Serviço	1	Ambientes:	Interiores		
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa						
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	Duração das acções	Média duração	Exemplo:	Sobrecargas		
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa						
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$k_{mod}$	0,8	$k_h$	1,1		
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$k_{def}$	0,6	$k_{sys}$	1,1		

## LINHA

Esforços	Secção	Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio
Nsd = 43,7 kN	base (mm) 100	5.1.9a 0,39 OK
Vsd = 0,5 kN	altura(mm) 160	
Msd = 1,6 kNm		Verificação - Corte
		0,03 OK

## PERNAS

Esforços	Secção	Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio
Nsd = -32 kN	base (mm) 100	Existe risco de encurvadura? Sim
Vsd = 0,6 kN	altura(mm) 160	dist. Trav. (Madres) Le,y (m)= 3,05 iz(mm) = 28,87 lamb,y = 65,926
Msd = 0,8 kNm		vão max. perna Le,z (m)= 3,05 iy(mm) = 46,19 lamb,z = 105,48
		Lamb,rel, y = 1,06 kc,y = 0,6788
		Lamb,rel, z = 1,70 kc,z = 0,3101
		0,31 OK
		0,51 OK

## PENDURAL

Esforços	Secção	Verificação - Tracção paralela ao fio
Nsd = 8,2 kN	base (mm) 100	5.1.9a 0,05 OK
Vsd = 0 kN	altura(mm) 100	
Msd = 0 kNm		Verificação - Corte
		0,00 OK

## ESCORAS

Esforços	Secção	Verificação - Compressão paralela ao fio
Nsd = -8 kN	base (mm) 100	Existe risco de encurvadura? Sim
Vsd = 0,1 kN	altura(mm) 100	dist. Trav. Le,y (m)= 3,24 iz(mm) = 28,87 lamb,y = 112,24
Msd = 0 kNm		vão max. escora Le,z (m)= 3,24 iy(mm) = 28,87 lamb,z = 112,24
		Lamb,rel, y = 1,81 kc,y = 0,2814
		Lamb,rel, z = 1,81 kc,z = 0,2814
		0,19 OK
		0,19 OK

# PERNA - ALPENDRE 1

## CARACTERISTICAS

Madeira

$f_{m,k}$  24 MPa       $E_{0,mean}$  11600 MPa  
 $f_{t,0,k}$  16,5 MPa       $E_{0,05}$  9400 MPa  
 $f_{t,90,k}$  0,4 MPa       $E_{90,mean}$  390 MPa  
 $f_{c,0,k}$  24 MPa       $G_{mean}$  720 MPa  
 $f_{c,90,k}$  2,7 MPa       $\rho_{mean}$  0 kN/m<sup>3</sup>  
 $f_{v,k}$  2,7 MPa       $\rho_k$  3,8 kN/m<sup>3</sup>

Classe de Serviço       *Ambientes: Interiores*

Duração das acções       *Exemplo: Sobrecargas*

$k_{mod}$  0,8       $k_h$  #REF!  
 $k_{def}$  0,6       $k_{sys}$  1,1

## PERNAS

Esforços

$N_{sd}$  =  kN  
 $V_{sd}$  =  kN  
 $M_{sdy}$  =  kNm

Secção

base (mm)   
 altura (mm)

dist. Trav. (Madres)  
 vão max. perna

**Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio**

Existe risco de encurvadura?

Sim

$L_{e,y}$  (m) =   
 $L_{e,z}$  (m) =

$i_y$  (mm) = 28,87  
 $i_z$  (mm) = 57,74

$\lambda_{b,y}$  = 66,545  
 $\lambda_{b,z}$  = 33,273

$\lambda_{b,rel,y}$  = 1,07  
 $\lambda_{b,rel,z}$  = 0,54

$k_{c,y}$  = 0,6704  
 $k_{c,z}$  = 0,9903

**Verificação - Corte**

**0,20 OK**

**0,58 OK**

**OK**

# VIGA - ALPENDRE 1

## Viga

Madeira **GL24h**

$f_{m,k}$  24 MPa  
 $f_{t,0,k}$  16,5 MPa  
 $f_{t,90,k}$  0,4 MPa  
 $f_{c,0,k}$  24 MPa  
 $f_{c,90,k}$  2,7 MPa  
 $f_{v,k}$  2,7 MPa

$E_{0,mean}$  11600 MPa  
 $E_{0,05}$  9400 MPa  
 $E_{90,mean}$  390 MPa  
 $G_{mean}$  720 MPa  
 $\rho_{mean}$  0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\rho_k$  3,8 kN/m<sup>3</sup>

Classe de Serviço **1**

Duração das acções **Média duração**

$k_{mod}$  0,8  
 $k_{def}$  0,6  
 $\Psi_2$  0,6  
 $E_{f,d}$  9280 MPa  
 $E_k$  11750 MPa

### Esforços

Nsd = 0 kN  
Vsd = 0 kN  
Msd = 1,09 kNm

Secção  
Base **100** mm  
Altura 120 mm

kh 1,10  
kls 1,10  
120 altura  
40 lamela  
**3** nº lamelas

### Verificações - ELU

**OK**

**OK**

5.1.6a <1

**0,19 OK**

Flexão (Uniaxial)

5.1.6b <1

**0,3 OK**

Gk **0,784** kN/m<sup>2</sup>  
Qk 0,4 kN/m<sup>2</sup>  
l<sub>inf</sub> **1,6** m

pp 0,046 kN/m  
Psd 1,754 kN/m  
Psd2 0,96 kN/m

**OK**

Corte 5.1.7.2.a <1

0,00

M 1,099 kNm  
V 2,443 kN  
Mp 0,526 kNm

**OK**

Esmagamento no apoio

sap	
G	Q
3,1576	1,728

Reacção 0 kN  
Distância ao bordo livre 100 mm  
Cumprimento sob compressão **100** mm  
Espaçamento entre apoios 1800 mm

Mq 0,259 kNm  
kc,90 1,29

5.1.5a < 1 0

### Verificações - ELS

**OK**

**OK Deformação + Vibração**

Acções G = 1,299 kN/m

Q = 0,640 kN/m

Vão = **1,8** m

u<sub>inst,g</sub> = 1,06 mm

u<sub>inst,q</sub> = 0,52 mm

u<sub>fin</sub> = 2,4 mm

**OK**

Limite 5,0 mm

**OK**

Limite 9 mm

### Esforços Situação Normal

Permanentes Msd = 0,52627 kNm  
Sobrecarga Msd = 0,2592 kNm  
Estabilidade EF = **30** min.

Secção  
Base 100 mm  
Altura 120 mm

kh 1,05  
kls 1,10  
dcar 28 mm

### Verificação - Situação de incêndio

**OK**

Secção Eficaz  
Base 44 mm  
Altura 92 mm

Md = 0,65587 kNm  
 $\sigma_{m,d}$  = 10,57 MPa

$f_{m,d}$  27,6

**$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$  0,38 OK**

FRECHAL - ALPENDRE 1

Frechal

Madeira **GL24h**

$f_{m,k}$  24 MPa  
 $f_{t,0,k}$  16,5 MPa  
 $f_{t,90,k}$  0,4 MPa  
 $f_{c,0,k}$  24 MPa  
 $f_{c,90,k}$  2,7 MPa  
 $f_{v,k}$  2,7 MPa

$E_{0,mean}$  11600 MPa  
 $E_{0,05}$  9400 MPa  
 $E_{90,mean}$  390 MPa  
 $G_{mean}$  720 MPa  
 $\rho_{mean}$  0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\rho_k$  3,8 kN/m<sup>3</sup>

Classe de Serviço **1**

Duração das acções **Média duração**

$k_{mod}$  0,8  
 $k_{def}$  0,6  
 $\Psi_2$  0,6  
 $E_{f,d}$  9280 MPa  
 $E_k$  11750 MPa

**Esforços**

Nsd = 0 kN  
Vsd = 0 kN  
Msd = 4,53 kNm

Secção  
Base **100** mm  
Altura 160

kh 1,10  
kls 1,00  
160 altura  
40 lamela  
**4** nº lamelas

**Verificações - ELU**

**OK**

**OK**

5.1.6a <1

**0,44 OK**

Flexão (Uniaxial)

5.1.6b <1

**0,63 OK**

Gk **0,788** kN/m<sup>2</sup>  
Qk 0,4 kN/m<sup>2</sup>  
linf **1,75** m

pp 0,061 kN/m  
Psd 1,944 kN/m  
Psd2 1,05 kN/m  
2,994203

**OK**

Corte 5.1.7.2.a <1

0,00

M 4,585 kNm  
V 5,24 kN  
Mp 2,205 kNm

**OK**

Esmagamento no apoio

sap	
G	Q
6,8047	3,675

Reacção 0 kN  
Distância ao bordo livre 100 mm  
Cumprimento sob compressão **100** mm  
Espaçamento entre apoios 3500 mm

Mq 1,072 kNm  
kc,90 1,29

5.1.5a < 1 0

**Verificações - ELS**

**OK**

**OK Deformação + Vibração**

Acções G = 1,440 kN/m

Q = 0,700 kN/m

Vão = **3,5** m

uinst,g = 7,11 mm  
uinst,q = 3,45 mm **OK** Limite 9,7 mm  
u<sub>fin</sub> = 16,1 mm **OK** Limite 18 mm

**Esforços Situação Normal**

Permanentes Msd = 2,20523 kNm  
Sobrecarga Msd = 1,07188 kNm  
Estabilidade EF = **30** min.

Secção  
Base 100 mm  
Altura 160 mm

kh 0,99  
kls 1,10  
dcar 28 mm

**Verificação - Situação de incêndio**

**OK**

Secção Eficaz

Base 44 mm  
Altura 132 mm

Md = 2,74117 kNm  
 $\sigma_{m,d}$  = 21,45 MPa

$f_{m,d}$  27,6

**$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$  0,78 OK**

VIGA - ALPENDRE 2

Viga

Madeira	GL24h								
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Classe de Serviço	1				
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa						
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	Duração das acções	Média duração				
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa						
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$k_{mod}$	0,8	$E_{f,d}$	9280 MPa		
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$k_{def}$	0,6	$E_k$	11750 MPa		
				$\Psi_2$	0,6				

Esforços

Nsd =	0 kN	Secção			
Vsd =	0 kN	Base	100 mm	kh	1,10
Msd =	5,27 kNm	Altura	160 mm	kls	1,10
					140 altura
					40 lamela
					3,5 nº lamelas

Verificações - ELU

<b>OK</b>			Flexão (Uniaxial)	Gk	0,765 kN/m <sup>2</sup>	<b>OK</b>
	5.1.6a	<1	5.1.6b	Qk	0,4 kN/m <sup>2</sup>	
				linf	2,9 m	
				pp	0,061 kN/m	
				Psd	3,079 kN/m	
				Psd2	1,74 kN/m	
<b>OK</b>	Corte	5.1.7.2.a <1	0,00	M	5,242 kNm	
				V	7,107 kN	
<b>OK</b>	Esmagamento no apoio			Mp	2,481 kNm	
				Mq	1,262 kNm	
				kc,90	1,29	
				5.1.5a	< 1	0

Verificações - ELS

<b>OK</b>	Deformação + Vibração				
	Acções	G = 2,280 kN/m	Q = 1,160 kN/m	Vão = 3,0 m	
	uinst,g =	5,68 mm			
	uinst,q =	2,89 mm	<b>OK</b>	Limite	8,2 mm
	u <sub>fin</sub> =	13,0 mm	<b>OK</b>	Limite	15 mm

Esforços Situação Normal

Permanentes	Msd = 2,48071 kNm	Secção			
Sobrecarga	Msd = 1,26186 kNm	Base	100 mm	kh	0,99
Estabilidade	EF = 30 min.	Altura	160 mm	kls	1,10
				dcar	28 mm

Verificação - Situação de incêndio

Secção Eficaz	Base	44 mm	Md = 3,11164 kNm	$f_{m,d}$	27,6	
	Altura	132 mm	$\sigma_{m,d}$ = 24,35 MPa	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	0,88	<b>OK</b>

# MEIA ASNA 1

## CARACTERÍSTICAS

Madeira	GL24h								
$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa	Classe de Serviço	1	Ambientes:	Interiores		
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa						
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa	Duração das acções	Média duração	Exemplo:	Sobrecargas		
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa						
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>	$k_{mod}$	0,8	$kh$	1,1		
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>	$k_{def}$	0,6	$ksys$	1,1		

## LINHA

Esforços	Secção	Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio
Nsd = 1,624 kN	base (mm) 100	5.1.9a 0,05 OK
Vsd = 0,24 kN	altura(mm) 160	
Msd = 0,4 kNm		Verificação - Corte
		0,01 OK

## PERNAS

Esforços	Secção	Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio
Nsd = -8,124 kN	base (mm) 100	Existe risco de encurvadura? Sim
Vsd = 1,069 kN	altura(mm) 160	dist. Trav. (Madres) Le,y (m) = 3,56 iy(mm) = 28,87 lamb,y = 123,15
Msd = 2,8 kNm		vão max. perna Le,z (m) = 3,56 iz(mm) = 46,19 lamb,z = 76,968
	Verificação - Corte	Lamb,rel, y = 1,98 kc,y = 0,2413
	0,06 OK	Lamb,rel, z = 1,24 kc,z = 0,5396
		0,45 OK
		0,37 OK

## ESCORAS

Esforços	Secção	Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio
Nsd = -11,129 kN	base (mm) 100	Existe risco de encurvadura? Sim
Vsd = 0,048 kN	altura(mm) 100	dist. Trav. Le,y (m) = 3,27 iy(mm) = 28,87 lamb,y = 113,28
Msd = 0 kNm		vão max. escora Le,z (m) = 3,27 iz(mm) = 28,87 lamb,z = 113,28
	Verificação - Corte	Lamb,rel, y = 1,82 kc,y = 0,2765
	0,00 OK	Lamb,rel, z = 1,82 kc,z = 0,2765
		0,27 OK
		0,27 OK

# MEIA ASNA 2

## CARACTERÍSTICAS

Madeira

$f_{m,k}$	24 MPa	$E_{0,mean}$	11600 MPa
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa	$E_{0,05}$	9400 MPa
$f_{t,90,k}$	0,4 MPa	$E_{90,mean}$	390 MPa
$f_{c,0,k}$	24 MPa	$G_{mean}$	720 MPa
$f_{c,90,k}$	2,7 MPa	$\rho_{mean}$	0 kN/m <sup>3</sup>
$f_{v,k}$	2,7 MPa	$\rho_k$	3,8 kN/m <sup>3</sup>

Classe de Serviço

Ambientes: *Interiores*

Duração das acções

Exemplo: *Sobrecargas*

$k_{mod}$	0,8	kh	1,1
$k_{def}$	0,6	ksys	1,1

## LINHA

Esforços

Nsd =  kN  
 Vsd =  kN  
 Msdy =  kNm

Secção

base (mm)   
 altura(mm)

Verificação - Flexão composta com tracção paralela ao fio

5.1.9a  **OK**

Verificação - Corte

**OK**

## PERNAS

Esforços

Nsd =  kN  
 Vsd =  kN  
 Msdy =  kNm

Secção

base (mm)   
 altura(mm)

Verificação - Flexão composta com compressão paralela ao fio

Existe risco de encurvadura? Sim

dist. Trav. (Madres)  
vão max. perna

Le,y (m) =   
 Le,z (m) =

iy(mm) = 28,87  
 iz(mm) = 46,19

lamb,y = 79,501  
 lamb,z = 49,688  
 kc,y = 0,541  
 kc,z = 0,8798

Lamb,rel, y = 1,28  
 Lamb,rel, z = 0,80

Verificação - Corte

**OK**

**OK**  
 **OK**

## **ANEXO VII – CÁLCULOS DA ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO**

## Laje Aligeirada INORBEL

Tipo: 2E-C22x24-30

Escolher Outro

Guardar

Des: 

Limpar

Procurar

## Quantidades

Vigotas: 4.44 m/m<sup>2</sup>Blocos: 8.89 unid/m<sup>2</sup>Betão: 158.3 litros/m<sup>2</sup>

## Condições de Geometria:

Vão: 7.00 m Apoio: Sem Continuidade Msd =  $PF^2 / 8$ 

## Altura da Laje (cm):

= 30.0

Escolhida: 30.0

## Camada (cm):

Escolhida: 6

Acções (kN/m<sup>2</sup>)

PP. Laje: 5.18

Revest: 1.62

Par/Div: 1.65

Outros: 0.00

Valor Cf.R

Sobrecarga 2.00 0.3

Acções Concentradas

Sd

Sdf

Cálc: 15.67 9.05

## E.Lim. Último Resistência

Msd = 96.01 kNm/m

Mrd = 140.90 kNm/m

Vsd = 54.86 kN/m

Vrd = 93.30 kN/m

## E.Lim. Fendilhação

M0 = 55.43 kNm/m

Mfctk = 78.40 kNm/m

Z. Maciça 0.00 m

 Verificar Máx

## Estado Lim. Deformação

Instant.

L.Prazo

Max

 Afecta Paredes / Divisórias

EI

5.8 mm

16.6 mm

17.5 mm

48675 kNm<sup>2</sup>/m

## Materiais

Aço: A400 - 348 MPa

Betão: B25 - 13.3 MPa

Ad: A500 - 435 MPa

## Apoios

A400 - 3.35 cm<sup>2</sup>/m

## Tarugos

A400 - 2.93 cm<sup>2</sup>Arm: AR 60 - 2.83 cm<sup>2</sup>

## Arm:

Ø8//0.14 m até 0.70 m

## Arm:

?Ø?

Ø

## Afast:

3 Tar. Afast. 1.75 m

A235

A400

A500

5.70 cm<sup>2</sup>/m3.35 cm<sup>2</sup>/m2.68 cm<sup>2</sup>/mAR 60 A500 2.83 cm<sup>2</sup>/m

Laje Aligeirada INORBEL

Tipo: E-C22x24-30

Escolher Outro

Guardar

Des: 

Limpar

Procurar

Quantidades

Vigotas: 2.99 m/m<sup>2</sup>Blocos: 11.98 unid/m<sup>2</sup>Betão: 132.1 litros/m<sup>2</sup>

Condições de Geometria:

Vão: 5.00 m Apoio: Sem Continuidade Msd =  $Pl^2 / 8$ 

Altura da Laje (cm):

= 30.0

Escolhida: 30.0

Camada (cm):

Escolhida: 6

Acções (kN/m<sup>2</sup>)

PP. Laje: 4.45

Revest: 1.62

Par/Div: 1.65

Outros: 0.00

Valor Cf.R

Sobrecarga: 2.00 0.3

Acções Concentradas

Sd Sdf

Cálc: 14.58 8.32

E.Lim.Último Resistência

Msd = 45.56 kNm/m

Mrd = 98.00 kNm/m

Vsd = 36.45 kN/m

Vrd = 57.20 kN/m

E.Lim.Fendilhação

M0 = 26.00 kNm/m

Mfctk = 55.00 kNm/m

Z. Maciça: 0.00 m

 Verificar Máx

Estado Lim. Deformação

Instant.

L.Prazo

Max

 Afecta Paredes / Divisórias

EI

1.8 mm

5.0 mm

12.5 mm

38307 kNm<sup>2</sup>/m

Materiais

Aço: A400 - 348 MPa

Betão: B25 - 13.3 MPa

Ad: A500 - 435 MPa

Apoios

A400 - 2.26 cm<sup>2</sup>/m

Tarugos

A400 - 1.88 cm<sup>2</sup>Arm: AR 50 - 1.96 cm<sup>2</sup>

Arm:

Ø8//0.20 m até 0.50 m

Arm:

?Ø?

Ø

A235

A400

A500

3.84 cm<sup>2</sup>/m2.26 cm<sup>2</sup>/m1.81 cm<sup>2</sup>/m

Afast:

2 Tar. Afast. 1.67 m

AR 50 A500 1.96 cm<sup>2</sup>/m

7				8				18				19			
<i>N<sub>sdl</sub></i>	42,8	<i>N<sub>sdl</sub></i>	182,2	<i>N<sub>sdl</sub></i>	95,2	<i>N<sub>sdl</sub></i>	136,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	31,5	<i>N<sub>sdl</sub></i>	35,2	<i>N<sub>sdl</sub></i>	4,7	<i>N<sub>sdl</sub></i>	7,1
<i>M<sub>sdx</sub></i>	32,8	<i>M<sub>sdx</sub></i>	28,4	<i>M<sub>sdx</sub></i>	4,7	<i>M<sub>sdx</sub></i>	9,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	0,15	<i>M<sub>sdx</sub></i>	0,15	<i>M<sub>sdx</sub></i>	0,2	<i>M<sub>sdx</sub></i>	0,2
<i>b</i>	0,15	<i>b</i>	0,15	<i>b</i>	0,3	<i>b</i>	0,3	<i>b</i>	0,75	<i>b</i>	0,75	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,2
<i>h</i>	0,75	<i>h</i>	0,75	<i>h</i>	0,2	<i>h</i>	0,2	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03
<i>a</i>	0,03	<i>a</i>	0,03	<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,125	<i>a</i>	0,125	<i>a</i>	0,03	<i>a</i>	0,03
<i>Ac</i>	0,1125	<i>Ac</i>	0,1125	<i>Ac</i>	0,06	<i>Ac</i>	0,06	<i>Ac</i>	0,76635914	<i>Ac</i>	0,155872667	<i>Ac</i>	0,049369748	<i>Ac</i>	0,066715543
<i>ex</i>	0,76635914	<i>ex</i>	0,155872667	<i>ex</i>	0,049369748	<i>ex</i>	0,066715543	<i>ex</i>	0,08411215	<i>ex</i>	0,194840834	<i>ex</i>	0,072478992	<i>ex</i>	0,052052786
<i>ey</i>	0,08411215	<i>ey</i>	0,194840834	<i>ey</i>	0,072478992	<i>ey</i>	0,052052786	<i>ey</i>	0,0286	<i>ey</i>	0,1218	<i>ey</i>	0,1193	<i>ey</i>	0,1709
<i>v</i>	0,0286	<i>v</i>	0,1218	<i>v</i>	0,1193	<i>v</i>	0,1709	<i>v</i>	0,7	<i>v</i>	0,8	<i>v</i>	0,8	<i>v</i>	0,8
<i>β</i>	0,7	<i>β</i>	0,8	<i>β</i>	0,8	<i>β</i>	0,8	<i>β</i>	0,2	<i>β</i>	0,2	<i>β</i>	0,2	<i>β</i>	0,2
<i>ey</i>	2,76635914	<i>ey</i>	0,181331504	<i>ey</i>	0,098909524	<i>ey</i>	0,087634409	<i>ey</i>	118,4	<i>ey</i>	149,1	<i>ey</i>	9,406966667	<i>ey</i>	11,953333333
<i>M<sub>sdy</sub></i>	118,4	<i>M<sub>sdy</sub></i>	149,1	<i>M<sub>sdy</sub></i>	9,406966667	<i>M<sub>sdy</sub></i>	11,953333333	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1055	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1329	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0589	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0749
<i>μ</i>	0,1055	<i>μ</i>	0,1329	<i>μ</i>	0,0589	<i>μ</i>	0,0749	<i>μ</i>	-0,8214	<i>μ</i>	-0,7282	<i>μ</i>	-0,7307	<i>μ</i>	-0,8791
<i>vc</i>	-0,8214	<i>vc</i>	-0,7282	<i>vc</i>	-0,7307	<i>vc</i>	-0,8791	<i>vc</i>	0,46	<i>vc</i>	0,46	<i>vc</i>	0,35	<i>vc</i>	0,35
<i>λ</i>	0,46	<i>λ</i>	0,46	<i>λ</i>	0,35	<i>λ</i>	0,35	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1
<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	0,2013	<i>β</i>	0,1828	<i>β</i>	0,0314	<i>β</i>	0,0316
<i>φ</i>	0,2013	<i>φ</i>	0,1828	<i>φ</i>	0,0314	<i>φ</i>	0,0316	<i>φ</i>	8,65	<i>φ</i>	7,86	<i>φ</i>	0,72	<i>φ</i>	0,72
<i>AS</i>	8,65	<i>AS</i>	7,86	<i>AS</i>	0,72	<i>AS</i>	0,72	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20
<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12
<i>z</i>	5	3	7	4	3	2	1	1	2	1	1	2	1	1	2

P2				P3				P9				P9			
<i>N<sub>sdl</sub></i>	230,8	<i>N<sub>sdl</sub></i>	196,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	167,2	<i>N<sub>sdl</sub></i>	153,9	<i>N<sub>sdl</sub></i>	19,1	<i>N<sub>sdl</sub></i>	10,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	11,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	13
<i>M<sub>sdx</sub></i>	19,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	10,4	<i>M<sub>sdx</sub></i>	11,4	<i>M<sub>sdx</sub></i>	13	<i>M<sub>sdx</sub></i>	11,5	<i>M<sub>sdx</sub></i>	74,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	11,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	9,9
<i>b</i>	0,3	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,15	<i>b</i>	0,15	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,15	<i>b</i>	0,15
<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,06	<i>h</i>	0,22	<i>h</i>	0,125	<i>h</i>	0,125
<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,22	<i>a</i>	0,125	<i>a</i>	0,125	<i>a</i>	0,04982669	<i>a</i>	0,377291242	<i>a</i>	0,06638796	<i>a</i>	0,064327486
<i>Ac</i>	0,04982669	<i>Ac</i>	0,377291242	<i>Ac</i>	0,06638796	<i>Ac</i>	0,064327486	<i>Ac</i>	0,08725633	<i>Ac</i>	0,05263157	<i>Ac</i>	0,065181818	<i>Ac</i>	0,084470332
<i>ex</i>	0,08725633	<i>ex</i>	0,05263157	<i>ex</i>	0,065181818	<i>ex</i>	0,084470332	<i>ex</i>	0,2892	<i>ex</i>	0,0671	<i>ex</i>	0,1117	<i>ex</i>	0,1029
<i>v</i>	0,2892	<i>v</i>	0,0671	<i>v</i>	0,1117	<i>v</i>	0,1029	<i>v</i>	0,9	<i>v</i>	0,7	<i>v</i>	0,8	<i>v</i>	0,8
<i>β</i>	0,9	<i>β</i>	0,7	<i>β</i>	0,8	<i>β</i>	0,8	<i>β</i>	0,112691646	<i>β</i>	1,5052444	<i>β</i>	0,078803828	<i>β</i>	0,094762833
<i>ey</i>	0,112691646	<i>ey</i>	1,5052444	<i>ey</i>	0,078803828	<i>ey</i>	0,094762833	<i>ey</i>	26	<i>ey</i>	295,685	<i>ey</i>	13,176	<i>ey</i>	14,568
<i>M<sub>sdy</sub></i>	26	<i>M<sub>sdy</sub></i>	295,685	<i>M<sub>sdy</sub></i>	13,176	<i>M<sub>sdy</sub></i>	14,568	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1629	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0919	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0587	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0650
<i>μ</i>	0,1629	<i>μ</i>	0,0919	<i>μ</i>	0,0587	<i>μ</i>	0,0650	<i>μ</i>	-0,5608	<i>μ</i>	-0,7829	<i>μ</i>	-0,7383	<i>μ</i>	-0,7471
<i>vc</i>	-0,5608	<i>vc</i>	-0,7829	<i>vc</i>	-0,7383	<i>vc</i>	-0,7471	<i>vc</i>	0,35	<i>vc</i>	0,472727273	<i>vc</i>	0,3	<i>vc</i>	0,3
<i>λ</i>	0,35	<i>λ</i>	0,472727273	<i>λ</i>	0,3	<i>λ</i>	0,3	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1
<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	0,2106	<i>β</i>	0,1332	<i>β</i>	0,0444	<i>β</i>	0,0757
<i>φ</i>	0,2106	<i>φ</i>	0,1332	<i>φ</i>	0,0444	<i>φ</i>	0,0757	<i>φ</i>	4,83	<i>φ</i>	11,20	<i>φ</i>	1,91	<i>φ</i>	3,26
<i>AS</i>	4,83	<i>AS</i>	11,20	<i>AS</i>	1,91	<i>AS</i>	3,26	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	4,40	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25
<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	4,40	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	2,25	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12
<i>z</i>	3	2	10	5	4	2	2	1	3	2	2	3	2	2	2

P9				P4				P10				P7			
<i>N<sub>sdl</sub></i>	157,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	203,6	<i>N<sub>sdl</sub></i>	179,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	30,5	<i>N<sub>sdl</sub></i>	8,1	<i>N<sub>sdl</sub></i>	101,1	<i>N<sub>sdl</sub></i>	19,4	<i>N<sub>sdl</sub></i>	19,4
<i>M<sub>sdx</sub></i>	8,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	101,1	<i>M<sub>sdx</sub></i>	19,4	<i>M<sub>sdx</sub></i>	19,4	<i>M<sub>sdx</sub></i>	17,7	<i>M<sub>sdx</sub></i>	15,3	<i>M<sub>sdx</sub></i>	12,3	<i>M<sub>sdx</sub></i>	0,2
<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,3	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,2	<i>b</i>	0,3	<i>b</i>	0,2
<i>h</i>	0,3	<i>h</i>	0,3	<i>h</i>	0,2	<i>h</i>	0,2	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03	<i>h</i>	0,03
<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,06	<i>a</i>	0,112452351	<i>a</i>	0,097249509	<i>a</i>	0,068561873	<i>a</i>	0,066355948
<i>Ac</i>	0,112452351	<i>Ac</i>	0,097249509	<i>Ac</i>	0,068561873	<i>Ac</i>	0,066355948	<i>Ac</i>	0,051461246	<i>Ac</i>	0,04907073	<i>Ac</i>	0,050167224	<i>Ac</i>	0,033989928
<i>ex</i>	0,051461246	<i>ex</i>	0,04907073	<i>ex</i>	0,050167224	<i>ex</i>	0,033989928	<i>ex</i>	0,1972	<i>ex</i>	0,2551	<i>ex</i>	0,2248	<i>ex</i>	0,0383
<i>v</i>	0,1972	<i>v</i>	0,2551	<i>v</i>	0,2248	<i>v</i>	0,0383	<i>v</i>	0,3	<i>v</i>	0,3	<i>v</i>	0,3	<i>v</i>	0,3
<i>β</i>	0,3	<i>β</i>	0,3	<i>β</i>	0,3	<i>β</i>	0,3	<i>β</i>	0,188440666	<i>β</i>	0,1808391	<i>β</i>	0,091304348	<i>β</i>	0,040486873
<i>ey</i>	0,188440666	<i>ey</i>	0,1808391	<i>ey</i>	0,091304348	<i>ey</i>	0,040486873	<i>ey</i>	29,34	<i>ey</i>	36,83	<i>ey</i>	16,38	<i>ey</i>	19,61
<i>M<sub>sdy</sub></i>	29,34	<i>M<sub>sdy</sub></i>	36,83	<i>M<sub>sdy</sub></i>	16,38	<i>M<sub>sdy</sub></i>	19,61	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1226	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1538	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,1026	<i>M<sub>sdy</sub></i>	0,0819
<i>μ</i>	0,1226	<i>μ</i>	0,1538	<i>μ</i>	0,1026	<i>μ</i>	0,0819	<i>μ</i>	-0,6528	<i>μ</i>	-0,5949	<i>μ</i>	-0,6252	<i>μ</i>	-0,8117
<i>vc</i>	-0,6528	<i>vc</i>	-0,5949	<i>vc</i>	-0,6252	<i>vc</i>	-0,8117	<i>vc</i>	0,4	<i>vc</i>	0,4	<i>vc</i>	0,35	<i>vc</i>	0,4
<i>λ</i>	0,4	<i>λ</i>	0,4	<i>λ</i>	0,35	<i>λ</i>	0,35	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1	<i>λ</i>	1
<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	1	<i>β</i>	0,1294	<i>β</i>	0,1759	<i>β</i>	0,0724	<i>β</i>	0,1620
<i>φ</i>	0,1294	<i>φ</i>	0,1759	<i>φ</i>	0,0724	<i>φ</i>	0,1620	<i>φ</i>	2,97	<i>φ</i>	4,03	<i>φ</i>	1,66	<i>φ</i>	3,71
<i>AS</i>	2,97	<i>AS</i>	4,03	<i>AS</i>	1,66	<i>AS</i>	3,71	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20
<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	1,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,16	<i>AS<sub>min</sub></i>	0,20
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12	Ø16	Ø20	Ø12
<i>z</i>	3	2	1	4	3	2	2	1	1	1	4	2	2	2	2

Pilar	Secção		Solução	Estrêbo
	b	h		
P1	0,15	0,75	12 Ø 12	0,15
P2	0,15	0,75	12 Ø 12	0,15
P3	0,15	0,75	12 Ø 12	0,15
P4	0,2	1,1	14 Ø 12	0,20
P5	0,3	0,2	6 Ø 12	0,20
P6	0,75	0,15	12 Ø 12	0,15
P7	0,2	0,3	6 Ø 12	0,20
P8	0,15	0,75	12 Ø 16	0,15
P9	0,3	0,2	6 Ø 12	0,20
P10	0,3	0,2	6 Ø 12	0,20
P11				
P12	0,3	0,2	6 Ø 16	0,20
P13				

29			35			36			37		
<i>IV sd</i>	11,5		<i>IV sd</i>	128		<i>IV sd</i>	93,7		<i>IV sd</i>	119,7	
<i>IV sdx</i>	17,5		<i>IV sdx</i>	41,7		<i>IV sdx</i>	9		<i>IV sdx</i>	41,7	
<i>IV sdy</i>	0,2		<i>IV sdy</i>	10,6		<i>IV sdy</i>	27		<i>IV sdy</i>	8,8	
<i>b</i>	0,3		<i>b</i>	0,75		<i>b</i>	0,15		<i>b</i>	0,75	
<i>h</i>	0,2		<i>h</i>	0,15		<i>h</i>	0,75		<i>h</i>	0,15	
<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03	
<i>Ac</i>	0,06		<i>Ac</i>	0,1125		<i>Ac</i>	0,1125		<i>Ac</i>	0,1125	
<i>ex</i>	0,017391304		<i>ex</i>	0,0828125		<i>ex</i>	0,288153682		<i>ex</i>	0,073517126	
<i>ey</i>	1,52173913		<i>ey</i>	0,32578125		<i>ey</i>	0,096051227		<i>ey</i>	0,348370927	
<i>v</i>	0,0144	0,1	<i>v</i>	0,0855	0,1	<i>v</i>	0,0626	0,1	<i>v</i>	0,0800	0,1
<i>β</i>	0,7		<i>β</i>	0,7		<i>β</i>	0,7		<i>β</i>	0,7	
<i>e'y</i>	1,529855072		<i>e'y</i>	0,337375		<i>e'y</i>	1,104589114		<i>e'y</i>	0,358663325	
<i>M'sdy</i>	17,59333333		<i>M'sdy</i>	43,184		<i>M'sdy</i>	103,5		<i>M'sdy</i>	42,932	
<i>μ</i>	<b>0,1102</b>		<i>μ</i>	<b>0,1924</b>		<i>μ</i>	<b>0,0922</b>		<i>μ</i>	<b>0,1913</b>	
<i>vc</i>	-0,8356		<i>vc</i>	-0,7645		<i>vc</i>	-0,7874		<i>vc</i>	-0,7700	
<i>λ</i>	0,35		<i>λ</i>	0,3		<i>λ</i>	0,46		<i>λ</i>	0,3	
<i>β</i>	1		<i>β</i>	1		<i>β</i>	1		<i>β</i>	1	
<i>ω</i>	<b>0,2960</b>		<i>ω</i>	<b>0,5215</b>		<i>ω</i>	<b>0,1415</b>		<i>ω</i>	<b>0,5247</b>	
<i>As</i>	<b>6,79</b>		<i>As</i>	<b>22,42</b>		<i>As</i>	<b>6,09</b>		<i>As</i>	<b>22,56</b>	
<i>As<sub>min</sub></i>	<b>1,20</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>2,25</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>2,25</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>2,25</b>	
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20
<i>Z</i>	4	3	<i>Z</i>	12	8	<i>Z</i>	4	2	<i>Z</i>	12	8
<b>P12</b>			<b>P8</b>			<b>P1</b>			<b>P8</b>		

38			39			40			41		
<i>IV sd</i>	135,1		<i>IV sd</i>	128,9		<i>IV sd</i>	196,2		<i>IV sd</i>	130,1	
<i>IV sdx</i>	8,9		<i>IV sdx</i>	9,4		<i>IV sdx</i>	16		<i>IV sdx</i>	18	
<i>IV sdy</i>	8,3		<i>IV sdy</i>	9,6		<i>IV sdy</i>	18,3		<i>IV sdy</i>	8,3	
<i>b</i>	0,3		<i>b</i>	0,3		<i>b</i>	0,3		<i>b</i>	0,3	
<i>h</i>	0,2		<i>h</i>	0,2		<i>h</i>	0,2		<i>h</i>	0,2	
<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03		<i>a</i>	0,03	
<i>Ac</i>	0,06		<i>Ac</i>	0,06		<i>Ac</i>	0,06		<i>Ac</i>	0,06	
<i>ex</i>	0,061435973		<i>ex</i>	0,074476338		<i>ex</i>	0,093272171		<i>ex</i>	0,063797079	
<i>ey</i>	0,065877128		<i>ey</i>	0,072924748		<i>ey</i>	0,081549439		<i>ey</i>	0,138355111	
<i>v</i>	0,1693	0,2	<i>v</i>	0,1615	0,2	<i>v</i>	0,2459	0,3	<i>v</i>	0,1630	0,2
<i>β</i>	0,8		<i>β</i>	0,8		<i>β</i>	0,9		<i>β</i>	0,8	
<i>e'y</i>	0,098642981		<i>e'y</i>	0,112645462		<i>e'y</i>	0,137512742		<i>e'y</i>	0,17238022	
<i>M'sdy</i>	13,32666667		<i>M'sdy</i>	14,52		<i>M'sdy</i>	26,98		<i>M'sdy</i>	22,42666667	
<i>μ</i>	<b>0,0835</b>		<i>μ</i>	<b>0,0910</b>		<i>μ</i>	<b>0,1690</b>		<i>μ</i>	<b>0,1405</b>	
<i>vc</i>	-0,6807		<i>vc</i>	-0,6885		<i>vc</i>	-0,6041		<i>vc</i>	-0,6870	
<i>λ</i>	0,35		<i>λ</i>	0,35		<i>λ</i>	0,35		<i>λ</i>	0,35	
<i>β</i>	1		<i>β</i>	1		<i>β</i>	1		<i>β</i>	1	
<i>ω</i>	<b>0,0575</b>		<i>ω</i>	<b>0,0852</b>		<i>ω</i>	<b>0,2496</b>		<i>ω</i>	<b>0,2255</b>	
<i>As</i>	<b>1,32</b>		<i>As</i>	<b>1,95</b>		<i>As</i>	<b>5,72</b>		<i>As</i>	<b>5,17</b>	
<i>As<sub>min</sub></i>	<b>1,20</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>1,20</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>1,20</b>		<i>As<sub>min</sub></i>	<b>1,20</b>	
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20	<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20
<i>Z</i>	1	1	<i>Z</i>	1	1	<i>Z</i>	3	2	<i>Z</i>	3	2
<b>P5</b>			<b>P5</b>			<b>P5</b>			<b>P5</b>		

33		
<i>IV sd</i>	289,6	
<i>IV sdx</i>	45,5	
<i>IV sdy</i>	0,6	
<i>b</i>	0,15	
<i>h</i>	0,75	
<i>a</i>	0,03	
<i>Ac</i>	0,1125	
<i>ex</i>	0,002071823	
<i>ey</i>	0,15711326	
<i>v</i>	0,1936	0,2
<i>β</i>	0,8	
<i>e'y</i>	0,165400552	
<i>M'sdy</i>	47,9	
<i>μ</i>	<b>0,0427</b>	
<i>vc</i>	-0,6564	
<i>λ</i>	0,46	
<i>β</i>	1	
<i>ω</i>	<b>-0,0591</b>	
<i>As</i>	<b>-2,54</b>	
<i>As<sub>min</sub></i>	<b>2,25</b>	
<i>Ø12</i>	Ø16	Ø20
<i>Z</i>	2	1
<b>P1</b>		

Desig.	Dados				Estado Limite Ultimo resistencia																
	Tramo	b (m)	h (m)	d (m)	Msd <sup>-</sup> (KN.m)	u	w	As <sub>calc</sub> <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	Ø	Nº Varões	As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	Msd <sup>+</sup> (KN.m)	u	w	As <sub>calc</sub> <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	Ø	Nº Varões	As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	As <sub>min</sub>	As <sub>max</sub>
V1	1	0,50	0,30	0,27	48,05	0,0991	0,1089	5,620	12	5	5,652	31,90	0,0658	0,0701	3,618	12	5	5,652	0,419	OK	OK
V2	1	0,80	0,30	0,27	54,71	0,0705	0,0755	6,233	12	8	9,043	52,82	0,0681	0,0727	6,004	12	6	6,782	0,419	OK	OK
V3	1	0,20	0,30	0,27	24,78	0,1278	0,1441	2,974	12	3	3,391	27,49	0,1418	0,1619	3,341	12	3	3,391	0,628	OK	OK
V4	1	0,20	0,40	0,37	65,18	0,1790	0,2110	5,968	16	3	6,029	30,29	0,0832	0,0901	2,548	12	3	3,391	0,815	OK	OK
V5	1	0,50	0,30	0,27	59,56	0,1229	0,1380	7,118	12	3	7,410	60,88	0,1256	0,1414	7,293	12	3	7,410	0,549	OK	OK
V6	1	1,10	0,30	0,27	59,56	0,0558	0,0590	6,693	12	8	9,043	15,70	0,0147	0,0149	1,696	12	8	9,043	0,304	OK	OK
V7	1	0,50	0,30	0,27	75,90	0,1566	0,1811	9,343	16	5	10,048	42,05	0,0867	0,0943	4,863	12	5	5,652	0,744	OK	OK

Desig.	Estado Limite Ultimo resistencia													
	VEd (kN)	p min	(Asmin/s)	Ø	Nº Ramos	As (cm <sup>2</sup> )	sl,max (m)	st,max (m)	Solução Adoptada	(Asw/s) <sub>eff</sub>	Vrd,s (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd (kN)	Verificação
V1	60,5	0,0009	4,4721	8	2	1,01	0,203	0,203	Ø8// 0,200	5,050	106,76	256,95	<b>106,76</b>	OK
V2	85,2	0,0009	7,1554	8	2	1,01	0,203	0,203	Ø8// 0,200	5,050	106,76	536,25	<b>106,76</b>	OK
V3	38,3	0,0009	1,7889	8	2	1,01	0,203	0,203	Ø8// 0,200	5,050	106,76	134,06	<b>106,76</b>	OK
V4	101,1	0,0009	1,7889	8	2	1,01	0,278	0,278	Ø8// 0,200	5,050	146,3	183,71	<b>146,30</b>	OK
V5	120,9	0,0009	4,4721	8	2	1,01	0,203	0,203	Ø8// 0,150	6,733	142,35	335,16	<b>142,35</b>	OK
V6	50,2	0,0009	9,8387	8	2	1,01	0,000	0,000	Ø8// 0,200	5,050	106,76	737,34	<b>106,76</b>	OK
V7	131,8	0,0009	4,4721	8	2	1,01	0,203	0,203	Ø8// 0,150	6,733	142,35	335,16	<b>142,35</b>	OK

Dimensionamento Geotecnico - Sapata Centrada																
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	ex (m)	ey (m)	α	β	By (m)	Bx (m)	d (m)	H (m)	p.p.sap (KN)
S1	1	250	203,6	10,10	19,80	0,2	0,3	0,0972	0,0496	0	1	1,095	1,095	0,30	0,35	15,72
	2	250	219,32	10,10	19,80	0,2	0,3	0,0461	0,0903	0	1	1,107	1,107	0,31	0,36	16,54
	3	250	220,14	10,10	19,80	0,2	0,3	0,0459	0,0899	0	1	1,110	1,110	0,31	0,36	16,63
	4	250	220,23	10,10	19,80	0,2	0,3	0,0459	0,0899	0	1	1,110	1,110	0,31	0,36	16,64

Verificação da Tensão - Sapata Centrada															
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	ex (m)	ey (m)	ηx	ηy	nx+ny <1/6	VEd (KN)	σ_gd1 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd2 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd3 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd4 kN/m <sup>2</sup>	σ_g3/4 kN/m <sup>2</sup>	est.
S1	1,25	1,25	0,50	0,0972	0,0496	0,0778	0,0397	0,117	230,0	250,93	113,52	180,84	43,43	199,053092	OK!

Dimensionamento Interno - Sapata Centrada																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	σ_g3/4 KN/m <sup>2</sup>	Msd,x KN.m	Msd,y KN.m	ux	uy	wx	wy	As <sub>x</sub> calc cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>x</sub> effect cm <sup>2</sup> /m	est.	As <sub>y</sub> calc cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>y</sub> effect cm <sup>2</sup> /m	est.
S1	0,555	0,520	0,45	147	22,667	19,90	0,00842	0,007388	0,0085	0,0074	1,46	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	1,28	Ø12// 0,175	6,46	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Centrada												
Designação	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	σ_med kN/m <sup>2</sup>	VEd (KN)	u (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	ΔVEd (KN)	β	Ved,pilar (kPa)	Vrd,max (Mpa)	Ved,pilar<Vrd,max x
S1	0,20	0,30	0,45	147	229,97	1,00	0,06	8,83	1,73	852,46	3670,80	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Centrada													
Designação	a	ui	Acont	ΔVEd (KN)	β	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	
S1	d/4	0,11	1,707	0,212	31,2	1,446	324,398		1,667	0,3445	2273,732	2755,9	OK
	d/2	0,225	2,414	0,444	65,4	1,294	164,755		1,667	0,3445	1136,866	1377,9	OK
	d	0,45	3,827	1,146	168,7	1,176	23,8279	1,43E-03	1,667	0,3445	568,433	688,97	OK
	1,5d	0,675	5,241	2,166	318,8	1,125	-54,983		1,667	0,3445	378,9553	459,31	OK
	2d	0,675	5,241	2,166	318,8	1,125	-54,983		1,667	0,3445	378,9553	459,31	OK

Verificação ao corte - Sapata Centrada																			
Designação	Bx (m)	By (m)	secção corte I-I										secção corte II-II						
			bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	σ_gd1 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd2 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd3 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd4 kN/m <sup>2</sup>	σ_aux2 kN/m <sup>2</sup>	σ_aux3 kN/m <sup>2</sup>	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.	σ_aux1 kN/m <sup>2</sup>	σ_aux4 kN/m <sup>2</sup>	VEdII (KN)	Vrd,c (KN)	est.
S1	1,25	1,25	0,20	0,30	0,45	250,927	113,52	180,84	43,43	65,89	65,89	11,63	159,87	OK	134,66	129,16	4,908	159,87	OK

Dimensionamento Geotecnico - Sapata Quadrada																
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	ex (m)	ey (m)	α	β	By (m)	Bx (m)	d (m)	H (m)	p.p.sap (KN)
S2	1	250	196,4	10,40	74,10	0,2	1,1	0,3773	0,0530	0	1	1,415	1,415	0,41	0,46	34,53
	2	250	230,93	10,40	74,10	0,2	1,1	0,0450	0,3209	0	1	1,433	1,433	0,42	0,47	36,17
	3	250	232,57	10,40	74,10	0,2	1,1	0,0447	0,3186	0	1	1,436	1,436	0,42	0,47	36,33
	4	250	232,73	10,40	74,10	0,2	1,1	0,0447	0,3184	0	1	1,436	1,436	0,42	0,47	36,34

Verificação da Tensão - Sapata Quadrada																						
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	ex (m)	ey (m)	ηx	ηy	nx+ny	VEd (KN)	σ_gd1 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd2 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd3 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd4 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_g3/4 (KN/m <sup>2</sup> )	est.							
S2	1,50	1,50	0,50	0,3773	0,0530	0,2515	0,0353	0,287	234,4	283,43	-30,97	239,30	-75,10	193,80	OK!	0,287 se >	S 0,29	P 0,01	λ1 0,33	σmax 263,77	σref 197,83	OK!

Dimensionamento Interno - Sapata Quadrada																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	σ_g3/4 (KN/m <sup>2</sup> )	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	ux	uy	wx	wy	As <sup>x</sup> calc (cm <sup>2</sup> /m)	As <sup>m</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	As <sup>x</sup> effect (cm <sup>2</sup> /m)	est.	As <sup>y</sup> calc (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	As <sup>y</sup> effect (cm <sup>2</sup> /m)	est.
S2	0,680	0,365	0,45	198	45,738	13,18	0,017	0,004893	0,01727	0,0049	2,97	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	0,85	Ø12// 0,175	6,46	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada												
Designação	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	σ_med (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	u (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	ΔVEd (KN)	β	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max
S2	0,20	1,10	0,45	197,83	234,37	2,60	0,22	43,52	1,78	290,34	3670,80	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada													
Designação	a	ui	Acont	ΔVEd (KN)	β	VEd,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	
S2	d/4	0,11	3,307	0,552	109,3	2,600	152,24	1,67	0,3445	2273,732	2755,9	OK	
	d/2	0,225	1,414	0,159	31,5	2,047	530,61	1,67	0,3445	1136,866	1377,9	OK	
	d	0,45	2,827	0,636	125,9	1,619	89,78	1,43E-03	1,67	0,3445	568,433	688,97	OK
	1,5d	0,675	4,241	1,431	283,2	1,440	-65,463	1,67	0,3445	378,9553	459,31	OK	
	2d	0,675	4,241	1,431	283,2	1,440	-65,463	1,67	0,3445	378,9553	459,31	OK	

Verificação ao corte - Sapata Centrada																			
Designação	Bx (m)	By (m)	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	secção corte I-I									secção corte II-II				
						σ_gd1 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd2 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd3 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd4 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_aux2 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_aux3 (KN/m <sup>2</sup> )	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.	σ_aux1 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_aux4 (KN/m <sup>2</sup> )	VEdII (KN)	Vrd,c (KN)	est.
S2	1,50	1,50	0,20	1,10	0,45	283,43	-30,97	239,30	-75,10	38,24	38,24	24,67	191,85	OK	366,80	272,48	-83,6	191,85	OK

Dimensionamento Geotecnico - Sapata Quadrada																
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m²)	Vk (KN)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	ex (m)	ey (m)	α	β	By (m)	Bx (m)	d (m)	H (m)	p.p.sap (KN)
S3	1	250	141,89	5,65	6,00	0,3	0,2	0,0423	0,0398	0	1	0,872	0,872	0,20	0,25	7,13
	2	250	149,02	5,65	6,00	0,3	0,2	0,0379	0,0403	0	1	0,869	0,869	0,19	0,24	6,79
	3	250	148,68	5,65	6,00	0,3	0,2	0,0380	0,0404	0	1	0,867	0,867	0,19	0,24	6,76
	4	250	148,65	5,65	6,00	0,3	0,2	0,0380	0,0404	0	1	0,867	0,867	0,19	0,24	6,76
			196,2	16	18,3			0,0933	0,0815							

Verificação da Tensão - Sapata Quadrada															
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	ex (m)	ey (m)	ηx	ηy	nx+ny <1/6	V (KN)	σ_gd1 (KN/m²)	σ_gd2 (KN/m²)	σ_gd3 (KN/m²)	σ_gd4 (KN/m²)	σ_g3/4 (KN/m²)	est.
S3	1,35	1,35	0,50	0,0423	0,0398	0,0313	0,0295	0,061	164,67	123,33	91,35	89,36	57,38	106,84	OK!
				0,0933	0,0815	0,0691	0,0604	0,129	196,2	221,29	131,02	118,04	27,77	172,91	valores de cálculo

Dimensionamento Interno - Sapata Quadrada																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	σ_g3/4 (KN/m²)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	ux	uy	wx	wy	AS <sub>x</sub> calc (cm²/m)	AS <sub>min</sub> (cm²/m)	Solução	AS <sub>x</sub> effect (cm²/m)	est.	AS <sub>y</sub> calc (cm²/m)	Solução	AS <sub>y</sub> effect (cm²/m)	est.
S3	0,570	0,605	0,44	172,91	28,089	31,64	0,01091	0,01229	0,011	0,0124	1,85	6,292	Ø12// 0,175	6,46	OK	2,09	Ø12// 0,175	6,46	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada												
Designação	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	σ_med (KN/m²)	VEd (KN)	u (m)	Acont (m²)	ΔVEd (KN)	β	Ved.pilar (KPa)	VRd,max (KPa)	Ved.pilar < VRd,max
S3	0,30	0,20	0,44	124,53	196,20	1,00	0,06	7,47	1,97	845,69	3670,80	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada													
Designação	a	ui	Acont	ΔVEd (KN)	β	VED,red	pl	k	vmin	vrd,c	vrd,c,min	Ved < Vrd,c	
S3	d/4	0,11	1,691	0,208	25,9	1,476	337,753		1,6742	0,3468	2301,183	2774,6	OK
	d/2	0,22	1,382	0,152	18,9	1,323	385,478		1,6742	0,3468	1150,591	1387,3	OK
	d	0,44	2,765	0,608	75,7	1,197	118,512	1,47E-03	1,6742	0,3468	575,2957	693,65	OK
	1,5d	0,66	4,147	1,368	170,4	1,142	16,1324		1,6742	0,3468	383,5305	462,43	OK
	2d	0,66	4,147	1,368	170,4	1,142	16,1324		1,6742	0,3468	383,5305	462,43	OK

Verificação ao corte - Sapata Centrada																				
Designação	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	secção corte I-I										secção corte II-II				
						σ_gd1 (KN/m²)	σ_gd2 (KN/m²)	σ_gd3 (KN/m²)	σ_gd4 (KN/m²)	σ_aux2 (KN/m²)	σ_aux3 (KN/m²)	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.	σ_aux1 (KN/m²)	σ_aux4 (KN/m²)	VEdII (KN)	Vrd,c (KN)	est.	
S3	1,35	1,35	0,30	0,20	0,44	221,29	131,02	118,04	27,77	214,79	124,52	19,84	170,86	OK	212,26	112,36	30,84	170,86	OK	

Dimensionamento Geotecnico - Sapata Quadrada																
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	ex (m)	ey (m)	α	β	By (m)	Bx (m)	d (m)	H (m)	p.p.sap (KN)
SC1	1	250	128	41,70	10,60	1,4	0,2	0,0828	0,3258	0	1	1,197	1,197	-0,07	-0,02	-1,08
	2	250	126,92	41,70	10,60	1,4	0,2	0,3285	0,0835	0	1	1,163	1,163	-0,08	-0,03	-1,52
	3	250	126,48	41,70	10,60	1,4	0,2	0,3297	0,0838	0	1	1,162	1,162	-0,08	-0,03	-1,52
	4	250	126,48	41,70	10,60	1,4	0,2	0,3297	0,0838	0	1	1,162	1,162	-0,08	-0,03	-1,52

Verificação da Tensão - Sapata Quadrada																	
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	ex (m)	ey (m)	ηx	ηy	nx+ny <1/6 0,167	VEd (KN)	σ_gd1 kN/m <sup>2</sup>	σ_gd2 KN/m <sup>2</sup>	σ_gd3 KN/m <sup>2</sup>	σ_gd4 KN/m <sup>2</sup>	σ_g3/4 KN/m <sup>2</sup>	est.		
SC1	1,40	1,10	0,50	0,0828	0,3258	0,0753	0,2327	0,308	154,0	284,77	194,43	5,55	-84,78	192,379879	OK!	0,308 se >	S 0,16667 P 0,355317 λ1 0,01752 σmax 0,2538 σref 327,47 245,60 OK!

Dimensionamento Interno - Sapata Quadrada																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	σ_med kN/m <sup>2</sup>	Msd,x KN.m	Msd,y KN.m	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>x</sub> <sub>efect</sub> cm <sup>2</sup> /m	est.	As <sub>y</sub> <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>y</sub> <sub>efect</sub> cm <sup>2</sup> /m	est.
SC1	0,000	0,480	0,45	245,60	0,000	28,29	0	0,010505	0	0,0106	0,00	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	1,83	Ø12// 0,175	6,46	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada												
Designação	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	σ_med kN/m <sup>2</sup>	VEd (KN)	u (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	ΔVEd (KN)	β	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max
SC1	1,40	0,20	0,45	246	153,99	2,80	0,28	68,77	1,85	125,46	3670,80	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada													
Designação	a	ui	Acont	ΔVEd (KN)	β	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	
SC1	d/4	0,11	3,907	0,680	166,9	2,383	-52,79		1,667	0,3445	2273,732	2755,885	OK
	d/2	0,225	1,414	0,159	39,1	1,906	266,431		1,667	0,3445	1136,866	1377,943	OK
	d	0,45	2,827	0,636	156,2	1,537	-34,119	1,43E-03	1,667	0,3445	568,433	688,9713	OK
	1,5d	0,675	4,241	1,431	351,5	1,382	-161,9		1,667	0,3445	378,9553	459,3142	OK
	2d	0,675	4,241	1,431	351,5	1,382	-161,9		1,667	0,3445	378,9553	459,3142	OK

Dimensionamento Geotecnico - Sapata Quadrada																
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	ex (m)	ey (m)	α	β	By (m)	Bx (m)	d (m)	H (m)	p.p.sap (KN)
SC2	1	250	118,16	22,59	7,65	0,2	3,35	0,0647	0,1912	0	1	0,988	0,988	0,27	0,32	11,71
	2	250	129,87	22,59	7,65	0,2	3,35	0,1739	0,0589	0	1	0,994	0,994	0,27	0,32	11,86
	3	250	130,02	22,59	7,65	0,2	3,35	0,1737	0,0588	0	1	0,995	0,995	0,27	0,32	11,87
	4	250	130,03	22,59	7,65	0,2	3,35	0,1737	0,0588	0	1	0,995	0,995	0,27	0,32	11,87

Verificação da Tensão - Sapata Quadrada															
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	ex (m)	ey (m)	ηx	ηy	nx+ny <1/6 0,167	VEd (KN)	σ_gd1 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd2 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd3 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_gd4 (KN/m <sup>2</sup> )	σ_g3/4 (KN/m <sup>2</sup> )	est.
SC2	1,00	3,35	0,50	0,0647	0,1912	0,0193	0,1912	0,211	174,7	118,01	105,92	-1,62	-13,72	85,0784404	OK!

S P A1 σmax σref  
0,211 se > 0,16667 0,121812 0,003695 0,5671 62,20 46,65 OK!

Dimensionamento Interno - Sapata Quadrada																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	σ_med (kN/m <sup>2</sup> )	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	Asx <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.	Asy <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	Asy <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.
SC2	0,000	0,503	0,45	46,65	0,000	5,89	0	0,002187	0	0,0022	0,00	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	0,38	Ø12// 0,175	6,46	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada												
Designação	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	σ_med (kN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	u (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	ΔVEd (KN)	β	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max
SC2	0,20	3,35	0,45	47	174,69	0,40	0,67	31,26	2,72	2168,25	3670,80	OK

Verificação ao Puncoamento - Sapata Quadrada													
Designação	a	ui	Acont	ΔVEd (KN)	β	VED,red	ρl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	
SC2	d/4	0,11	7,807	1,509	70,4	1,291	17,5553		1,667	0,3445	2273,732	2755,885	OK
	d/2	0,225	1,414	0,159	7,4	1,201	209,037		1,667	0,3445	1136,866	1377,943	OK
	d	0,45	2,827	0,636	29,7	1,133	78,8152	1,43E-03	1,667	0,3445	568,433	688,9713	OK
	1,5d	0,675	4,241	1,431	66,8	1,105	29,749		1,667	0,3445	378,9553	459,3142	OK
	2d	0,675	4,241	1,431	66,8	1,105	29,749		1,667	0,3445	378,9553	459,3142	OK

Dimensionamento Geotécnico - Sapata Excêntrica											
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Area (m <sup>2</sup> )	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	hu (m)	H (m)	p.p.sap (KN)

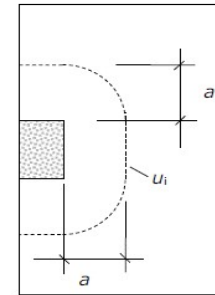
Se1	1	250	119,7	0,52668	0,44	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,95
	2	250	123,65	0,51040	0,43	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,83
	3	250	123,53	0,50942	0,42	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,82
	4	250	123,52	0,50937	0,42	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,82

Verificação da Tensão - Sapata Excêntrica							
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	VEd (KN)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{adm}$ kN/m <sup>2</sup>	est.

Se1	1,00	1,25	0,50	143,14	114,51	250	OK!
-----	------	------	------	--------	--------	-----	-----

considera-se a apenas a ação vertical, porque a viga de fundação adjacente anula o efeito dos momentos.

P37 (cype)



Dimensionamento Interno - Sapata Excêntrica																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	Msd,x KN.m	Msd,y KN.m	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /m	Asmin cm <sup>2</sup> /m	Solução	Asx <sub>efec</sub> t	est.	Asy <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	Asy <sub>ef</sub> ect	est.

Se1	0,873	0,363	0,45	115	43,586	7,52	0,01618	0,002794	0,016445	0,0028	2,83	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	0,48	Ø12// 0,175	6,46	OK
-----	-------	-------	------	-----	--------	------	---------	----------	----------	--------	------	-------	-------------	------	----	------	-------------	------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEd (KN)	u (m)	u* (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max

Se1	0,15	0,75	0,45	115	143,14	1,05	0,60	0,11	12,88	1,75	482	3670,80	OK
-----	------	------	------	-----	--------	------	------	------	-------	------	-----	---------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica														
Designação	a	ui	u* (m)	Acont	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	

Se1	d/4	0,11	1,403	1,25	0,251	28,7	1,120	161,3611		1,67	0,34	2273,73	2755,89	OK
	d/2	0,225	1,757	1,61	0,428	49,0	1,093	97,71811		1,67	0,34	1136,87	1377,94	OK
	d	0,45	2,464	2,31	0,903	103,4	1,065	15,64351	1,43E-03	1,67	0,34	568,43	688,971	OK
	1,5d	0,675	3,171	3,02	1,537	176,0	1,050	-41,4163		1,67	0,34	378,96	459,314	OK
	2d	0,675	3,171	3,02	1,537	176,0	1,050	-41,4163		1,67	0,34	378,96	459,314	OK

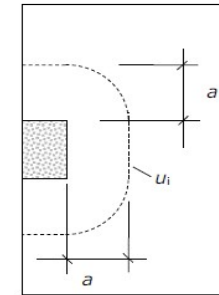
Verificação ao corte - Sapata Centrada									
seccão corte I-I									
Designação	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.

Se1	1,00	1,25	0,15	0,75	0,45	115	64,41	189,44	OK
-----	------	------	------	------	------	-----	-------	--------	----

Dimensionamento Geotécnico - Sapata Excêntrica											
Designação	Iteração	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Area (m <sup>2</sup> )	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	hu (m)	H (m)	p.p.sap (KN)

Se2	1	250	289,6	1,27424	1,06	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	9,56
	2	250	299,16	1,23485	1,03	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	9,26
	3	250	298,86	1,23249	1,03	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	9,24
	4	250	298,84	1,23235	1,03	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	9,24

P33 (cype)



Verificação da Tensão - Sapata Excêntrica							
Designação	Bx (m)	By (m)	H (m)	VEd (KN)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{adm}$ kN/m <sup>2</sup>	est.

Se2	1,30	1,70	0,50	331,04	149,79	250	OK!
-----	------	------	------	--------	--------	-----	-----

Dimensionamento Interno - Sapata Excêntrica																			
Designação	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	Msd,x KN.m	Msd,y KN.m	ux	uy	wx	wy	As <sub>xcalc</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>xefec</sub> t	est.	As <sub>ycalc</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	As <sub>yef</sub> ect	est.

Se2	1,173	0,588	0,45	150	102,963	25,85	0,03823	0,009598	0,039692	0,0097	6,83	6,435	Ø12// 0,15	7,53	OK	1,67	Ø12// 0,175	6,46	OK
-----	-------	-------	------	-----	---------	-------	---------	----------	----------	--------	------	-------	------------	------	----	------	-------------	------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEd (KN)	u (m)	u* (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	$\Delta$ VEd (KN)	$\beta$	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max

Se2	0,15	0,75	0,45	150	331,04	1,05	0,60	0,11	16,85	1,75	1164	3670,80	OK
-----	------	------	------	-----	--------	------	------	------	-------	------	------	---------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica														
Designação	a	ui	u* (m)	Acont	$\Delta$ VEd (KN)	$\beta$	VED,red	$\rho_l$	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	

Se2	d/4	0,11	1,403	1,25	0,251	37,5	1,120	446,9102		1,67	0,34	2332,91	2755,89	OK
	d/2	0,225	1,757	1,61	0,428	64,2	1,093	311,787		1,67	0,34	1166,45	1377,94	OK
	d	0,45	2,464	2,31	0,903	135,3	1,065	148,2233	1,55E-03	1,67	0,34	583,23	688,971	OK
	1,5d	0,675	3,171	3,02	1,537	230,2	1,050	43,6856		1,67	0,34	388,82	459,314	OK
	2d	0,675	3,171	3,02	1,537	230,2	1,050	43,6856		1,67	0,34	388,82	459,314	OK

Verificação ao corte - Sapata Centrada													
Designação	Bx (m)	By (m)	secção corte I-I					secção corte II-II					
			bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.	VEdII (KN)	Vrd,c (KN)	est.	

Se2	1,30	1,70	0,15	0,75	0,45	150	114,59	257,64	OK	87,63	197,02	OK
-----	------	------	------	------	------	-----	--------	--------	----	-------	--------	----

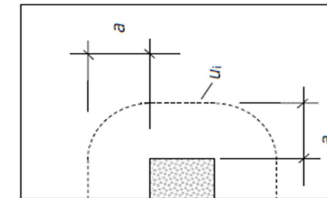
Dimensionamento Geotécnico - Sapata Excêntrica											
Designação:	Iteração:	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Area (m <sup>2</sup> )	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	hu (m)	H (m)	p.p.sap (KN)

Se3	1	250	153,9	0,67716	0,56	1,20	0,75	0,15	0,35	0,40	10,16
	2	250	164,06	0,69686	0,58	1,20	0,75	0,15	0,35	0,40	10,45
	3	250	164,35	0,69922	0,58	1,20	0,75	0,15	0,35	0,40	10,49
	4	250	164,39	0,69951	0,58	1,20	0,75	0,15	0,35	0,40	10,49

Verificação da Tensão - Sapata Excêntrica							
Designação:	Bx (m)	By (m)	H (m)	VEd (KN)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{adm}$ kN/m <sup>2</sup>	est.

Se3	1,20	1,00	0,50	176,40	147,00	250	OK!
-----	------	------	------	--------	--------	-----	-----

P24 (cype)



Dimensionamento Interno - Sapata Excêntrica																			
Designação:	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	Msd,x KN.m	Msd,y KN.m	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /m	Asmin <sub>2</sub> cm <sup>2</sup> /m	Solução	Asx <sub>efec</sub> t	est.	Asy <sub>calc</sub> cm <sup>2</sup> /	Solução	Asy <sub>ef</sub> ect	est.

Se3	0,338	0,873	0,45	147	8,372	55,95	0,00311	0,020775	0,003118	0,0212	0,54	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	3,65	Ø12// 0,175	6,46	OK
-----	-------	-------	------	-----	-------	-------	---------	----------	----------	--------	------	-------	-------------	------	----	------	-------------	------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação:	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEd (KN)	u (m)	u* (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	$\Delta$ VEd (KN)	$\beta$	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max

Se3	0,75	0,15	0,45	147	176,40	1,05	1,20	0,11	16,54	0,88	296	3670,80	OK
-----	------	------	------	-----	--------	------	------	------	-------	------	-----	---------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação:	a	ui	u* (m)	Acont	$\Delta$ VEd (KN)	$\beta$	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c

Se3	d/4	0,11	1,403	0,65	0,318	46,7	2,148	364,4132		1,67	0,34	2273,73	2755,89	OK
	d/2	0,225	1,757	1,01	0,563	82,8	1,745	156,9217		1,67	0,34	1136,87	1377,94	OK
	d	0,45	2,464	1,71	1,173	172,4	1,438	-24,0461	1,43E-03	1,67	0,34	568,43	688,971	OK
	1,5d	0,675	3,171	2,42	1,942	285,5	1,310	-120,785		1,67	0,34	378,96	459,314	OK
	2d	0,675	3,171	2,42	1,942	285,5	1,310	-120,785		1,67	0,34	378,96	459,314	OK

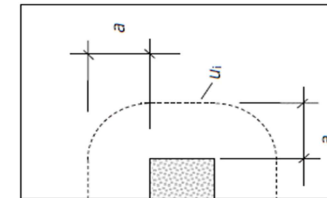
Verificação ao corte - Sapata Centrada									
secção corte I-I									
Designação:	Bx (m)	By (m)	bx (m) pilar	by (m) pilar	d (m)	$\sigma_{gd}$ kN/m <sup>2</sup>	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.

Se3	1,20	1,00	0,75	0,15	0,45	147	79,38	181,87	OK
-----	------	------	------	------	------	-----	-------	--------	----

Dimensionamento Geotécnico - Sapata Excêntrica											
Designação:	Iteração:	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Area (m <sup>2</sup> )	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	hu (m)	H (m)	p.p.sap (KN)

Se4	1	250	157,4	0,69256	0,58	1,20	0,2	0,3	0,30	0,35	9,09
	2	250	166,49	0,70232	0,59	1,20	0,2	0,3	0,30	0,35	9,22
	3	250	166,62	0,70334	0,59	1,20	0,2	0,3	0,30	0,35	9,23
	4	250	166,63	0,70345	0,59	1,20	0,2	0,3	0,30	0,35	9,23

P25 (cype)



Verificação da Tensão - Sapata Excêntrica							
Designação:	Bx (m)	By (m)	H (m)	VEd (KN)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	est.

Se4	1,25	1,00	0,50	180,84	144,67	250	OK!
-----	------	------	------	--------	--------	-----	-----

Dimensionamento Interno - Sapata Excêntrica																			
Designação:	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	Asx <sub>efec</sub> <sub>t</sub>	est.	Asy <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	Asy <sub>ef</sub> <sub>ect</sub>	est.

Se4	0,555	0,745	0,45	145	22,281	40,15	0,00827	0,014907	0,008341	0,0151	1,43	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	2,60	Ø12// 0,175	6,46	OK
-----	-------	-------	------	-----	--------	-------	---------	----------	----------	--------	------	-------	-------------	------	----	------	-------------	------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação:	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	u (m)	u* (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max

Se4	0,20	0,30	0,45	145	180,84	0,80	0,65	0,06	8,68	1,23	589	3670,80	OK
-----	------	------	------	-----	--------	------	------	------	------	------	-----	---------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação:	a	ui	u* (m)	Acont	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c

Se4	d/4	0,11	1,153	0,95	0,159	22,9	1,210	313,374		1,67	0,34	2273,73	2755,89	OK
	d/2	0,225	1,507	1,31	0,297	43,0	1,153	194,5801		1,67	0,34	1136,87	1377,94	OK
	d	0,45	2,214	2,01	0,693	100,3	1,099	63,04673	1,43E-03	1,67	0,34	568,43	688,971	OK
	1,5d	0,675	2,921	2,72	1,248	180,6	1,074	-18,9308		1,67	0,34	378,96	459,314	OK
	2d	0,675	2,921	2,72	1,248	180,6	1,074	-18,9308		1,67	0,34	378,96	459,314	OK

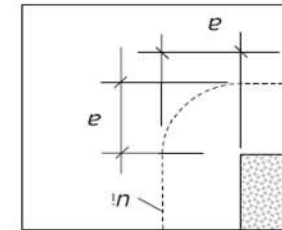
Verificação ao corte - Sapata Centrada												
Designação:	Bx (m)	By (m)	secção corte I-I						secção corte II-II			
			bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.

Se4	1,25	1,00	0,20	0,30	0,45	145	65,10	151,55	OK	81,38	189,44	OK
-----	------	------	------	------	------	-----	-------	--------	----	-------	--------	----

Dimensionamento Geotécnico - Sapata Excêntrica											
Designação:	Iteração:	Trd,solo (KN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	Area (m <sup>2</sup> )	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	hu (m)	H (m)	p.p.sap (KN)

Se5	1	250	93,7	0,41228	0,34	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,09
	2	250	96,79	0,39954	0,33	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	3,00
	3	250	96,70	0,39877	0,33	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	2,99
	4	250	96,69	0,39873	0,33	1,20	0,15	0,75	0,15	0,20	2,99

P36 (cype)



Verificação da Tensão - Sapata Excêntrica							
Designação:	Bx (m)	By (m)	H (m)	VEd (KN)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	est.

Se5	1,00	1,00	0,50	112,45	112,45	250	OK!
-----	------	------	------	--------	--------	-----	-----

Dimensionamento Interno - Sapata Excêntrica																			
Designação:	Lx (m)	Ly (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Msd,x (KN.m)	Msd,y (KN.m)	ux	uy	wx	wy	Asx <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução	Asx <sub>efec</sub> (cm <sup>2</sup> )	est.	Asy <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Solução	Asy <sub>ef</sub> (cm <sup>2</sup> )	est.

Se5	0,873	0,363	0,45	112	42,802	7,39	0,01589	0,002743	0,016145	0,0028	2,78	6,435	Ø12// 0,175	6,46	OK	0,47	Ø12// 0,175	6,46	OK
-----	-------	-------	------	-----	--------	------	---------	----------	----------	--------	------	-------	-------------	------	----	------	-------------	------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica													
Designação:	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	VEd (KN)	u (m)	u* (m)	Acont (m <sup>2</sup> )	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	Ved,pilar (KPa)	VRd,max (Mpa)	Ved,pilar < VRd,max

Se5	0,15	0,75	0,45	112	112,45	0,90	0,60	0,11	12,65	1,50	370	3670,80	OK
-----	------	------	------	-----	--------	------	------	------	-------	------	-----	---------	----

Verificação ao Puncoamento - Sapata Excêntrica														
Designação:	a	ui	u* (m)	Acont	$\Delta VEd$ (KN)	$\beta$	VED,red	pl	k	vmin	Vrd,c	Vrd,c,min	Ved < Vrd,c	

Se5	d/4	0,11	0,177	0,03	0,234	26,3	6,615	5608,943		1,67	0,34	2273,73	2755,89	KO
	d/2	0,225	0,353	0,20	0,395	44,4	1,737	538,9378		1,67	0,34	1136,87	1377,94	OK
	d	0,45	0,707	0,56	0,836	94,0	1,269	-1,04425	1,43E-03	1,67	0,34	568,43	688,971	OK
	1,5d	0,675	1,060	0,91	1,436	161,4	1,165	-165,378		1,67	0,34	378,96	459,314	OK
	2d	0,675	1,060	0,91	1,436	161,4	1,165	-165,378		1,67	0,34	378,96	459,314	OK

Verificação ao corte - Sapata Centrada									
secção corte I-I									
Designação:	Bx (m)	By (m)	bx pilar (m)	by pilar (m)	d (m)	$\sigma_{gd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	VEdI (KN)	Vrd,c (KN)	est.

Se5	1,00	1,00	0,15	0,75	0,45	112	50,60	151,55	OK
-----	------	------	------	------	------	-----	-------	--------	----

Designação	Vao (m)	Altura Mínima (m)	Altura (m)	Acções Permanentes				Acções Variáveis		
				Peso Proprio (KN/m <sup>2</sup> )	Peso Revst. (KN/m <sup>2</sup> )	Peso Pd.Div. (KN/m <sup>2</sup> )	Peso Adcin. (KN/m <sup>2</sup> )	G <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
LE1	2,700	0,09	0,20	5,00	2,50	0,00	0,00	7,50	2,00	2,00

Designação	G <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Fsd (KN)	Estado Limite Ultimo de Resistencia									
				Psd (KN/m <sup>2</sup> )	Msd <sup>+</sup> (KN.m)	u	As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>min</sub> <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	Solução adotada		As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.	
										Ø	esp. (m)		
LE1	7,50	2,00	0,00	13,13	11,96	0,0294	2,02	0,24	12	0,15	7,54	OK	

Designação	G <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Estado Limite Ultimo Resistência - Corte										
			Psd (KN/m <sup>2</sup> )	Vsd (KN)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução		As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.	Vrd,s (kN)	Vrd,c (kN)	est.	
							Ø	//					
LE1	7,50	2,00	13,13	17,72	1,51	8	0,25	2,00	OK	26,62	323,49	OK	

Designação	DADOS						ACÇÕES ACTUANTES							
	Altura h(m)	Espes. e(m)	d (m)	Ângulo de atrito ( $\phi$ )	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito terras	Ka	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_h$ (kPa)	Ia (KN/m)	Iah (KN/m)	Iav (KN/m)	Iaq (KN/m)	Nsd transmi- tido
MS1	0,90	0,20	0,175	30	20	10	0,334	0	6,00	2,70	2,66	0,47	0,00	...

Estado Limite Ultimo de Resistencia										
Md (KN.m)	Fd (KN/m)	Msd (KN.m)	Fsd (KN/m)	u	As (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução		As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.
							$\phi$	//		
0,80	2,58	1,08	3,48	0,0026	0,18	2,50	10	0,25	3,16	OK

Estado Limite Ultimo Resistência - Corte								
Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução		As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	est.	VEd (KN)	Vrd,s (kN)	Vrd,c (kN)	est.
	$\phi$	//						
0,632	8	0,25	2,00	OK	2,026	140,94	342,52	OK

Designação	DADOS						ACÇÕES ACTUANTES							
	Altura h(m)	Espes. e(m)	d (m)	Ângulo de atrito ( $\phi$ )	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	Angulo de atrito terras	$K_a$	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_h$ (kPa)	Ia (KN/m)	Iah (KN/m)	Iav (KN/m)	Iaq (KN/m)	Nsd transmi- tido
MS2	3,95	0,20	0,175	30	20	10	0,334	0	26,35	52,04	51,25	9,03	0,00	...

Estado Limite Ultimo de Resistencia										
Md (KN.m)	Fd (KN/m)	Msd (KN.m)	Fsd (KN/m)	u	As (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução		Asx <sub>efect</sub> cm <sup>2</sup> /m	est.
							$\phi$	//		
67,48	49,66	91,10	67,04	0,2237	18,30	2,50	16	0,1	20,10	OK

Estado Limite Ultimo Resistência - Corte								
Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	Solução		Asx <sub>efect</sub> cm <sup>2</sup> /m	est.	VEd (KN)	Vrd,s (kN)	Vrd,c (kN)	est.
	$\phi$	//						
4,02	10	0,15	5,27	OK	29,493	1628,90	1503,27	OK

Designação	Dados										Cálculos				
	L (m)	Bx1 (m)	bx (m)	Bx2 (m)	L total (m)	Nsd,1 (KN)	Msd,1 (KN.m)	e (m)	Nsd,2 (KN)	Msd,2 (KN.m)	Med,1 (KN.m)	Med,2 (KN.m)	x (m) Vsd=0	Msd <sup>-</sup> (KN.m)	Msd <sup>+</sup> (KN.m)
	P23					P38									
VF1	2,45	1	0,15	1,25	4,0	167,2	11,10	0,425	135,1	8,30	82,16	43,83	2,61	53,02	24,14

Designação	Dados		Dimensionamento															
	b (m)	d (m)	Msd <sup>-</sup> (KN.m)	u	w	As <sub>calc</sub> <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	Solução Adoptada			As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> )	Msd <sup>+</sup> (KN.m)	u	w	As <sub>calc</sub> <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	Solução Adoptada			As <sub>effect</sub> (cm <sup>2</sup> )
VF1	0,30	0,47	53,02	0,0602	0,0638	3,437	3	Ø	16	6,029	24,14	0,0274	0,0281	1,52	3	Ø	12	3,391

Desig.	Estado Limite Ultimo Resistência - Corte														Verificação
	VEd (KN)	p min	(Asmin/s)	Ø	Nº Ramos	As (cm2)	sl,max (m)	st,max (m)	Solução Adoptada	(Asw/s) <sub>eff</sub>	Vrd,s (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd (kN)		
VF1	30,81	0,00089	2,68	8	2	1,01	0,353	0,353	Ø// 0,200	5,050	185,845	268,305	185,845	OK	

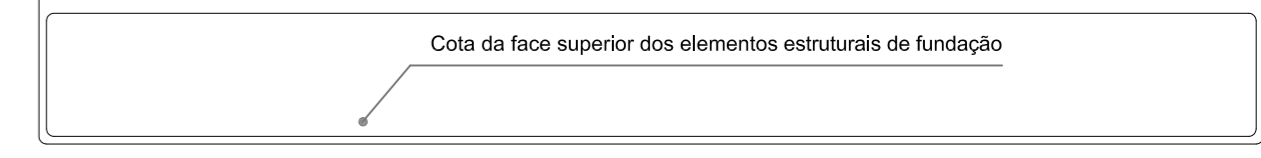
**ANEXO VIII – PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE BETÃO  
ARMADO E MADEIRA**





**Lajes e Fundações**

Tipo de laje		
Cota do acabado (m)		Cargas variáveis (kN/m <sup>2</sup> )
Cota do tosco (m)		Cargas de revestimentos e divisórias (kN/m <sup>2</sup> )
Espessura da laje (m)		Cargas permanentes totais (kN/m <sup>2</sup> )



**NOTAS:**

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado o betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**Betão :**

Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2

**Aço :**

Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

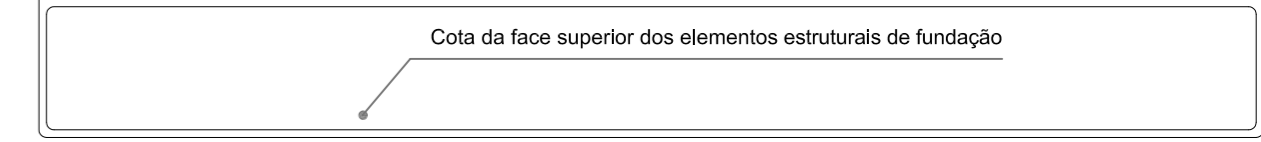
	Requerente	---	Título	Planta piso da cave	Escala	1/100	Nº do Desenho <b>02</b>
	Projecto	Reconstrução de Edifício	Especialidade	Estabilidade e Betão Armado	Proc. Nº	---	
	Local	Rua de São Paio, nº86 - Sequeira Braga	Projectado	---	Data	Out. 2021	
	Rua 25 de Abril, nº21, 4740-002 Esposende, Portugal   Email: paulolages@dr-building.pt   Tel: 253 292 316   Tlm: +351 962552453						

Todos os elementos gráficos e dimensionados neste mapa desenhados sob propriedade intelectual da Dr. Building, Lda. Não poderão ser reproduzidos ou usados para qualquer outro fim, nos termos do D.L. 63/85 (14 Março).



**Lajes e Fundações**

Tipo de laje		
Cota do acabado (m)		Cargas variáveis (kN/m <sup>2</sup> )
Cota do toco (m)		Cargas de revestimentos e divisórias (kN/m <sup>2</sup> )
Espessura da laje (m)		Cargas permanentes totais (kN/m <sup>2</sup> )



**NOTAS:**

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

**RECOBRIMENTO DE ARMATURAS**

Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

<b>Betão :</b>	
Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Têrrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2
<b>Aço :</b>	
Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

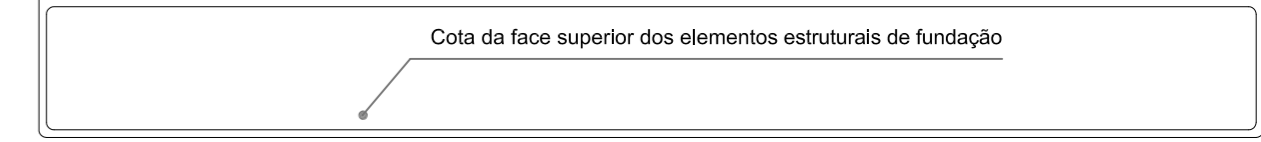
	Requerente	--	Título	Planta fundações do rés-do-chão	Escala	1/100	<b>03</b> Nº do Desenho
	Projecto	Reconstrução de Edifício	Especialidade	Estabilidade e Betão Armado	Proc. Nº	--	
	Local	Rua de São Paio, nº86 - Sequeira Braga	Projecto	--	Data	Out. 2021	
	<small>Rua 25 de Abril, nº21, 4740-002 Esposende, Portugal   Email: paulk@dr-building.pt   Tlf: 253 292 316   Tlm: +351 962552453</small>						

Todos os elementos gráficos e dimensionados nesta planta são propriedade intelectual da DrBuilding. Esta não poderá ser reproduzida ou utilizada para qualquer outro fim, nos termos do D.L. 53/82 (4.ª Alteração).



**Lajes e Fundações**

Tipo de laje		
Cota do acabado (m)		Cargas variáveis (kN/m <sup>2</sup> )
Cota do toco (m)		Cargas de revestimentos e divisórias (kN/m <sup>2</sup> )
Espessura da laje (m)		Cargas permanentes totais (kN/m <sup>2</sup> )



**NOTAS:**

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

<b>Betão :</b>	
Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2
<b>Aço :</b>	
Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

	Requerente	--	Título	Planta piso do rés-do-chão	Escala	1/100	<b>04</b>
	Projecto	Reconstrução de Edifício	Especialidade	Estabilidade e Betão Armado	Proc. Nº	--	
	Local	Rua de São Paio, nº86 - Sequeira Braga	Projecto	--	Data	Out. 2021	
	<small>Rua 25 de Abril, nº21, 4740-002 Esposende, Portugal   Email: paul@dr-building.pt   Tlf: 253 292 316   Tlm: +351 962552453</small>						

Todos os elementos gráficos e dimensionados desta planta são propriedade intelectual da Dr. building. Não poderão ser reproduzidos ou usados para qualquer outro fim, nos termos do D.L. 63/82 (4.ª Alteração).



### Lajes e Fundações

Tipo de laje	→		
Cota do acabado (m)	→		Cargas variáveis (kN/m <sup>2</sup> )
Cota do toco (m)	→		Cargas de revestimentos e divisórias (KN/m <sup>2</sup> )
Espessura da laje (m)	→		Cargas permanentes totais (KN/m <sup>2</sup> )

Cota da face superior dos elementos estruturais de fundação

### NOTAS:

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

### RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

### MATERIAIS ESTRUTURAIIS

**Betão :**

Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2

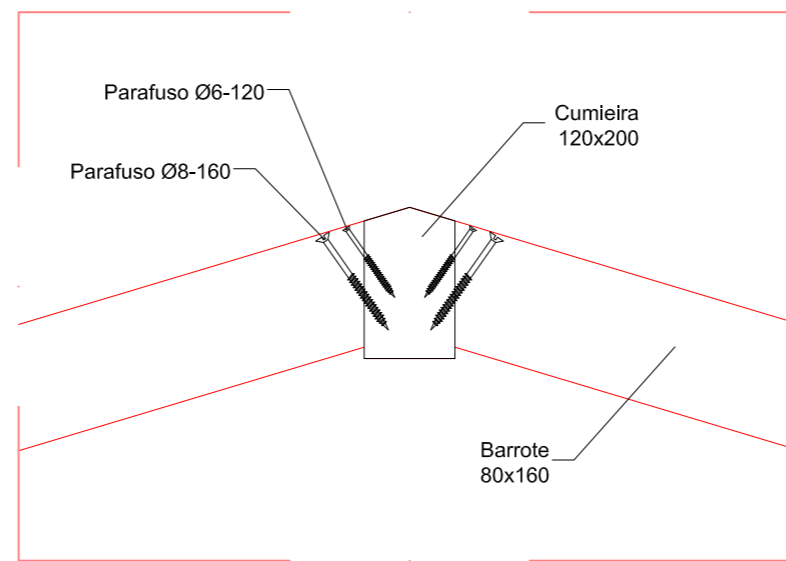
**Aço :**

Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

Todos os elementos gráficos e determinados nesta planta destinam-se à propriedade intelectual da DrBuilding. Não poderão ser reproduzidos ou usados para qualquer outro fim, não tendo o D.L. 53/2002 (4 Março).

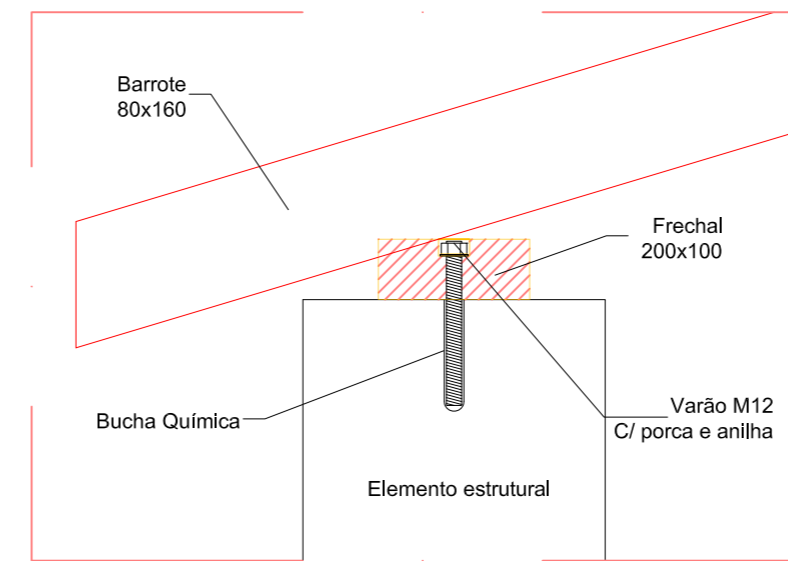
### Fixação Barrote a Cumieira

Esc. S/E



### Fixação Barrote ao Frechal

Esc. S/E



MATERIAIS	
MADEIRA MACIÇA: GL24h.....	COBERURA
ACÇOS: S 275 JR .....	CHAPAS
CLASSE 4.8 .....	VARÃO E CAVILHA
HBS CLASSE 10.9.....	PARAFUSOS

NOTAS GERAIS	
-	Deverá evitarse todo contacto da madeira com qualquer material susceptível de acumular ou gerar humidade.
-	Uma adequada ventilação da madeira deverá ser garantida, através da garantia de afastamento relativamente a elementos de betão armado, ou recorrendo a barreiras de humidade.
-	Os movimentos provocados pelas variações de teor de água da madeira não devem ser impedidos.
-	Toda a disposição construtiva susceptível de introduzir tensões de tração perpendicular ao fio, deverá ser evitada.

LEGAÇÕES	
-	Os dispositivos que materializam a ligação não devem impedir os movimentos higrométricos da madeira ou, caso o impeçam, a sua acção deverá ser mitigada.
-	Os elementos metálicos empregues nas ligações devem possuir uma protecção Fe/Zn 40 por galvanização a quente ou serem em aço inoxidável.
-	Os anilhas devem ser complementadas com a colocação de chapas como garantia de estabilização da ligação, nomeadamente, frente a possibilidade de inversão de estirões.
-	Deverá ser distribuído os valores mínimos para as distâncias e espaçamentos entre ligações descritos nas especificações técnicas.

COTAS DE IMPLANTAÇÃO	
-	Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas no local de obra.



Base da Cobertura



Topo da Cobertura

Lajes e Fundações	
Tipo de laje	
Cota do acabado (m)	Cargas variáveis (kN/m <sup>2</sup> )
Cota do tosco (m)	Cargas de revestimentos e divisórias (kN/m <sup>2</sup> )
Espessura da laje (m)	Cargas permanentes totais (kN/m <sup>2</sup> )

Cota da face superior dos elementos estruturais de fundação

**NOTAS:**  
 Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.  
 Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.  
 As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.  
 Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.  
 Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

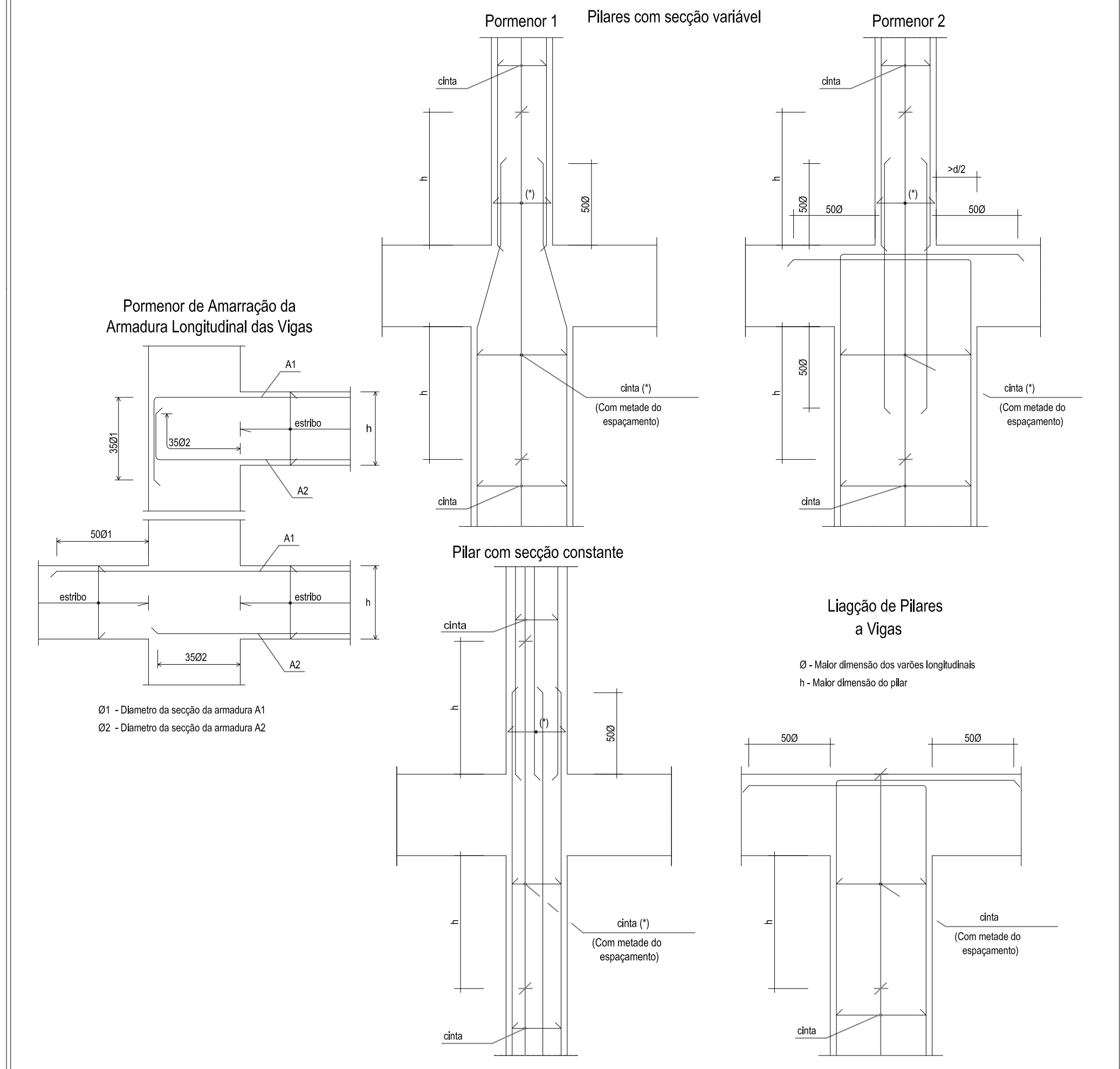
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

MATERIAIS ESTRUTURAIS	
<b>Betão :</b>	
Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2
<b>Aço :</b>	
Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

	Requerente	Título	Escala	Nº do Desenho <b>06</b>	
	Projecto	Reconstrução de Edifício	Planta cobertura inclinada		
	Local	Rua de São Paio, nº86 - Sequeira Braga	Especialidade		Estruturas de Madeira
	Projecção		Data		Out. 2021

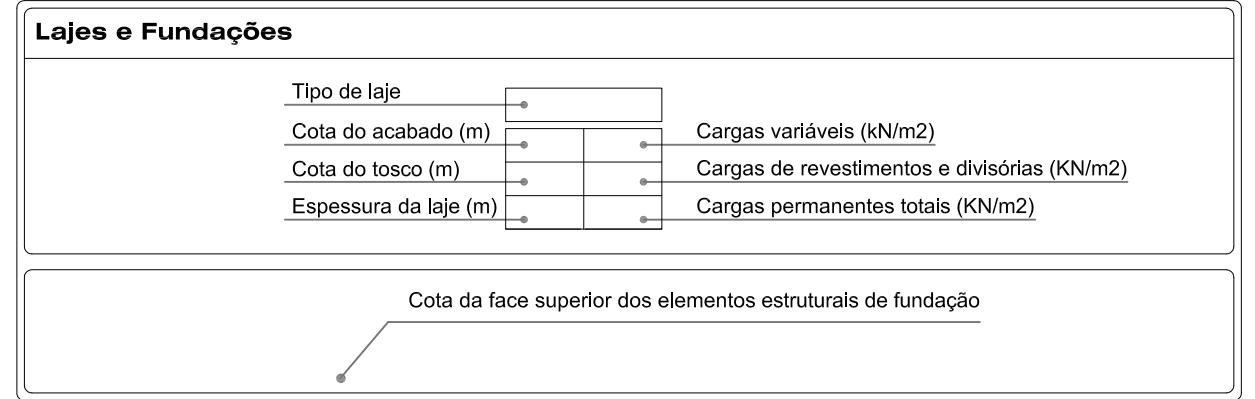
Todos os elementos gráficos e desenhados nesta peça desenhada são propriedade intelectual da Drubuilding. Não poderão ser reproduzidos ou usados para qualquer outro fim, nos termos do D.L. 53/82 (4 Março).

**PORMENOR DA EMENDA DE VARÕES EM PILARES, VIGAS E PAREDES**



**QUADRO DE PILARES**

Piso	Pilar	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
Cobertura		12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15 Deslocamento do eixo		10Ø12 0.600 0.150 2 cinta Ø8/0.15 Deslocamento do eixo	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15		6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø16 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15 Deslocamento do eixo	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15		Pilar em granito 0.250 0.250	6Ø16 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	Pilar em granito 0.200 0.200
Piso		12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	14Ø12 1.07 0.200 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø16 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	Pilar em granito 0.250 0.250	6Ø16 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	Pilar em granito 0.200 0.200
Rés-do-chão		12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	14Ø12 1.07 0.200 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø16 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	Pilar em granito 0.250 0.250	6Ø16 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	Pilar em granito 0.200 0.200
Piso Cave		12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	14Ø12 1.07 0.200 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø16 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15		6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15			
Fundações		12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	14Ø12 1.07 0.200 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø12 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15	6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15	12Ø16 0.750 0.150 2 cinta Ø8/0.15		6Ø12 0.300 0.200 1 cinta Ø8/0.15			



**NOTAS:**

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**Betão :**

Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2

**Aço :**

Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

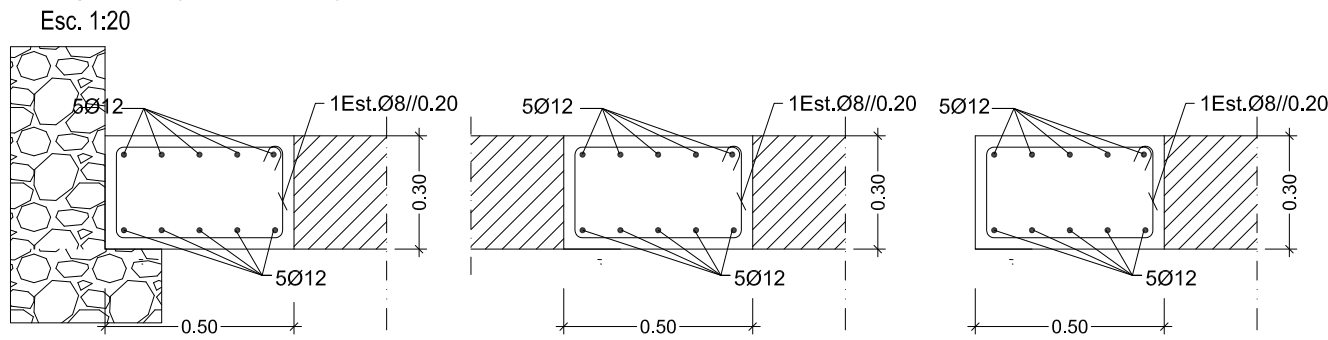
Requerente: --  
Projecto: Reconstrução de Edifício  
Local: Rua de São Paio, nº86 - Sequeira Braga

Título: Pormenorização de Pilares  
Especialidade: Estabilidade e Betão Armado  
Projectou: --

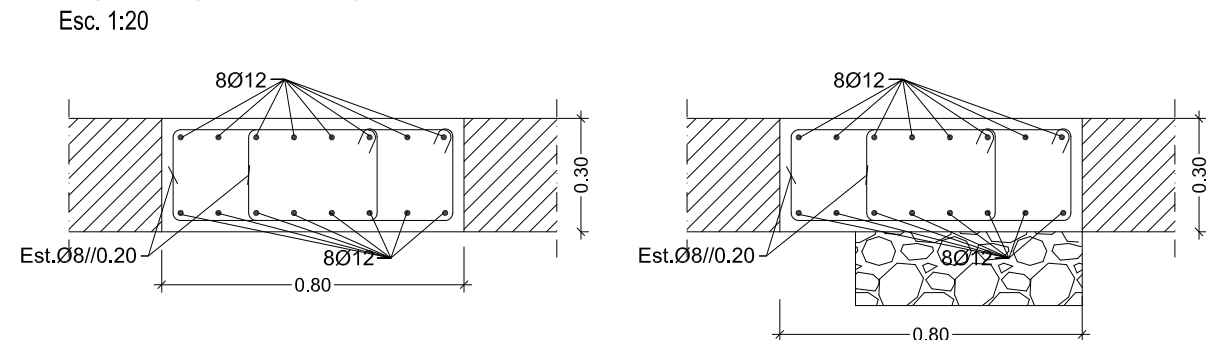
Escala: 1/100  
Proc. Nº: --  
Data: Out. 2021

Nº do Desenho: **07**

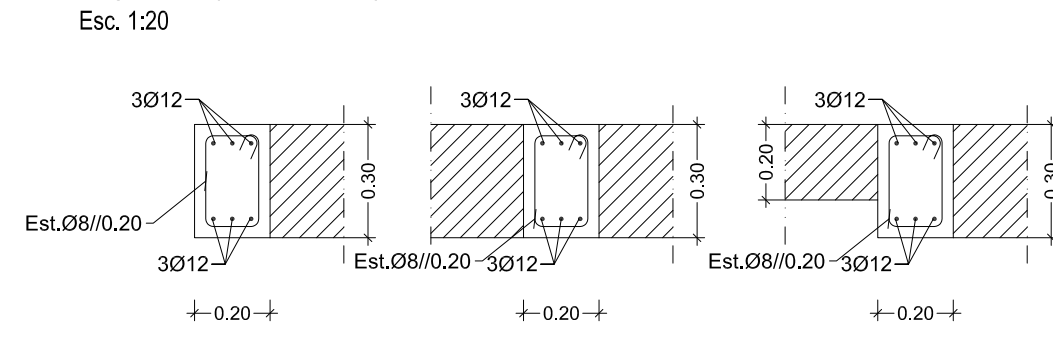
### Viga V1 (0.50x0.30)



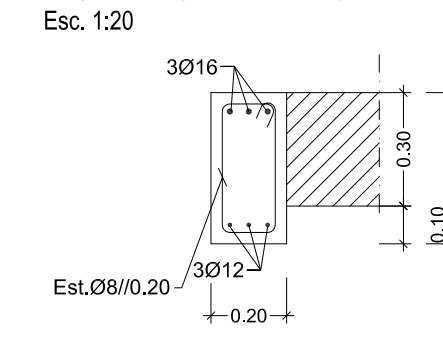
### Viga V2 (0.80x0.30)



### Viga V3 (0.20x0.30)



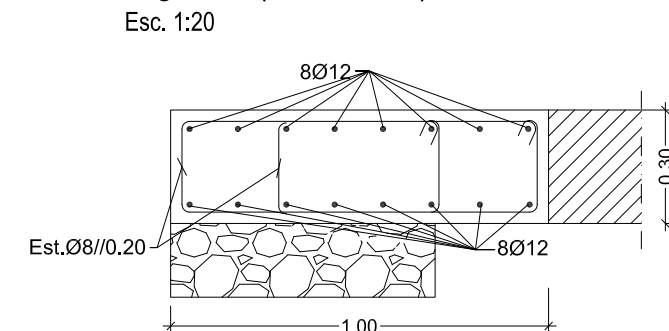
### Viga V4 (0.20x0.40)



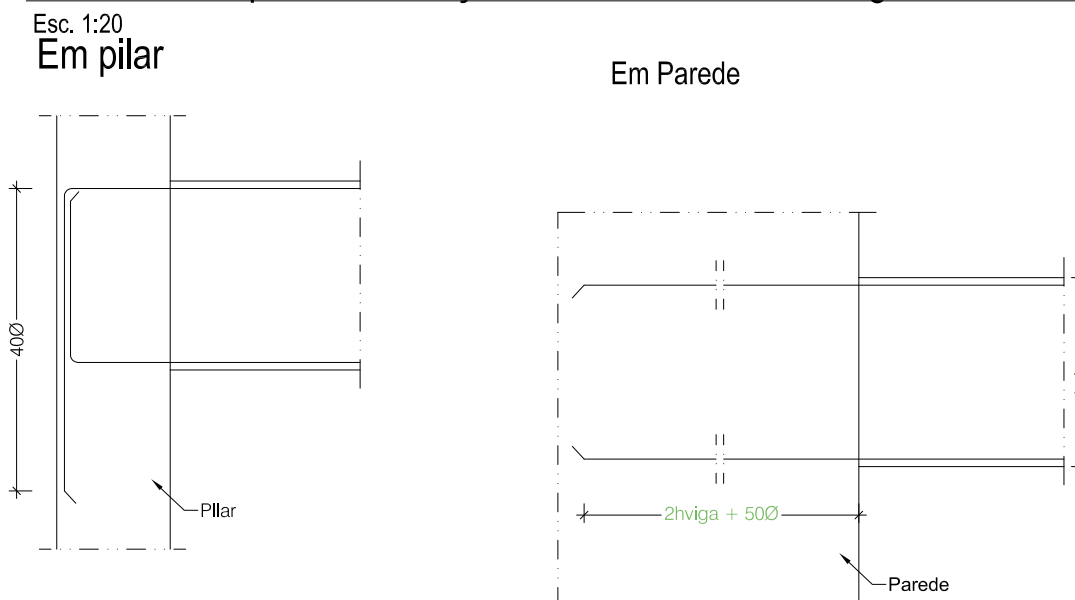
### Viga V5 (0.50x0.30)



### Viga V6 (1.10x0.30)

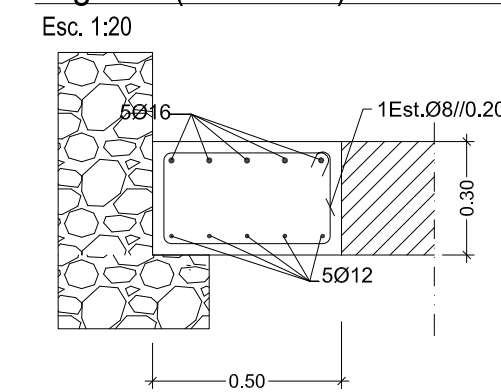


### Pormenores tipo de amarração em extremidades de vigas

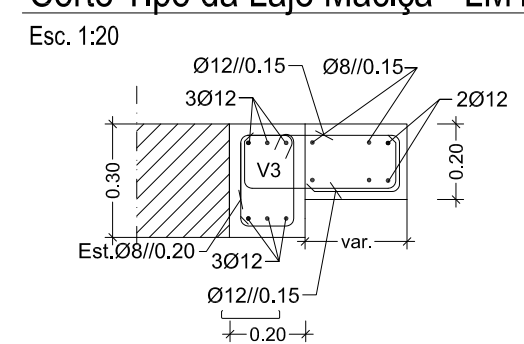


NOTA: Pormenores a aplicar quando não existe outra amarração indicada.

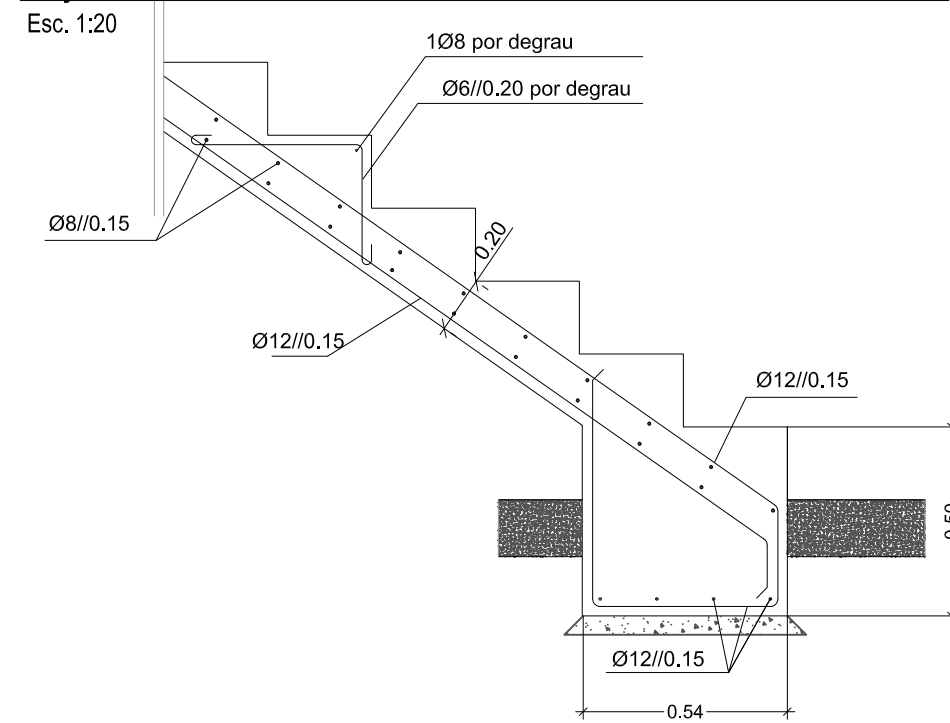
### Viga V7 (0.50x0.30)



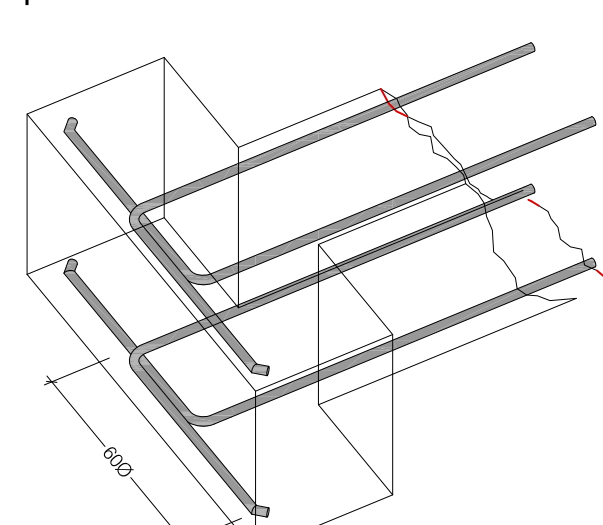
### Corte Tipo da Laje Maciça - LM1



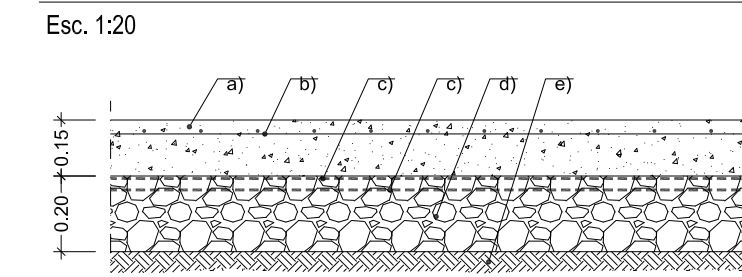
### Laje de Escadas - LE1



### Apoio indirecto

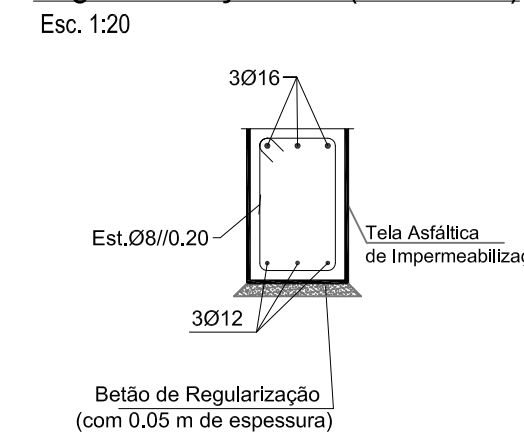


### Pavimento Térreo - Pormenores

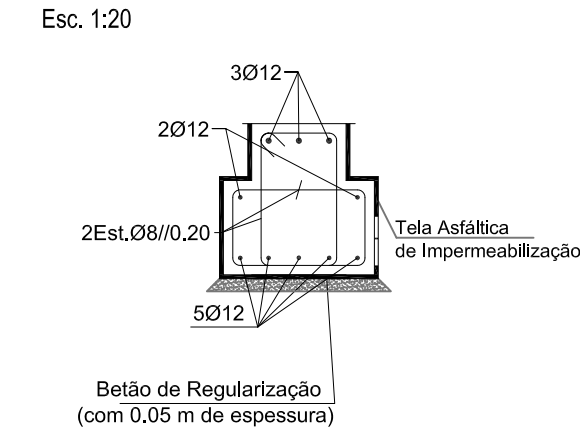


- Legenda:**
- a) - Betão C25/30 talochado mecânicamente
  - b) - Malhasol CQ 40
  - c) - 2 Filmes de polietileno com espessura de 0.2 mm com sobreposição de 0.50m nas juntas
  - d) - Agregado britado de granulometria extensa do tipo 0/40, compactado a 95% do proctor modificado
  - e) - Terreno regularizado e compactado ou aterro a efectuar compactado ao grau 95% do proctor modificado.

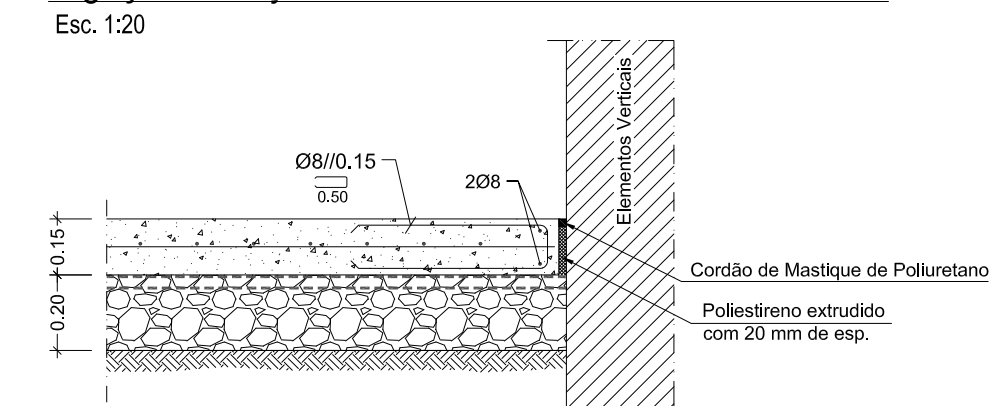
### Viga Fundação VF (0.30x0.50)



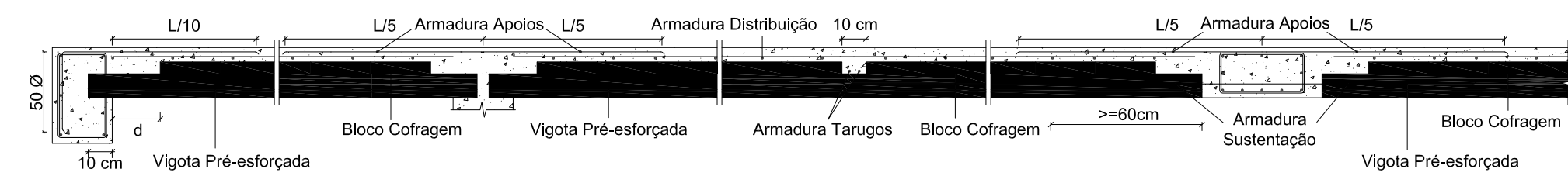
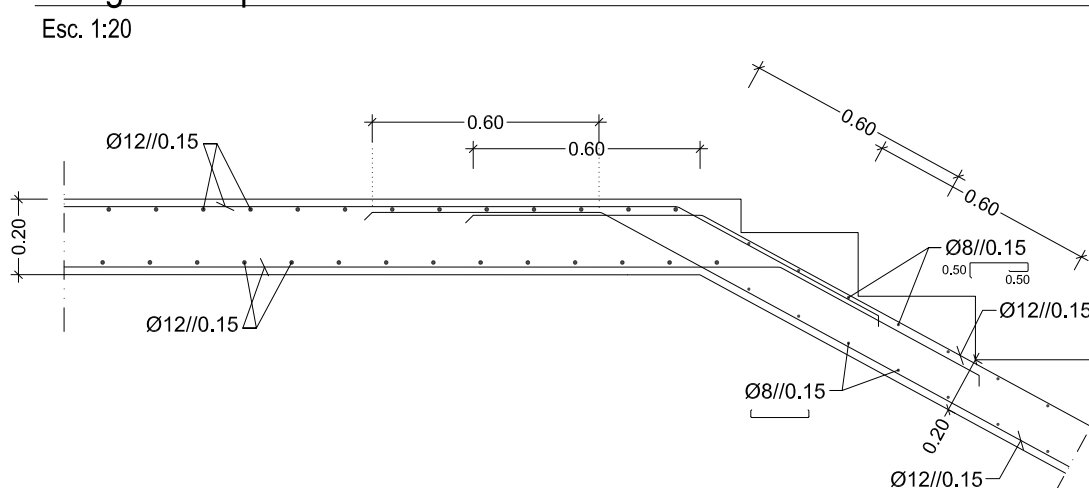
### Lintel de Fundação LF (0.30x0.50)



### Ligação da Laje com Elementos Verticais

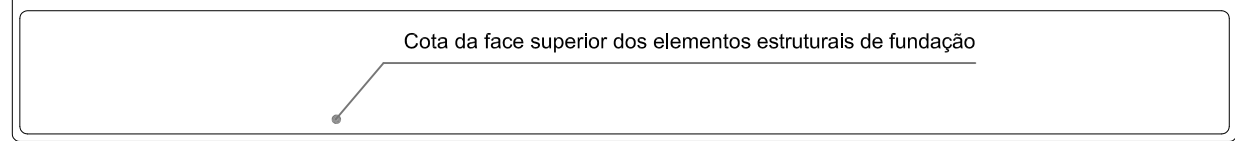


### Chegada ao patamar da Escadas LE1



QUADRO RESUMO DE LAJES ALIGEIRADAS INORBEL																										
NOME DA LAJE	VÃO L m	ALTURA cm	ACÇÕES CARACT. PERMANENTES					ACÇÃO VARIÁVEL	COND APOIO	ESTADOS LIM. ÚLT. DE RESISTÊNCIA			ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO			A R M A D U R A S					Abas Mac d m	L A J E INORBEL				
			BETÃO	P.P.	REV.	P.DIV.	Outros			F kN	CONC	REV.	Msd / Mtd	Vsd / Vtd	FENDILH.	DEFORMAÇÃO	DISTRIBUIÇÃO	APOIOS	TARUGOS							
La1	7,26	30,0	5,18	1,62	1,00	0,00	-	2,00	0,3	8	96,85	53,36	55,34	48675	0,62	1,78	1,81	AR 60	A400 - 708 / m	0,73	3	2016	1,81	0,00	2E-C22x24-30	
		158,3					-				140,90	93,30	78,40					AR 50	A400 - 508 / m	0,50	2	2012	1,67	0,00	E-C22x24-30	
La2	5,00	30,0	4,45	1,62	1,65	0,00	-	2,00	0,3	8	45,56	36,45	26,00	38307	0,18	0,50	1,25	AR 50	A400 - 508 / m	0,50	2	2012	1,67	0,00	E-C22x24-30	
		132,1					-				98,00	57,20	55,00													

Lajes e Fundações			
Tipo de laje	→		Cargas variáveis (kN/m2)
Cota do acabado (m)	→		Cargas de revestimentos e divisórias (kN/m2)
Cota do tosco (m)	→		Cargas permanentes totais (kN/m2)
Espessura da laje (m)	→		



**NOTAS:**

Todas as cotas devem ser confirmadas no projecto de Arquitectura.

Deve ser verificado "in situ" uma capacidade de carga de 250 kPa para o terreno de fundação.

As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser impermeabilizadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impregnante tipo "INERTOL F" ou equivalente.

Nas zonas directamente betonadas contra o terreno deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente, ou em alternativa, aumentar a classe de resistência do betão utilizado.

Antes da betonagem dos elementos estruturais, deverá ser verificada a necessidade de colocação de negativos não previstos, relativos às diversas especialidades.

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
Elementos enterrados:	- 5,0 cm
Restantes elementos:	- 3,0 cm

MATERIAIS ESTRUTURAIS	
<b>Betão :</b>	
Betão de Limpeza	- B15 (C12/15) EC2
Fundações	- B30 (C25/30) EC2
Laje Térrea	- B30 (C25/30) EC2
Restantes Elementos Estruturais	- B30 (C25/30) EC2
<b>Aço :</b>	
Varões	- A500 NR
Redes Electrossoldadas	- A500 EL
Perfis e Chapas	- S275 JR
Chumbadouros	- A400 EL

Requerente  
Projeto  
Reconstrução de Edifício

Local  
Rua de São Paio, nº86 - Sequeira  
Braga

Título  
Pormenorização  
Vigas e Lajes

Especialidade  
Estabilidade e Betão Armado

Projectou  
--

Escala  
1/100

Proc. Nº  
--

Data  
Out. 2021

Nº do Desenho  
**08**

