



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

JOSÉ FILIPE LOURENÇO DE MENDONÇA
Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização de Edificações

(Documento Definitivo)

Orientador:

António Carlos T. S. Gorgulho (Prof. Adjunto do ISEL, Mestre)

Júri:

Presidente: Manuel Brazão de Castro Farinha (Prof. Adjunto do ISEL, Mestre)

Orientador: António Carlos T. S. Gorgulho (Prof. Adjunto do ISEL, Mestre)

Vogal: Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques (Prof. Adjunto do ISEL, Doutor)

ABRIL 2015



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

RESUMO

A presente Dissertação tem como objetivo a comparação técnico-económica entre duas soluções construtivas de uma moradia no centro histórico do Montijo.

Na solução A preconiza-se a demolição do que resta da edificação e a construção de uma nova moradia em betão armado, com rés-do-chão, um piso e um desvão não habitado. A estrutura de suporte da cobertura é descontínua, com recurso a varas e madres pré-fabricadas em betão.

Na solução B determina-se a realização de uma operação de reabilitação, com manutenção das paredes periféricas resistentes em alvenaria de pedra. A estrutura de suporte dos pavimentos é em madeira, sendo constituída por vigas e barrotes de seção apropriada. Os pilares necessários são metálicos, recorrendo a perfis H. A estrutura de suporte da cobertura é em madeira, sendo descontínua, com o uso de varas e madres.

Nas últimas décadas tem havido uma preocupação crescente com o impacte ambiental da indústria da construção civil, nomeadamente na sua contribuição para a exploração de recursos não renováveis, na produção e acumulação de resíduos e na ocupação e impermeabilização dos solos. Os edifícios constituem uma fatia considerável da energia utilizada na maioria dos países, destacando-se países em franco crescimento económico tais como a China e a Índia. As exigências mundiais na redução de emissões de gases de efeito de estufa resultam na maior preocupação relativamente à sustentabilidade e à eficiência energética, dos edifícios novos e reabilitados. No âmbito da redução das emissões surgiu a exigência Europeia da redução do consumo energético dos edifícios para valores quase nulos. Esta medida tinha como alvo inicialmente os edifícios novos, mas pretende-se a prazo que todos os edifícios sejam abrangidos.

Desta forma, a reabilitação urbana é da maior importância, não sendo alheio o facto do parque habitacional em Portugal encontrar-se envelhecido, apesar da melhoria generalizada na última década.

Neste contexto, esta Dissertação pretende detalhar as soluções construtivas ao nível técnico, estabelecendo uma análise dos custos de fabrico com vista a determinar qual a solução mais económica.

PALAVRAS-CHAVE: reabilitação, betão, madeira, custos, moradia



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

ABSTRACT

The following dissertation has as its main goal to establish a technical and economic comparison between two construction designs of a small building in Montijo historic centre.

In the solution A, the existing building is demolished and a new structure is built in reinforced concrete. The building has a ground floor, an upper floor and an attic that is used only for storage. The structure that withstands the roof is made of precast concrete rafters.

In the solution B, the project consists on a building renewal, maintaining the exterior masonry walls. The structure that supports the floors is made of wood, namely beams and joists with an appropriate section. The columns are made of steel, with the use of H sections. The roof is supported by wood beams and joists.

In the last decades there has been a growing concern about the environmental impact of the construction industry, namely its contribution to the depletion of non-renewable resources, waste management and soil occupation. Buildings represent a considerable amount of the energy spent in most countries, especially in emerging economies like China and India. The global greenhouse emissions reduction goals are concerning the national governments, with the need to increase the sustainability and energy efficiency of new buildings and renewed ones. In the scope of reducing emissions, the European Union wants to ensure the reduction of the energy consumption of buildings to nearly zero. This European Directive initially targets only new buildings, but in the medium term all buildings will be included, which requires a tremendous effort from the EU Member States.

Therefore, urban renewal is of the utmost importance, adding to the fact that the average building age in Portugal is high, despite the significant improvement in the last decade.

In this context, this Dissertation aims to detail the different designs at the technical level, establishing an analysis of the construction cost, to help determine which is the better solution from an economical point of view.

KEYWORDS: renewal, concrete, wood, cost, building



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova



ÍNDICE

1	FUNDAMENTAÇÃO, OBJECTIVOS E METODOLOGIA DA DISSERTAÇÃO	1
1.1	A REABILITAÇÃO EM PORTUGAL	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	METODOLOGIA	3
2	CARACTERIZAÇÃO DO IMÓVEL.....	5
2.1	ASPETOS CONSTRUTIVOS	5
2.2	CONDICIONANTES LEGAIS E URBANÍSTICAS	6
2.3	PROJECTO DE ARQUITECTURA	7
3	SOLUÇÃO A – DEMOLIÇÃO E CONSTRUÇÃO EM BETÃO ARMADO	9
3.1	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO CONSTRUTIVA	9
3.2	MATERIAIS	9
3.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	9
3.4	AÇÕES	10
3.4.1	<i>Cargas Permanentes</i>	10
3.4.2	<i>Sobrecargas</i>	10
3.4.3	<i>Vento</i>	10
3.4.4	<i>Sismo</i>	11
3.4.5	<i>Combinação de ações</i>	11
3.5	PAVIMENTO TÉRREO	11
3.6	COBERTURA	12
3.6.1	<i>Cargas permanentes</i>	12
3.6.2	<i>Sobrecarga</i>	16
3.6.3	<i>Vento</i>	18
3.6.4	<i>Seções dos elementos estruturais</i>	21
3.7	VIGAS	22
3.7.1	<i>Cargas permanentes</i>	22
3.8	LAIJES	22
3.8.1	<i>Cargas permanentes</i>	22
3.8.2	<i>Sobrecarga</i>	22
3.9	ESCADAS	23
3.9.1	<i>Cargas permanentes</i>	23
3.9.2	<i>Sobrecarga</i>	23
3.10	ARMADURAS	23
3.10.1	<i>Armadura longitudinal</i>	23



3.10.1.1	Vigas de fundação	23
3.10.1.1	Vigas	25
3.10.1.2	Vigas de cobertura	28
3.10.1.3	Lajes.....	30
3.10.1.3.1	Piso 01	30
3.10.1.3.2	Esteira	30
3.10.1.4	Pilares	30
3.10.1.5	Escadas	32
3.10.1.5.1	Pilaretes	33
3.10.2	<i>Armadura transversal</i>	35
3.10.2.1	Vigas de fundação	36
3.10.2.2	Vigas	36
3.10.2.3	Vigas de cobertura	38
3.10.2.4	Pilares	38
3.11	FUNDAÇÕES.....	38
3.11.1	<i>Cálculo da sapata P1</i>	39
3.11.2	<i>Dimensionamento das sapatas de fundação</i>	42
4	SOLUÇÃO B – REABILITAÇÃO COM CONSTRUÇÃO EM MADEIRA	43
4.1	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO CONSTRUTIVA.....	43
4.2	MATERIAIS	43
4.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	43
4.4	AÇÕES	44
4.4.1	<i>Cargas Permanentes</i>	44
4.4.2	<i>Sobrecargas</i>	44
4.4.3	<i>Vento</i>	44
4.4.4	<i>Sismo</i>	44
4.4.5	<i>Combinação de ações</i>	44
4.5	PAVIMENTO TÉRREO.....	45
4.6	COBERTURA.....	45
4.6.1	<i>Cargas permanentes</i>	45
4.6.2	<i>Sobrecarga</i>	45
4.6.3	<i>Vento</i>	46
4.6.4	<i>Combinação de ações</i>	46
4.6.5	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	49
4.6.5.1	Flexão com compressão	49
4.6.5.1	Flexão com tração	51
4.6.5.2	Flexão simples	53
4.6.5.3	Corte.....	54
4.6.6	<i>Verificação aos estados limites de serviço</i>	56



4.6.6.1	Deformação	56
4.6.7	<i>Seções dos elementos estruturais</i>	60
4.7	PAVIMENTO DESVÃO NÃO HABITADO	61
4.7.1	<i>Cargas permanentes</i>	61
4.7.2	<i>Sobrecargas</i>	62
4.7.3	<i>Combinação de ações</i>	62
4.7.4	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	63
4.7.4.1	Flexão simples	63
4.7.4.2	Corte.....	64
4.7.5	<i>Verificação aos estados limites de serviço</i>	65
4.7.5.1	Deformação.....	65
4.7.5.2	Vibração	68
4.7.6	<i>Seções dos elementos estruturais</i>	68
4.8	PAVIMENTO PISO 01.....	68
4.8.1	<i>Cargas permanentes</i>	68
4.8.2	<i>Sobrecargas</i>	69
4.8.3	<i>Combinação de ações</i>	69
4.8.4	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	72
4.8.4.1	Flexão simples	72
4.8.4.2	Corte.....	74
4.8.5	<i>Verificação aos estados limites de serviço</i>	75
4.8.5.1	Deformação.....	75
4.8.5.2	Vibração	79
4.8.6	<i>Seções dos elementos estruturais</i>	79
4.9	PAVIMENTO TERRAÇO PISO 01	80
4.9.1	<i>Cargas permanentes</i>	80
4.9.2	<i>Sobrecargas</i>	80
4.9.3	<i>Combinação de ações</i>	80
4.9.4	<i>Pré-dimensionamento</i>	80
4.9.5	<i>Esforços</i>	80
4.9.6	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	82
4.9.7	<i>Verificação aos estados limites de serviço</i>	83
4.10	PILARES.....	83
4.10.1	<i>Desvão não habitado</i>	83
4.10.1.1	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	84
4.10.1.1.1	Compressão.....	84
4.10.1.1.2	Encurvadura por compressão	84
4.10.1.1.3	Esmagamento	85
4.10.2	<i>Piso 01</i>	86

4.10.2.1	Verificação aos estados limites últimos.....	86
4.10.2.1.1	Compressão.....	86
4.10.2.1.2	Encurvadura por compressão	87
4.10.2.1.3	Esmagamento	87
4.10.3	<i>Piso 0</i>	87
4.10.3.1	Verificação aos estados limites últimos.....	88
4.10.3.1.1	Compressão.....	88
4.10.3.1.2	Encurvadura por compressão	89
4.10.3.1.3	Esmagamento	90
4.10.4	<i>Seções dos elementos estruturais</i>	90
4.11	PAREDES DE ALVENARIA RESISTENTE.....	91
4.11.1	<i>Verificação aos estados limites últimos</i>	92
4.11.1.1	Compressão.....	92
4.11.1.2	Frechal em perfil metálico.....	94
4.11.1.3	Varão de aço roscado e parafusos.....	94
4.12	FUNDAÇÕES.....	95
4.13	ESCADAS	97
4.13.1	<i>Ações</i>	98
4.13.2	<i>Combinação de ações</i>	98
4.13.2.1	Verificação aos estados limites últimos.....	98
4.13.2.1.1	Degraus	98
4.13.2.1.2	Patim.....	99
4.13.2.1.3	Guarda.....	100
4.13.2.1.4	Montante	100
4.13.2.2	Verificação aos estados limites de serviço	101
4.13.2.2.1	Degraus	101
4.13.2.2.2	Patim.....	101
4.13.2.3	Vigas de lança.....	101
4.13.2.4	Pilares	102
4.13.2.5	Modelo estrutural	102
4.13.2.6	Fundações	102
4.13.2.7	Ligação à parede de alvenaria	104
5	CUSTOS DE CONSTRUÇÃO	105
6	CONCLUSÕES	111
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
	ANEXO	115
	ANEXO A.1 – CARGAS NA COBERTURA	1
	ANEXO A.2 – CARGAS NAS VIGAS	2



ANEXO A.3 – CARGAS NAS LAJES.....	3
ANEXO A.4 – CARGAS NA LAJE DE ESCADAS.....	4
ANEXO A.5 – ARMADURAS NA LAJE DO PISO 01.....	5
ANEXO A.6 – ARMADURAS NA LAJE DE ESTEIRA.....	7
ANEXO A.7 – ARMADURAS NA LAJE DE ESCADAS.....	9
ANEXO A.8 – MAPAS DE QUANTIDADES DA SOLUÇÃO A.....	11
ANEXO B.1 – CARGAS NAS ESCADAS METÁLICAS.....	16
ANEXO B.2 – MAPAS DE QUANTIDADES DA SOLUÇÃO B.....	17

LISTA DE FIGURAS

Nota: Todas as figuras, fotografias ou esquemas com autoria não identificada são da responsabilidade do autor desta Dissertação.

Figura 2.1 – Localização do imóvel	5
Figura 2.2 – Implantação do imóvel.....	6
Figura 2.3 – Fotografia aérea do imóvel	6
Figura 2.4 – Vista da fachada principal (construção nova).....	7
Figura 2.5 – Vista da fachada principal (reabilitação)	7
Figura 3.1 – Numeração dos pilares.....	23
Figura 3.2 – Armadura longitudinal nas vigas de fundação.....	24
Figura 3.3 – Armadura longitudinal nas vigas (piso 01).....	26
Figura 3.4 – Armadura longitudinal nas vigas (piso de esteira).....	27
Figura 3.5 – Numeração das vigas de cobertura	28
Figura 3.6 – Armadura longitudinal nas vigas de cobertura	29
Figura 3.7 – Armadura longitudinal nos pilares.....	31
Figura 3.8 – Armadura longitudinal nos pilaretes das escadas	33
Figura 3.9 – Armadura transversal nas vigas de fundação.....	36
Figura 3.10 – Armadura transversal nas vigas	37
Figura 3.11 – Armadura transversal nas vigas (laje de esteira)	37
Figura 3.12 – Armadura transversal nas vigas de cobertura	38
Figura 3.13 – Método das bielas em sapata de fundação excêntrica (Gorgulho, 2013).....	41
Figura 3.14 – Método das bielas em sapata de fundação centrada(Gorgulho, 2013)	42
Figura 4.1 – Esquema da estrutura de suporte do pavimento do piso de esteira.....	61
Figura 4.2 – Esquema da estrutura de suporte do pavimento do piso 01	68
Figura 4.3 – Corte transversal da abobadilha cerâmica (Fonte: LNEC)	81
Figura 4.4 – Corte transversal da laje de vigotas pré-fabricadas (Fonte: LNEC)	81
Figura 4.5 – Pilares no desvão não habitado	84
Figura 4.6 – Pilares no piso 01	86
Figura 4.7 – Pilares no piso 0.....	88
Figura 0.1 – Cargas pontuais geradas pela cobertura (Cargas Permanentes).....	1
Figura 0.2 – Cargas pontuais (Sobrecarga)	1
Figura 0.3 – Cargas pontuais (vento)	2

Figura 0.4 – Cargas permanentes nas vigas	2
Figura 0.5 – Cargas permanentes nas lajes	3
Figura 0.6 – Sobrecarga nas lajes	3
Figura 0.7 – Cargas permanentes nas lajes de escadas	4
Figura 0.8 – Sobrecarga nas lajes de escadas	4
Figura 0.9 – Armadura principal superior na direção x na laje do piso 01	5
Figura 0.10 – Armadura principal superior na direção y na laje do piso 01	5
Figura 0.11 – Armadura principal inferior na direção x na laje do piso 01	6
Figura 0.12 – Armadura principal inferior na direção y na laje do piso 01	6
Figura 0.13 – Armadura principal superior na direção x na laje de esteira.....	7
Figura 0.14 – Armadura principal superior na direção y na laje de esteira.....	7
Figura 0.15 – Armadura principal inferior na direção x na laje de esteira.....	8
Figura 0.16 – Armadura principal inferior na direção y na laje de esteira.....	8
Figura 0.17 – Armadura principal superior na direção x nas lajes de escadas.....	9
Figura 0.18 – Armadura principal superior na direção y nas lajes de escadas.....	9
Figura 0.19 – Armadura principal inferior na direção x nas lajes de escadas.....	10
Figura 0.20 – Armadura principal inferior na direção y nas lajes de escadas.....	10
Figura 0.21 – Cargas permanentes (escadas metálicas)	16
Figura 0.22 – Sobrecargas (escadas metálicas)	16

LISTA DE TABELAS

Quadro 3.1 – Ações atuantes consideradas na solução A (restantes cargas permanentes)	10
Quadro 3.2 – Ações atuantes consideradas na solução A (sobrecargas).....	10
Quadro 3.3 – Coeficiente de pressão exterior de coberturas de duas vertentes	11
Quadro 3.4 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (cargas permanentes).....	15
Quadro 3.5 – Cargas na vertente virada para tardoz (cargas permanentes)	15
Quadro 3.6 – Carga na viga de cumeeira (cargas permanentes)	15
Quadro 3.7 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (sobrecarga).....	18
Quadro 3.8 – Cargas na vertente virada para tardoz (sobrecarga)	18
Quadro 3.9 – Carga na viga de cumeeira (sobrecarga)	18
Quadro 3.10 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (vento)	21
Quadro 3.11 – Cargas na vertente virada para tardoz (vento).....	21
Quadro 3.12 – Carga na viga de cumeeira (vento).....	21
Quadro 3.13 – Armadura longitudinal (vigas de fundação).....	25
Quadro 3.14 – Armadura longitudinal (vigas piso 01).....	27
Quadro 3.15 – Armadura longitudinal (piso de esteira).....	28
Quadro 3.16 – Armadura longitudinal (vigas de cobertura)	29
Quadro 3.17 – Armaduras nos pilares	32
Quadro 3.18 – Armaduras nos pilaretes das escadas	33
Quadro 3.19 – Reações verticais nos pilaretes das escadas	34
Quadro 3.20 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação das escadas	35
Quadro 3.21 – Reações verticais nos pilares	39
Quadro 3.22 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação	42
Quadro 4.1 – Ações atuantes consideradas solução B (restantes cargas permanentes)	44
Quadro 4.2 – Ações atuantes consideradas na solução B (sobrecargas)	44
Quadro 4.3 – Características da laje de vigotas pré-fabricadas (Fonte: LNEC)	81
Quadro 4.4 – Reações verticais na estrutura de suporte dos pavimentos em madeira.....	92
Quadro 4.5 – Reações verticais nos pilares	95
Quadro 4.6 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação	97
Quadro 4.7 – Reações verticais nos pilares das escadas	102
Quadro 4.8 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação dos pilares das escadas metálicas.....	103
Quadro 4.9 – Reações verticais nos apoios das escadas	103

Quadro 4.10 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação dos apoios das escadas metálicas.....	104
Quadro 5.1 – Custo de construção da Solução A.....	107
Quadro 5.2 – Custo de construção da Solução B.....	108
Quadro 0.1 – Mapa de Quantidades da Solução A.....	11
Quadro 0.2 – Mapa de Quantidades da Solução A.....	12
Quadro 0.3 – Mapa de Quantidades da Solução A.....	13
Quadro 0.4 – Mapa de Quantidades da Solução A.....	14
Quadro 0.5 – Mapa de Quantidades da Solução A.....	15
Quadro 0.6 – Mapa de Quantidades da Solução B.....	17
Quadro 0.7 – Mapa de Quantidades da Solução B.....	18
Quadro 0.8 – Mapa de Quantidades da Solução B.....	19
Quadro 0.9 – Mapa de Quantidades da Solução B.....	20
Quadro 0.10 – Mapa de Quantidades da Solução B.....	21
Quadro 0.11 – Mapa de Quantidades da Solução.....	22

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES

GEE – Gases de efeito de estufa

IMI – Imposto municipal sobre imóveis

INE – Instituto Nacional de Estatística

IGESPAR – Instituto de Gestão do Património Arquitetónico e Arqueológico

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC2 – Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão

EC3 – Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço

EC5 – Eurocódigo 5 – Projeto de Estruturas de Madeira

EC6 – Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria

1 FUNDAMENTAÇÃO, OBJECTIVOS E METODOLOGIA DA DISSERTAÇÃO

1.1 A reabilitação em Portugal

Atualmente o sector da construção civil em Portugal encontra-se numa profunda crise, em virtude de diversos fatores. De entre as principais causas destacam-se as seguintes:

- Dificuldades financeiras do País, que se encontrou num Programa de Assistência Financeira União Europeia / FMI, no período 2011-2014, o que estrangulou o investimento público e privado devido ao aumento do custo do crédito bancário. Estas circunstâncias geraram um forte aumento dos *spreads* dos empréstimos bancários, nomeadamente para aquisição de habitação;
- Dificuldades económicas, com um crescimento económico negativo ou nulo nos últimos anos;
- Contração do mercado imobiliário gerando um excedente de oferta, face à incerteza das perspectivas económicas, a diminuição do poder de compra das famílias e o substancial aumento do desemprego, sobretudo na população jovem potencialmente compradora de habitações;
- Aumento elevado da tributação fiscal sobre a construção, nomeadamente o Imposto Municipal sobre Imóveis (IMI), atingindo valores anuais que pesam no orçamento das famílias.

A indústria da construção civil acarreta um elevado custo ambiental com a sua contribuição na exploração de recursos não renováveis, na produção e acumulação de resíduos e na ocupação e impermeabilização dos solos. Os edifícios são responsáveis pelo menos por 40% da energia utilizada na maioria dos países, com fortes aumentos em países como a China e a Índia. Na Europa, estima-se que este valor ronde os 40-45%.

Na indústria da construção civil, as emissões de gases de efeito de estufa (GEE) devem-se essencialmente à produção de materiais de construção, a sua posterior aplicação em obra e à energia consumida nas fases de construção, operação e manutenção. No entanto, é durante a fase de operação que se verifica uma maior intensidade das emissões de gases de efeito de estufa, quando comparado com a fase de construção.

Nos últimos anos, tem havido uma preocupação crescente com a sustentabilidade e a eficiência energética dos edifícios novos e reabilitados, face às exigências mundiais na redução das emissões GEE.

No entanto, futuramente estas exigências ainda vão ser maiores com a revisão da Diretiva Europeia para o Desempenho Energético dos Edifícios, que estabelece que a partir de 31 de Dezembro de 2020 todos os novos edifícios terão de ter necessidades quase nulas de energia. Do mesmo modo, exige-se que os Estados Membros desenvolvam medidas para incentivar a transformação de todos os edifícios remodelados para as mesmas necessidades energéticas.

O parque habitacional em Portugal entre 2001 e 2011 sofreu uma melhoria generalizada do estado de conservação dos edifícios. É verificado um aumento de 35% de edifícios sem necessidade de reparação, uma redução de 40% na proporção de edifícios com necessidade de grandes reparações e de 36% nos edifícios muito degradados. No entanto, em 2011 subsistiam cerca de 1 milhão de edifícios que necessitam de intervenção.

Em 2012 o número de edifícios licenciados em Portugal diminuiu 17,2% face ao ano anterior, acentuando a tendência que se vem registando desde o ano 2000. A maioria dos edifícios licenciados destinavam-se a construções novas, representando 63,8% do total, em oposição a 64,2% em 2011 e 69,4% em 2010. Estes dados evidenciam uma trajetória descendente das construções novas e a importância crescente da reabilitação de edifícios, nomeadamente obras de alteração, ampliação e reconstrução (INE, Estatísticas da Construção e Habitação, 2013).

A reabilitação urbana em Portugal encontra-se muito abaixo da média europeia com um volume de 7% da construção civil alocado à mesma, em oposição a uma média europeia de 37%.

Para que o mercado de reabilitação urbana tenha maior expressão, são necessárias evidentemente fontes de financiamento, constando no pacote legislativo apresentado pelo Governo para a reabilitação, um cofinanciamento de 130 milhões de euros através do programa europeu JESSICA com o Banco Europeu de Investimento. Recentemente, o Governo lançou um regime excecional para a reabilitação urbana que diminui os requisitos e exigências para a sua realização, durante um período de 7 anos, restando determinar a eficácia destas medidas.

Desta forma, a reabilitação urbana irá ter maior preponderância na indústria da construção civil nos próximos anos, surgindo a problemática entre a melhor solução a adotar, nomeadamente a construção de um edifício novo ou a reabilitação do imóvel.

É neste contexto que surge o tema da presente Dissertação que é o seguinte: “Moradia no centro histórico do Montijo - Reabilitação vs Construção nova”.

1.2 Objetivos

A Dissertação “Moradia no centro histórico do Montijo - Reabilitação vs Construção nova”, pretende comparar técnico-economicamente duas soluções construtivas numa moradia degradada no centro histórico do Montijo.

A solução de construção nova é realizada em betão armado, com dois pisos. A solução de reabilitação consiste na manutenção das paredes periféricas resistentes, sendo a restante estrutura com dois pisos e cobertura inclinada em madeira.

É realizada uma análise estrutural com vista ao dimensionamento dos diversos elementos construtivos.

Após a fase de dimensionamento são selecionadas soluções construtivas disponíveis no mercado, com base nas suas características resistentes e funcionais.

Por fim é realizada uma análise de custo das duas soluções, afetando preços unitários aos mapas de quantidades.

1.3 Metodologia

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos:

- O capítulo 1 em que é realizada uma introdução sobre a situação atual da indústria da construção civil em Portugal, e o papel da reabilitação urbana face às exigências comunitárias relativamente ao parque habitacional. São apresentados os principais objetivos da dissertação e a metodologia preconizada;
- No capítulo 2 é apresentada uma breve caracterização do imóvel no que diz respeito aos aspetos construtivos, condicionantes legais e urbanísticas, projeto de arquitetura já realizado e as suas principais características;
- O capítulo 3 incide sobre o dimensionamento de uma solução de construção nova em betão armado;



- O capítulo 4 apresenta o dimensionamento de uma solução de reabilitação com construção em madeira;
- No capítulo 5 é realizada uma análise comparativa entre as duas soluções, no que diz respeito ao custo de construção e aos aspetos que determinam a sua execução em obra;
- O capítulo 6 apresenta as principais conclusões decorrentes da Dissertação e os benefícios obtidos pela experiência na realização do Trabalho Final de Mestrado, bem como possíveis aspetos a considerar em estudos futuros;

2 CARACTERIZAÇÃO DO IMÓVEL

2.1 Aspetos construtivos

A construção existente data do ano 1936. Encontra-se num elevado estado de degradação, restando somente as paredes resistentes periféricas e um pequeno anexo a tardoz.

Os edifícios deste período apresentam uma estrutura com paredes resistentes que representam um papel relevante na estrutura do edifício, no que se refere à resistência a cargas verticais, mas também a ações horizontais decorrentes do vento e de sismos. Estas paredes resistentes de alvenaria simples são geralmente de grande espessura e constituídas por materiais heterogéneos, cuja principal característica mecânica é a reduzida ou nula resistência à tração. A grande espessura deve-se a razões de natureza mecânica e estrutural, bem como para proteção do interior habitado do edifício em relação aos agentes atmosféricos, nomeadamente do vento e da água da precipitação.

A cobertura de estrutura em madeira e telha canudo foi removida face ao iminente colapso, e o reboco da fachada foi regularizado. Os vãos da fachada foram fechados com tijolo, com vista a conferir maior resistência estrutural, bem como para dissuadir o vandalismo, mantendo-se um vão para permitir o acesso ao interior.



Figura 2.1 – Localização do imóvel

O imóvel está orientado no sentido Este-Oeste, com a fachada principal virada para a Rua da Misericórdia, sem aberturas nas empenas. A tardoz existe um pequeno logradouro que confina com as habitações cuja fachada principal está virada para a Avenida João de Deus.

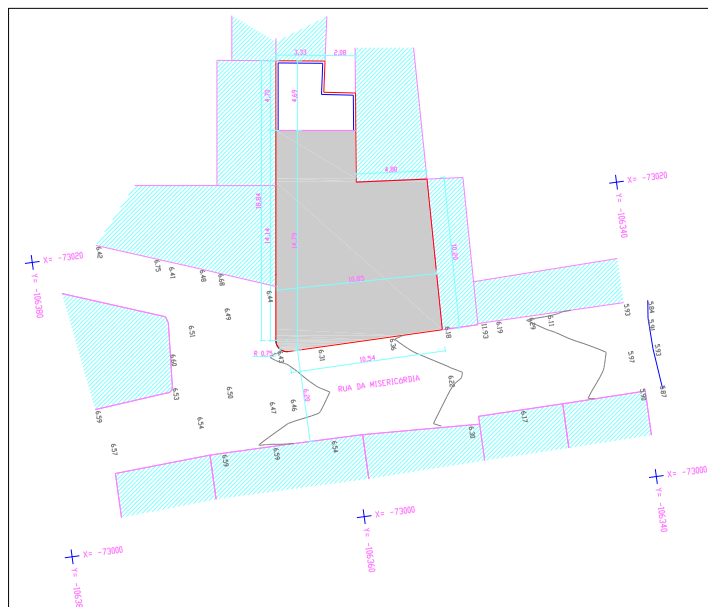


Figura 2.2 – Implantação do imóvel

2.2 Condicionantes legais e urbanísticas

O imóvel localiza-se no centro histórico do Montijo, inserido numa malha urbana consolidada. De acordo com a Planta de Ordenamento do Plano Diretor Municipal, a categoria de espaço é designada como Área Urbanizada Mista. A área de implantação registada é de 151.50 m².



Figura 2.3 – Fotografia aérea do imóvel

Nesta zona são permitidas construções com um máximo de 2 pisos acima do solo, estando o projeto de arquitetura sujeito a parecer do Instituto de Gestão do Património Arquitetónico e Arqueológico (IGESPAR), pois o imóvel encontra-se na área de proteção da Igreja Matriz do Montijo.

2.3 PROJECTO DE ARQUITECTURA

Na base do projeto de arquitetura estiveram duas premissas, que são a existência de 2 pisos e o uso do edifício para escritórios. Desta forma, o edifício projetado apresenta 4 escritórios com condições de iluminação e ventilação apropriadas, instalações sanitárias, bem como uma área de logradouro para duas das frações. O projeto de arquitetura foi sujeito a parecer do IGESPAR, tendo sido aprovado.

O edifício projetado apresenta uma área de implantação de 135,30 m², totalizando uma área de construção de 251,10 m². O total de volumetria é de 405,90 m³ e a cêrcea é de 7,20 m.



Figura 2.4 – Vista da fachada principal (construção nova)

Na solução de reabilitação, os vãos existentes na fachada principal são mantidos, sendo acrescentada alvenaria de tijolo às paredes periféricas resistentes, de forma a comportar o piso 01 e o desvão não habitado.



Figura 2.5 – Vista da fachada principal (reabilitação)

As peças desenhadas que constituem o projeto de arquitetura estão presentes no fascículo em separado.

Na solução B não são apresentadas as seguintes peças desenhadas, em virtude de serem idênticas às referentes à solução A:

- Planta de implantação;
- Planta do Piso 01;
- Planta da Cobertura;
- Alçado Tardoz;
- Alçado Lateral Direito.

3 SOLUÇÃO A – DEMOLIÇÃO E CONSTRUÇÃO EM BETÃO ARMADO

3.1 Descrição da solução construtiva

O dimensionamento apresentado em seguida refere-se à construção de uma moradia com dois pavimentos, composta por quatro escritórios.

A solução geral corresponde a uma estrutura porticada em betão armado. Os elementos verticais são constituídos por pilares e os elementos horizontais por vigas e lajes maciças. Todos os elementos de betão armado são moldados em obra, com continuidade.

As cargas atuantes na estrutura são transmitidas ao solo por intermédio de sapatas excêntricas e centradas, com vigas de fundação.

A solução de cobertura inclinada tem duas águas, com uma estrutura de suporte descontínua, em elementos de betão pré-fabricado, nomeadamente madres e varas de marca PAVIPREL, do tipo I e R, respectivamente. A cobertura é constituída por telha lusa, ripado/contra-ripado, sub-telha em PVC e isolamento térmico.

O desvão tem um acesso por escada retráctil em cada fração do primeiro piso, com duas janelas VELUX.

3.2 Materiais

Os materiais estruturais utilizados no projeto são:

- Betão da classe C25/30 e C16/20;
- Aço da classe A400NR.

3.3 Dimensionamento estrutural

A análise da estrutura foi realizada com a utilização de um programa de cálculo automático que permitiu o cálculo dos esforços, das envolventes de esforços para as combinações definidas, bem como das respetivas áreas de aço das armaduras transversais e longitudinais de vigas, pilares e lajes, tendo em conta o definido no Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão (EC2), relativamente aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço.

3.4 Ações

3.4.1 Cargas Permanentes

O peso próprio da estrutura é calculado pelo programa de cálculo automático.

As restantes cargas permanentes consideradas são provenientes de tabelas técnicas (Farinha & Reis, 1993).

RESTANTES CARGAS PERMANENTES	kN/m ²
Coberturas	0,80
Laje	1,50
Laje de esteira	0,50
Escadas e acessos	1,50
Paredes exteriores	3,20
Paredes interiores	2,10

Quadro 3.1 – Ações atuantes consideradas na solução A (restantes cargas permanentes)

As ações geradas na estrutura pela cobertura são calculadas separadamente, através de modelos de cálculo. Estas ações são inseridas manualmente no programa de cálculo automático. Os cálculos referentes à cobertura são apresentados no capítulo 3.6.

3.4.2 Sobrecargas

As sobrecargas foram definidas de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A), de acordo com o quadro seguinte.

SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO	kN/m ²
Coberturas	0,30
Laje	2,00
Laje de esteira	2,00
Escadas e acessos	3,00

Quadro 3.2 – Ações atuantes consideradas na solução A (sobrecargas)

3.4.3 Vento

Segundo o R.S.A a moradia localiza-se na zona B, com uma rugosidade tipo I, resultando num valor característico da pressão dinâmica de 0,84 kN/m².

O coeficiente de pressão exterior para uma cobertura de duas vertentes é calculado de acordo com o Quadro II das tabelas técnicas (Farinha & Reis, 1993). Sendo a altura da moradia cerca

de 15 m, com uma largura de 11 m e uma empena de 14 m, as relações h/b e a/b são 1,36 e 1,27 m, respectivamente. É considerada uma inclinação da vertente de 20° .

Direção do vento	δ_{pe}	w_k (kN/m ²)
$\alpha = 0^\circ$	-0,7	-0,59
	-0,5	-0,42
$\alpha = 90^\circ$	-0,8	-0,67
	-0,6	-0,50

Quadro 3.3 – Coeficiente de pressão exterior de coberturas de duas vertentes

Desta forma, o valor característico da pressão dinâmica para a cobertura é de $-0,67$ kN/m².

Para a restante estrutura que constitui a moradia, a ação do vento foi calculada pelo programa de cálculo automático.

3.4.4 Sismo

No que diz respeito às ações sísmicas, é considerado que a moradia encontra-se na zona A e que o solo de fundação é do tipo II (solos duros), segundo o R.S.A.

As ações sísmicas são calculadas pelo programa de cálculo automático, considerando dois espectros de resposta (Sismo1 e Sismo2), com um coeficiente de amortecimento de 5,0%.

3.4.5 Combinação de ações

No programa de cálculo automático são consideradas quatro combinações de ações:

- Combinação 1: $1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,50 \times SC$;
- Combinação 2: $1,00 \times PP + 1,00 \times RCP + 1,50 \times VENTO$;
- Combinação 3: $1,00 \times PP + 1,00 \times RCP + 0,20 \times SC + 1,50 \times SISMO1$;
- Combinação 4: $1,00 \times PP + 1,00 \times RCP + 0,20 \times SC + 1,50 \times SISMO2$.

3.5 Pavimento térreo

O pavimento térreo é executado em betão de classe C16/20 com 0,10 m de espessura, armado com rede malhasol CQ30. O massame assenta sobre uma camada de betão de limpeza com 0,10 m de espessura e enrocamento com 0,20 m de espessura. Sobre o massame térreo é assente tela asfáltica com feltro geotêxtil de 4,0kg/m². O pormenor construtivo do pavimento térreo é apresentado nas peças desenhadas 13A e 07B.

3.6 Cobertura

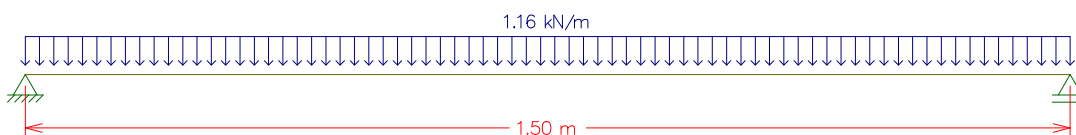
3.6.1 Cargas permanentes

São apresentadas as reações geradas pela cobertura na estrutura, para cada tipo de ação, de forma a ser possível introduzi-las no programa de cálculo automático. O SAP2000 realiza a combinação das ações de acordo com a combinação estabelecida.

Para a realização dos modelos de cálculo assume-se como hipótese inicial um afastamento entre madres de 1,50 m, e entre varas de 1,25 m. Considera-se que ambos os elementos pré-fabricados estão simplesmente apoiados. Sabendo que o revestimento da cobertura gera uma carga de 0,80 kN/m², têm-se então os seguintes cálculos.

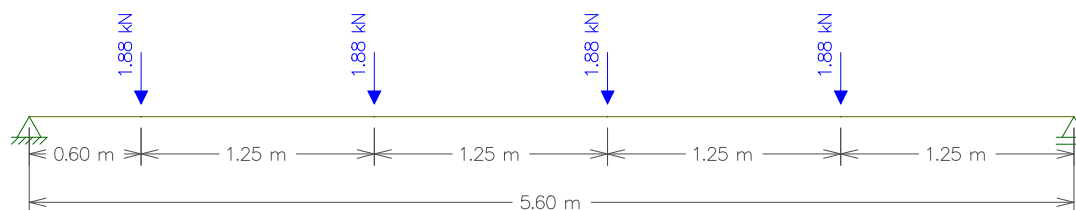
VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

Varas (L = 1,00 a 1,50 metros)



A carga distribuída é o produto da carga gerada pelo revestimento da cobertura pela área de influência, que no caso mais desfavorável é de 1,45 m. Este modelo de cálculo resulta num esforço transversal de 0,87kN e um momento flector de 0,32kN.m.

Madres (L = 5.10 a 5.80 metros)



As cargas localizadas são geradas pelas varas, sendo a soma do esforço transversal e do peso próprio das mesmas de acordo com a seguinte expressão:

$$Psd = 2 \times Vsd + 2 \times P.P \times \frac{L}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow$$

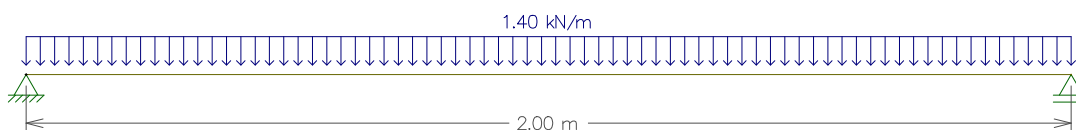
$$\Leftrightarrow Psd = 2 \times 0,87 + 2 \times 0,06 \times \frac{1,50}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 1.88 \text{ kN}$$

Os valores são duplicados pois as madres recebem a carga de duas varas, sendo o esforço transversal 4,20kN e o momento flector 5,96kN.m. Este valores são considerados para todos os casos na vertente da fachada principal.

VERTENTE TARDOZ

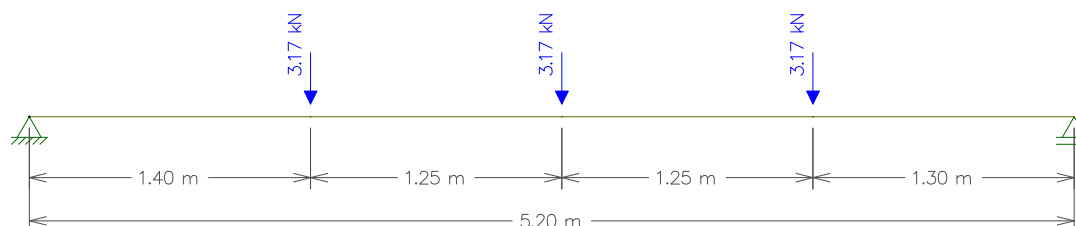
Varas (L = 1,00 a 2,00 metros)

Nas vertentes viradas a tardoz, a área de influência máxima é de 1,75 m e o vão máximo é de 2,00 m, sendo considerado para toda a vertente.



O esforço transversal é de 1,40kN e o momento flector 0,70kN.m.

Madres (L = 5,00 a 5,30 metros)



As madres suportam um esforço transversal máximo de 5,00kN e um momento flector de

$$8,50\text{kN.m, com } P_{sd} = 2 \times 1,40 + 2 \times 0,14 \times \frac{1,75}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow P_{sd} = 3,17 \text{ kN}$$

As varas de perfil R6 e R10 da marca PAVIPREL apresentam as seguintes características, respectivamente:

- $V_{rdR6} = 1,07\text{kN};$
- $M_{rdR6} = 0,51\text{kN.m};$
- $P.P_{R6} = 0,06\text{kN/m};$
- $V_{rdR10} = 5,29\text{kN};$
- $M_{rdR10} = 1,90\text{kN.m};$
- $P.P_{R10} = 0,14\text{kN/m}.$

De acordo com os cálculos realizados, as varas de 2 m de comprimento têm de ser do tipo R10. As varas do tipo R10 são aplicadas em toda a vertente virada a tardoz. Na vertente virada para a fachada principal são usadas varas do tipo R6.

As madres de perfil I16 da marca PAVIPREL têm as seguintes características:

- $V_{rdI16} = 10,90$ kN;
- $M_{rdI16} = 10,35$ kN.m;
- $P_{I16} = 0,32$ kN/m.

Com base nos valores apresentados anteriormente, as madres suportam os esforços de cálculo, em toda a área da cobertura.

VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

A cobertura é suportada por vigas nas empenas e a meio vão, bem como na cumeeira. São apresentados em seguida os cálculos relativos às cargas pontuais a introduzir no programa de cálculo automático. As cargas pontuais são a soma do esforço transversal calculado anteriormente com o peso das madres que ainda não foi contabilizado. As cargas pontuais geradas pelas madres nas vigas das empenas são calculadas da seguinte forma:

$$P_{vd} = P_{ve} = 4,20 + 0,32 \times \frac{5,60}{2} \Leftrightarrow P_{vd} = P_{ve} = 5,10 \text{ kN}$$

Considera-se que as cargas pontuais na empena direita e esquerda da vertente virada para a fachada principal, são de 5.10kN em toda a sua extensão.

$$P_{vmeiovão} = 5,10 + 5,10 \Leftrightarrow P_{vmeiovão} = 10,20 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 10,20kN.

VERTENTE TARDOZ

Da mesma forma, são calculadas as cargas pontuais nas empenas da vertente virada a tardoz.

$$P_{ve} = 5,00 + 0,32 \times \frac{5,30}{2} = 5,85 \text{ kN}$$

$$P_{vd} = 5,00 + 0,32 \times \frac{5,20}{2} = 5,83 \text{ kN}$$

A carga na empena esquerda e direita da vertente virada para tardoiz, é de 5,85kN e 5,83kN, respectivamente.

$$P_{vmeiovão} = 5,85 + 5,83 = 11,68 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 11,68kN.

$$P_{vcumeeira} = 1,40 + 0,87 + (0,06 + 0,14) \times \frac{1,50}{2} \times 1,50 = 2,50 \text{ kN}$$

As cargas geradas na viga de cumeeira são resultantes do esforço transversal das varas, bem como do peso próprio das mesmas, resultando em cargas pontuais de 2,50kN.

Em seguida, é apresentada uma síntese dos valores das cargas pontuais geradas pela cobertura, na estrutura de suporte.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empenas	5,10
Meio vão	10,20

Quadro 3.4 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (cargas permanentes)

As cargas geradas na vertente virada a tardoiz, são diferentes das presentes na vertente virada para a fachada principal, devido às dimensões irregulares da cobertura.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empena direita	5,83
Empena esquerda	5,85
Meio vão	11,68

Quadro 3.5 – Cargas na vertente virada para tardoiz (cargas permanentes)

As cargas associadas à viga de cumeeira são resultantes do esforço transversal das varas, que é substancialmente inferior ao esforço transversal das madres.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Cumeeira	2,50

Quadro 3.6 – Carga na viga de cumeeira (cargas permanentes)

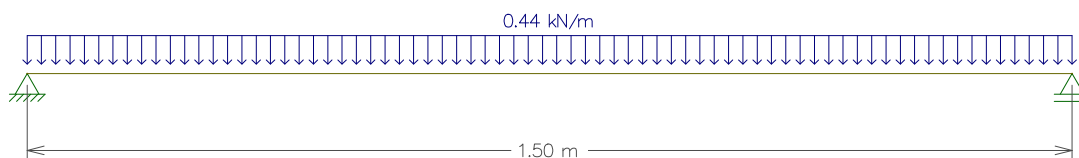
No anexo A.1 apresenta-se uma figura que ilustra as cargas pontuais aplicadas na estrutura, devido ao revestimento e estrutura de suporte da cobertura, relativamente às cargas permanentes.

3.6.2 Sobrecarga

De acordo com o capítulo 3.4.2 a sobrecarga considerada na cobertura é de $0,30\text{kN/m}^2$. Desta forma tem-se então:

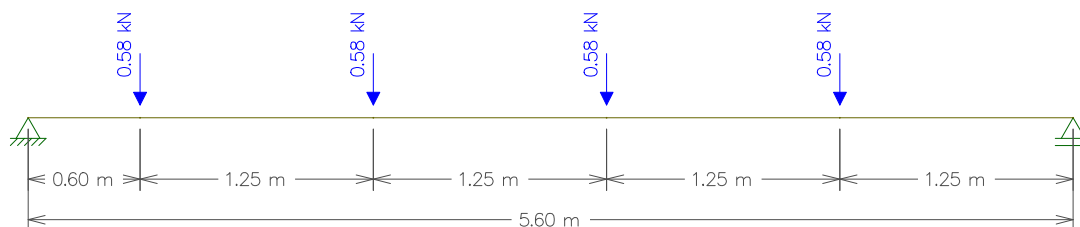
VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

Varas (L = 1,00 a 1,50 metros)



Este modelo de cálculo resulta num esforço transversal de $0,33\text{kN}$ e um momento flector de $0,12\text{kN.m}$.

Madres (L = 5,10 a 5,80 metros)

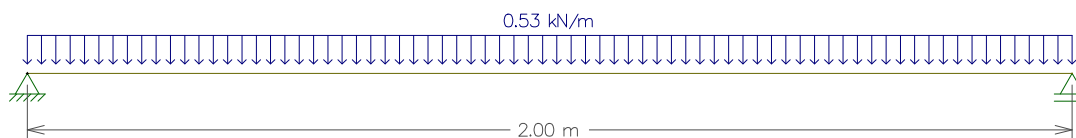


O esforço transversal é de $1,29\text{kN}$ e o momento flector $1,84\text{kN.m}$. Este valores são considerados para todos os casos na vertente da fachada principal, sendo o cenário mais desfavorável.

De acordo com as características apresentadas anteriormente, as varas de perfil R6 e as madres de perfil I16 resistem às solicitações.

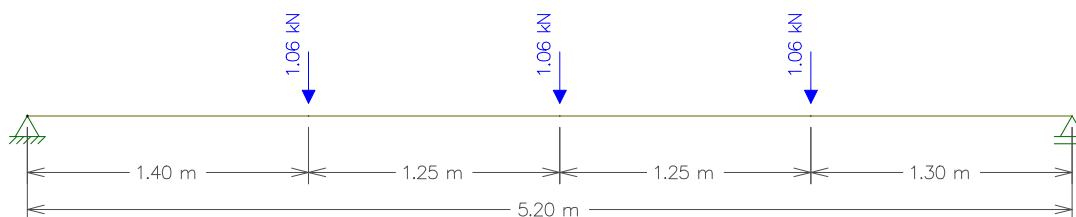
VERTENTE TARDOZ

Varas (L = 1,00 a 2,00 metros)



As varas suportam um esforço transversal de 0,53kN e um momento flector de 0,27kN.m.

Madres (L = 5,00 a 5,30 metros)



O esforço transversal é de 1,62kN e o momento flector 2,81kN.m. Estes valores são considerados para todos os casos na vertente a tardoz.

As varas de perfil R10 e as madres de perfil I16 resistem às solicitações.

VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

Em relação ao efeito da sobrecarga, as cargas pontuais são a soma do esforço transversal calculado anteriormente.

$$Pvd = Pve = 1,29 + 0,32 \times \frac{5,60}{2} \Leftrightarrow Pvd = Pve = 2,19 \text{ kN}$$

As cargas pontuais geradas nas empenas da vertente virada para a fachada principal, são de 2,19kN.

$$Pvmeiov\tilde{a}o = 2,19 + 2,19 \Leftrightarrow Pvmeiov\tilde{a}o = 4,38 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 4,38kN.

VERTENTE TARDOZ

$$Pve = 1,62 + 0,32 \times \frac{5,30}{2} \Leftrightarrow Pve = 2,47 \text{ kN}$$

Considera-se que a carga na empena esquerda da vertente virada para tardoz, é de 2,47kN em toda a viga.

$$Pvd = 1,62 + 0,32 \times \frac{5,20}{2} = 2,45 \text{ kN}$$

A carga na empena direita da vertente virada para tardoz, é de 2,45kN.

$$Pvmeiovão = 2,47 + 2,45 = 4,92 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 4,92kN.

$$Pvcumeeira = 0,33 + 0,53 + 2 \times 0,06 \times \frac{1,50}{2} \times 1,50 = 1,00 \text{ kN}$$

As cargas geradas na viga de cumeeira são resultantes do esforço transversal das varas, bem como do peso próprio das mesmas, resultando em cargas pontuais de 1,00kN.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empenas	2,19
Meio vão	4,38

Quadro 3.7 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (sobrecarga)

As cargas geradas na vertente virada a tardoz, são diferentes das presentes na vertente virada para a fachada principal, devido às dimensões irregulares da cobertura.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empena direita	2,45
Empena esquerda	2,47
Meio vão	4,92

Quadro 3.8 – Cargas na vertente virada para tardoz (sobrecarga)

As cargas associadas à viga de cumeeira são resultantes do esforço transversal das varas.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Cumeeira	1,00

Quadro 3.9 – Carga na viga de cumeeira (sobrecarga)

No anexo A.1 apresenta-se uma figura que ilustra as cargas pontuais aplicadas na estrutura, devido ao revestimento e estrutura de suporte da cobertura, relativamente à sobrecarga.

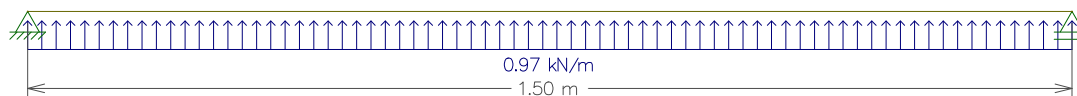
3.6.3 Vento

De acordo com o capítulo 3.4.3 a carga gerada pelo vento na cobertura é de $-0,67 \text{ kN/m}^2$.

Desta forma tem-se então:

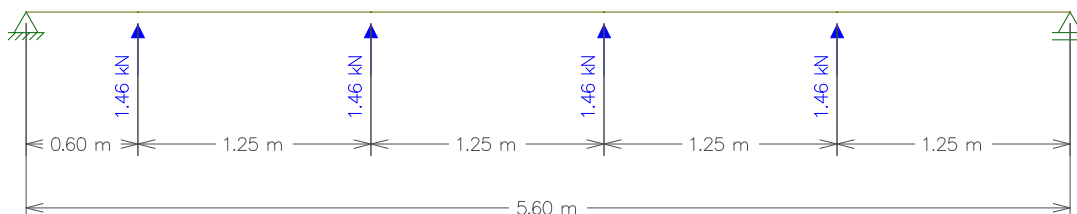
VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

Varas (L = 1,00 a 1,50 metros)



A carga distribuída é o produto da carga gerada pelo vento pela área de influência máxima que é de 1,45 m. Assume-se o caso mais desfavorável, com um vão de 1,50 m, para as varas com 1,00 m de comprimento. Este modelo de cálculo resulta num esforço transversal de 0,73kN e um momento flector de 0,27kN.m.

Madres (L = 5,10 a 5,80 metros)



As cargas localizadas são geradas pelas varas, sendo a soma do esforço transversal de acordo com a seguinte expressão:

$$Psd = 2 \times Vsd$$

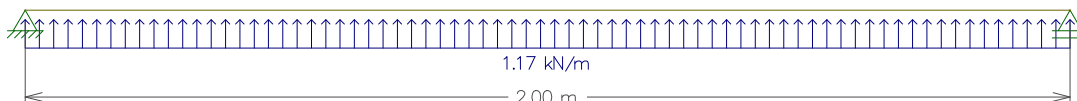
Os valores são duplicados pois as madres recebem sempre a carga de duas varas, sendo o esforço transversal 3,26kN e o momento flector 4,60kN.m. Este valores são considerados para todos os casos na vertente da fachada principal, sendo o cenário mais desfavorável.

As varas de perfil R6 e as madres de perfil I16 resistem às solicitações calculadas.

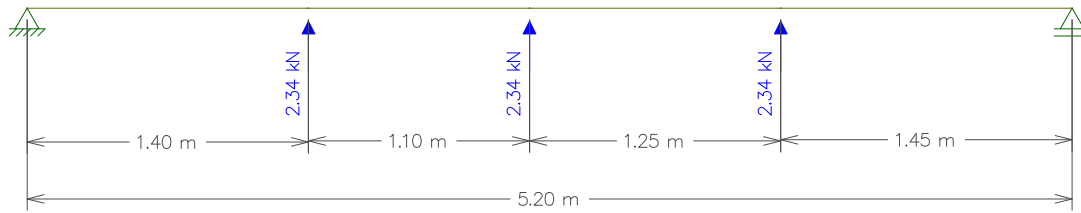
VERTENTE TARDOZ

Varas (L = 1,00 a 2,00 metros)

As varas suportam um esforço transversal de 1,17kN e um momento flector de 0,59kN.m, de acordo com o modelo estrutural apresentado abaixo.



Madres (L = 5,00 a 5,30 metros)



As cargas pontuais são calculadas da seguinte forma:

$$P_{sd} = 2 \times V_{sd}$$

As madres estão sujeitas a um esforço transversal máximo de 3,58kN e um momento flector de 6,40kN.m, sendo o modelo apresentado o mais desfavorável.

De acordo com as características apresentadas anteriormente, as varas de perfil R10 e as madres de perfil I16 resistem às solicitações calculadas.

VERTENTE FACHADA PRINCIPAL

Em relação ao efeito do vento, as cargas pontuais são a soma do esforço transversal calculado anteriormente.

$$P_{vd} = P_{ve} = 3,26 + 0,32 \times \frac{5,60}{2} \Leftrightarrow P_{vd} = P_{ve} = 4,16 \text{ kN}$$

As cargas pontuais geradas nas empenas da vertente virada para a fachada principal, são de 4,16kN.

$$P_{vmeiovão} = 4,16 + 4,16 = 8,32 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 8,32kN.

VERTENTE TARDOZ

$$P_{ve} = 3,58 + 0,32 \times \frac{5,30}{2} \Leftrightarrow P_{ve} = 4,43 \text{ kN}$$

$$P_{vd} = 3,58 + 0,32 \times \frac{5,20}{2} \Leftrightarrow P_{vd} = 4,41 \text{ kN}$$

Considera-se que a carga na empena esquerda e direita da vertente virada para tardoz, é de 4,43kN e 4,41kN, respectivamente.

$$P_{vmeio\ v\tilde{a}o} = 4,43 + 4,41 = 8,84 \text{ kN}$$

A viga a meio vão da cobertura recebe os dois esforços transversos, pelo que a carga é de 8,84kN.

$$P_{vcumeeira} = 0,73 + 1,17 + 2 \times 0,06 \times \frac{1,50}{2} \times 1,50 = 2,04 \text{ kN}$$

As cargas geradas na viga de cumeeira são resultantes do esforço transversal das varas, bem como do peso próprio das mesmas, resultando em cargas pontuais de 2,04kN.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empenas	4,16
Meio vão	8,32

Quadro 3.10 – Cargas na vertente virada para a fachada principal (vento)

As cargas geradas na vertente virada a tardoz são diferentes das presentes na vertente virada para a fachada principal, devido às dimensões irregulares da cobertura.

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Empena esquerda	4,41
Empena direita	4,43
Meio vão	8,84

Quadro 3.11 – Cargas na vertente virada para tardoz (vento)

VIGA	CARGA PONTUAL (kN)
Cumeeira	2,04

Quadro 3.12 – Carga na viga de cumeeira (vento)

No anexo A.1 apresenta-se uma figura que ilustra as cargas pontuais aplicadas na estrutura, devido ao revestimento e estrutura de suporte da cobertura, relativamente à ação do vento.

3.6.4 Seções dos elementos estruturais

De acordo com os cálculos anteriores, as seções dos elementos estruturais de betão da cobertura são os seguintes:

- Varas em betão pré-fabricado da marca PAVIPREL, do tipo R6, com vão máximo de 1,50 m na vertente virada para a fachada principal;

- Varas em betão pré-fabricado da marca PAVIPREL, do tipo R10, com vão máximo de 2,00 m na vertente virada a tardoz;
- Madres em betão pré-fabricado da marca PAVIPREL, do tipo I16, com vão máximo de 5,80 m;
- Viga de cumeeira e vigas de cobertura em betão armado, com seções de 0,25x0,40m e 0,25x0,30m respectivamente.

3.7 Vigas

3.7.1 Cargas permanentes

As vigas encontram-se sujeitas apenas a cargas permanentes. No que concerne às paredes exteriores, são considerados panos duplos de alvenaria com tijolo de 11 e isolamento térmico, com uma espessura de 0,30 m. A carga permanente considerada é de 9,60kN/m.

As paredes interiores que separam as frações são em alvenaria de tijolo de 15 com 0,20 m de espessura, resultando numa carga permanente de 6,30kN/m. As paredes interiores no interior das frações são desprezadas, não sendo considerada qualquer carga permanente.

Nas vigas de cobertura, que suportam os panos de alvenaria das empenas, é considerada uma carga permanente de 4,80kN/m. No anexo A.2, apresenta-se uma figura que ilustra as cargas permanentes nas vigas.

3.8 Lajes

3.8.1 Cargas permanentes

As restantes cargas permanentes consideradas nas lajes são de 1,50kN/m², de forma a prever a colocação de um revestimento.

A laje de esteira, dado que não possui revestimento, tem uma carga permanente de 0,50kN/m².

3.8.2 Sobrecarga

A sobrecarga considerada nas lajes é de 2,00kN/m².

Estão presentes no anexo A.3 figuras ilustrativas das ações consideradas nas lajes.

3.9 Escadas

3.9.1 Cargas permanentes

Nas lajes de escadas é considerada uma carga permanente de $1,50\text{kN/m}^2$ em projeção horizontal, que se traduz em $1,27\text{kN/m}^2$, segundo a inclinação da escada.

3.9.2 Sobrecarga

A sobrecarga considerada para as lajes de escadas é de $3,00\text{kN/m}^2$ em projeção horizontal, que se traduz em $2,54\text{kN/m}^2$ segundo a inclinação da escada.

Estão presentes no anexo A.4 figuras ilustrativas das ações consideradas nas lajes de escadas.

3.10 Armaduras

A quantidade de armadura necessária nos diversos elementos estruturais é apresentada de acordo com o seguinte esquema de numeração dos pilares.

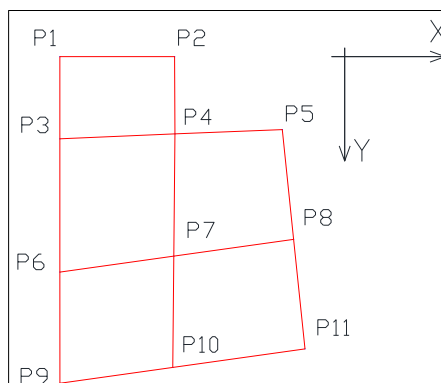


Figura 3.1 – Numeração dos pilares

3.10.1 Armadura longitudinal

As armaduras apresentadas têm como unidade de área o cm^2 .

3.10.1.1 Vigas de fundação

Com base nas ações apresentadas anteriormente, detalham-se em seguida as armaduras longitudinais de tração e compressão nas vigas de fundação.

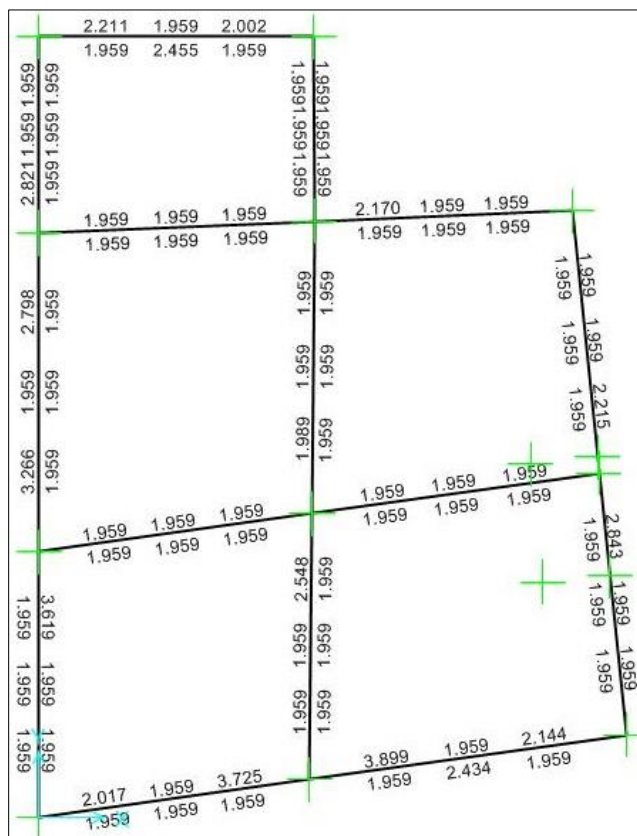


Figura 3.2 – Armadura longitudinal nas vigas de fundação

A armadura longitudinal nas vigas de fundação apresenta pequenas variações, adotando-se varões com 12 mm de diâmetro. Na tabela seguinte são descritas as armaduras a colocar, com base nos dados apresentados na Figura 3.2.

A área mínima de aço é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 0,25 \times 0,47 = 1,68 \text{ cm}^2$$

A área máxima de aço é calculada de acordo com a expressão:

$$A_{s_{\max}} = 0,04 \times A_{betão} = 0,04 \times 0,25 \times 0,50 = 50,00 \text{ cm}^2$$

Na tabela seguinte sintetizam-se as características geométricas bem como a armadura superior e inferior das vigas de fundação, de acordo com os valores de armadura longitudinal presentes na Figura 3.2.

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
P1-P2	VF1	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 3 ϕ 12
P1-P3	VF2	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 3 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P2-P4	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P3-P4	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P4-P5	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P3-P6	VF2	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 3 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P4-P7	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P5-P8	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P6-P7	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P7-P8	VF3	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 2 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P6-P9	VF4	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 4 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P7-P10	VF2	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 3 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P8-P11	VF2	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 3 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P9-P10	VF4	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 4 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12
P10-P11	VF4	Largura: 0.25m Altura: 0.50m	Superior: 4 ϕ 12 Inferior: 2 ϕ 12

Quadro 3.13 – Armadura longitudinal (vigas de fundação)

3.10.1.1 Vigas

As armaduras das vigas do piso 01 são apresentadas na figura seguinte. Os valores nulos de armadura são relativos a vigas fictícias, com uma seção ínfima, que na realidade não existem, mas são necessárias para simular a aplicação de cargas lineares.

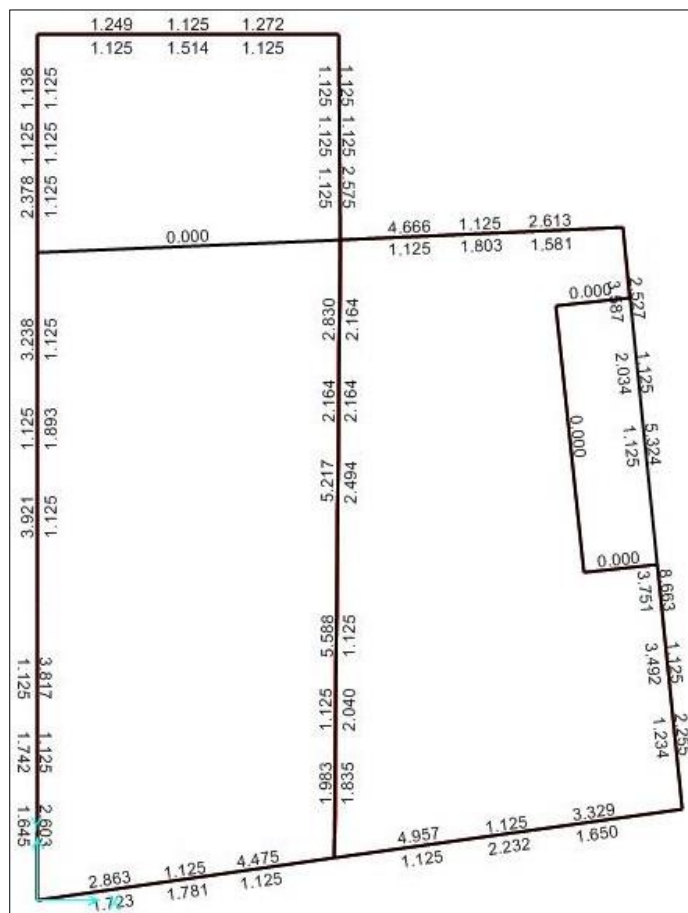


Figura 3.3 – Armadura longitudinal nas vigas (piso 01)

As vigas do piso 01 estão sujeitas em alguns troços a momentos flectores negativos elevados, recorrendo-se a varões de 16 mm na armadura superior. Na tabela seguinte são detalhadas as armaduras, com base nas áreas presentes na Figura 3.3.

A área mínima de aço é a seguinte:

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 0,25 \times 0,27 = 0,97 \text{ cm}^2$$

A área máxima de aço é calculada de acordo com a expressão:

$$A_{s_{\max}} = 0,04 \times A_{\text{betão}} = 0,04 \times 0,25 \times 0,30 = 30,00 \text{ cm}^2$$

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
P1-P2	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 2φ12 Inferior: 2φ12
P1-P3	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 2φ12 Inferior: 2φ12
P2-P4	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
P4-P5	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12
P3-P6	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P4-P7	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 3φ12
P5-P8	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12
P6-P9	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P7-P10	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12
P8-P11	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 5φ16 Inferior: 2φ12
P9-P10	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12
P10-P11	VI	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12

Quadro 3.14 – Armadura longitudinal (vigas piso 01)

As lajes de esteira possuem duas aberturas para acesso ao desvão, por escada retráctil, que não necessitam de reforço devido à sua pequena dimensão.

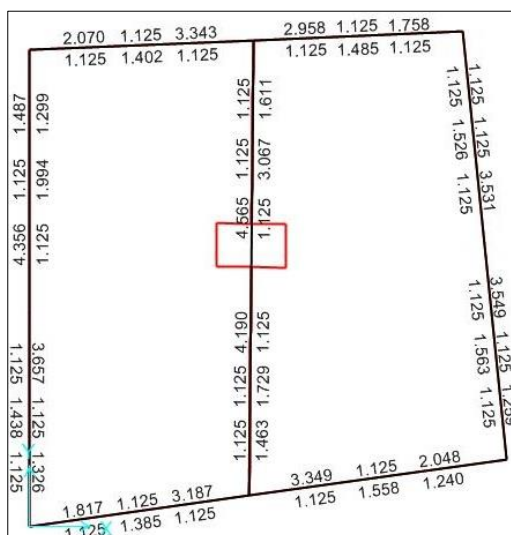


Figura 3.4 – Armadura longitudinal nas vigas (piso de esteira)

As vigas que suportam a laje de esteira requerem menos armadura, em relação ao piso 01, devido à diminuição das solicitações.

No quadro seguinte são apresentadas as armaduras para cada viga, com base nas áreas presentes na figura anterior.

A área mínima de armaduras é idêntica ao valor calculado nas vigas do piso 01.

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
P3-P4	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
P4-P5	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
P3-P6	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P4-P7	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 2φ12
P5-P8	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P6-P9	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P7-P10	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P8-P11	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 2φ12
P9-P10	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
P10-P11	V2	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12

Quadro 3.15 – Armadura longitudinal (piso de esteira)

3.10.1.2 Vigas de cobertura

As vigas da cobertura são as vigas das empenas bem como a viga de cumeeira, nas quais descarregam as madres e as varas que asseguram o suporte do revestimento da cobertura.

A numeração das vigas de cobertura é realizada de acordo com a figura seguinte.

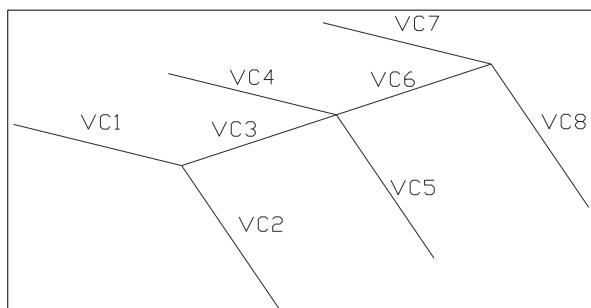


Figura 3.5 – Numeração das vigas de cobertura

A armadura longitudinal necessária nas vigas de cobertura é apresentada na figura seguinte.

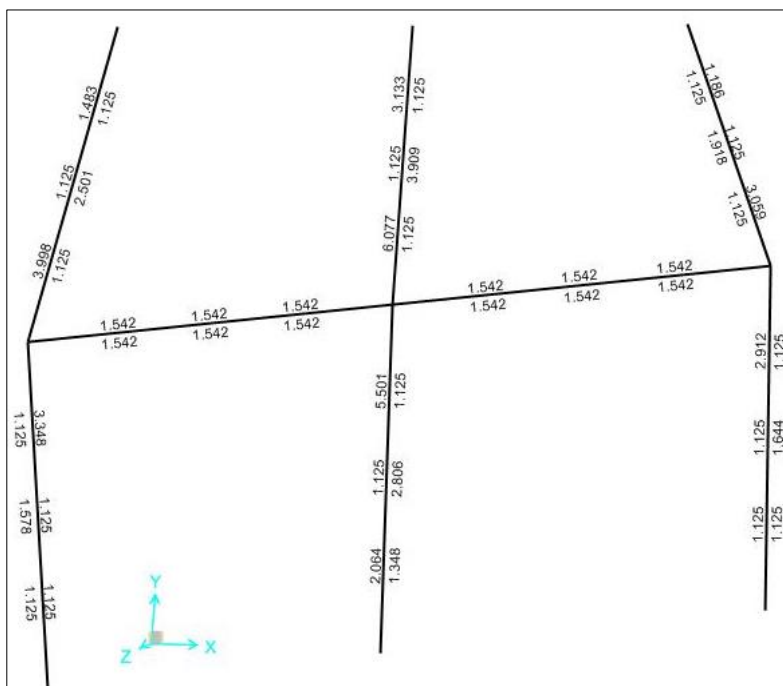


Figura 3.6 – Armadura longitudinal nas vigas de cobertura

A área mínima e máxima de armaduras é semelhante ao valor calculado para as vigas dos pisos 01 e de esteira.

Em seguida são apresentadas as armaduras para cada viga de cobertura, tendo em conta as áreas calculadas pelo programa de cálculo automático.

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
VC1	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ12 Inferior: 3φ12
VC2	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
VC3	V4	Largura: 0.25m Altura: 0.40m	Superior: 2φ12 Inferior: 2φ12
VC4	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 4φ16 Inferior: 4φ12
VC5	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ16 Inferior: 3φ12
VC6	V4	Largura: 0.25m Altura: 0.40m	Superior: 2φ12 Inferior: 2φ12
VC7	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12
VC8	V3	Largura: 0.25m Altura: 0.30m	Superior: 3φ12 Inferior: 2φ12

Quadro 3.16 – Armadura longitudinal (vigas de cobertura)

3.10.1.3 Lajes

3.10.1.3.1 Piso 01

Em seguida são apresentadas as armaduras superiores e inferiores segundo a direção x e y para a laje do piso 01. A unidade de área das armaduras é em m²/m.

No que concerne à armadura superior é notória uma maior concentração da mesma junto aos pilares, onde ocorrem os momentos flectores negativos, em ambas as direções. A armadura mínima é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 1 \times 0,22 = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As armaduras inferiores são sujeitas a momentos flectores positivos, com as maiores áreas de aço a ocorrerem a meio vão nos painéis da laje, como seria expectável. A abertura na laje para a implantação das escadas também requer um reforço de armadura, ao longo do seu rebordo. As figuras que ilustram as áreas de armadura na laje do piso estão presentes no anexo A.5.

3.10.1.3.2 Esteira

De modo análogo estão presentes no anexo A.6 figuras que ilustram as armaduras superiores e inferiores, segundo a direção x e y para a laje de esteira.

À semelhança da laje do piso 01, as maiores áreas de aço ocorrem a meio vão, para as armaduras inferiores.

3.10.1.4 Pilares

Alguns pilares não verificaram a segurança na primeira hipótese admitida, relativamente à dimensão das seções, pois apresentavam uma percentagem de armadura muito superior a 4,0% que é o valor de referência do EC2. Esta situação pode resultar numa difícil betonagem em obra, com segregação do betão. Desta forma, as seções dos pilares em incumprimento foram aumentadas de forma a cumprir o critério. Na figura seguinte são apresentados os valores de armadura para os diferentes pilares, com a área em cm². Os pormenores construtivos referentes aos pilares são apresentados nas peças desenhadas presentes em separado.

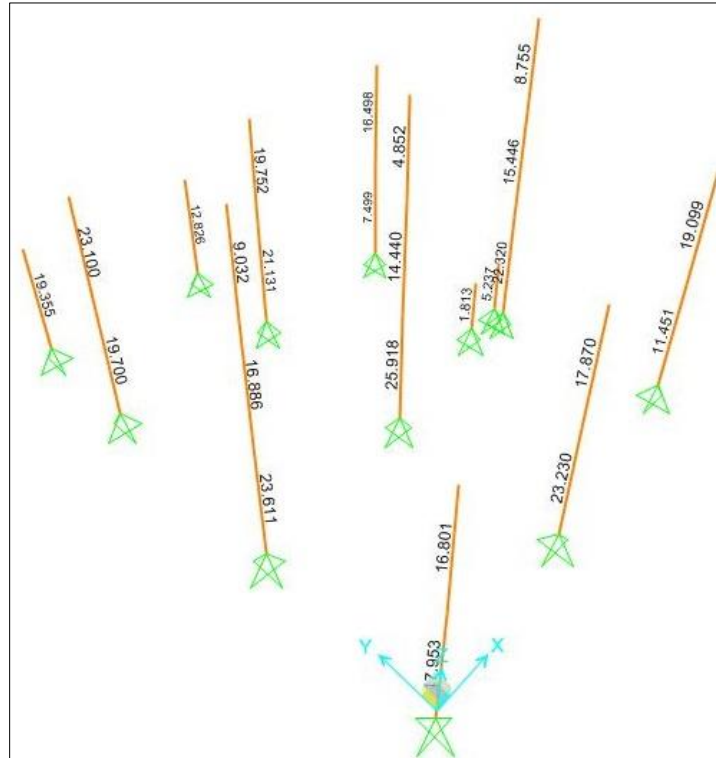


Figura 3.7 – Armadura longitudinal nos pilares

De acordo com a numeração dos pilares presente na Figura 3.1, é apresentada a seguinte tabela com os valores de armadura necessários neste elemento estrutural. O piso 02 refere-se ao desvão não habitado.

Referências	Piso	Geometria (bxh)	A _s (cm ²)	nφ	Cintas
P1	0	0.25x0.25	19.36	8φ16+2φ16	φ6//0.20
P2	0	0.25x0.25	12.83	6φ16+2φ12	φ6//0.15
P3	0	0.25x0.25	19.70	8φ16+2φ16	φ6//0.20
P3	01	0.25x0.25	23.10	8φ16+4φ16	φ6//0.20
P4	0	0.25x0.25	21.13	8φ16+4φ16	φ6//0.20
P4	01	0.25x0.25	19.75	8φ16+2φ16	φ6//0.20
P5	0	0.25x0.25	7.50	4φ16	φ6//0.20
P5	01	0.25x0.25	16.50	8φ16+2φ16	φ6//0.20
P6	0	0.25x0.25	23.61	8φ16+4φ16	φ6//0.20
P6	01	0.25x0.25	16.89	8φ16+2φ16	φ6//0.20
P6	02	0.25x0.25	9.03	4φ16+2φ12	φ6//0.15
P7	0	0.25x0.30	25.92	6φ20+4φ16	φ6//0.20
P7	01	0.25x0.25	14.44	6φ16+2φ12	φ6//0.15
P7	02	0.25x0.25	4.85	6φ12	φ6//0.15
P8	0	0.25x0.30	22.32	8φ16+4φ16	φ6//0.20
P8	01	0.25x0.25	15.45	8φ16	φ6//0.20
P8	02	0.25x0.25	8.76	4φ16+2φ12	φ6//0.15
P9	0	0.25x0.25	17.95	8φ16+2φ12	φ6//0.15
P9	01	0.25x0.25	16.80	8φ16+2φ12	φ6//0.15
P10	0	0.25x0.25	23.23	8φ16+4φ16	φ6//0.20
P10	01	0.25x0.25	17.87	8φ16+2φ12	φ6//0.15
P11	0	0.25x0.25	11.45	6φ16	φ6//0.20
P11	01	0.25x0.25	19.10	8φ16+2φ16	φ6//0.20

Quadro 3.17 – Armaduras nos pilares

3.10.1.5 Escadas

As figuras relativas às armaduras superiores e inferiores na direção x e y para as lajes de escadas, estão presentes no anexo A.7, com a área em m²/m.

Como seria expectável, a armadura superior na direção x é a armadura mínima, dado que o vão é diminuto, correspondendo à largura das escadas, que é de 1,20 m.

A armadura mínima é calculada de acordo com a seguinte expressão, já apresentada anteriormente.

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 1 \times 0,22 = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura superior segundo a direção y já apresenta valores superiores, principalmente na envolvente do patim.

À semelhança da armadura superior, a direção segundo x relativamente à armadura inferior, requer valores mínimos de armadura.

A armadura inferior segundo a direção y tem maior expressão na envolvente da ligação à laje do piso 01.

As pormenorizações relativas às escadas são apresentadas nas peças desenhadas presentes em separado.

3.10.1.5.1 Pilaretes

Com vista a conferir maior estabilidade bem como a redução das armaduras nas lajes de escadas, preconiza-se a colocação de dois pequenos pilaretes sob o patim. Assume-se uma seção de 0,15x0,15 m para estes pilaretes. As armaduras longitudinais são apresentadas na figura seguinte com a área em cm².

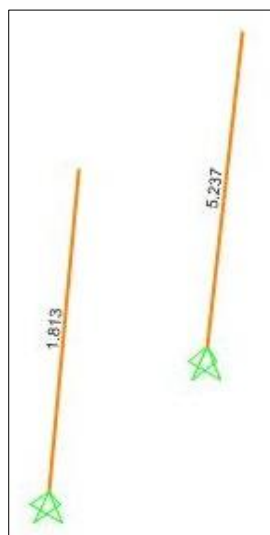


Figura 3.8 – Armadura longitudinal nos pilaretes das escadas

Na tabela seguinte, apresentam-se as características dos varões de aço adotados para os pilaretes das escadas. Nas peças desenhadas presentes em separado são apresentados os pormenores construtivos.

Referências	Piso	Geometria (bxh)	A _s (cm ²)	nφ	Cintas
Pe1	0	0.15x0.15	1.81	4φ12	φ6//0.20
Pe2	0	0.15x0.15	5.24	6φ12	φ6//0.20

Quadro 3.18 – Armaduras nos pilaretes das escadas

Os pilaretes das escadas requerem sapatas de fundação, que devem suportar as seguintes reações.

PILARETES	REAÇÃO VERTICAL (kN)
Pe1	48,52
Pe2	75,73

Quadro 3.19 – Reações verticais nos pilaretes das escadas

Desta forma, as sapatas de fundação são calculadas da seguinte forma, que é mais detalhada no capítulo 3.11.

$$Área_{pe1} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}}$$

$Área_{pe1} \geq \frac{48,52 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow Área_{pe1} \geq 0,30 \text{ m}^2$, logo a largura da sapata é de 0,60 m, considerando as dimensões iguais nas duas direções.

A altura da sapata é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{pe1} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{pe1} \geq \frac{0,60 - 0,15}{2} \Leftrightarrow H_{pe1} \geq 0,23 \text{ m}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,30 m. Desta forma a sapata Pe1 tem as dimensões 0,60 x 0,60 x 0,30 m.

$$\begin{aligned} \sigma_{solo} &\leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{0,60 \times 0,60 \times 0,30 \times 25 + 48,52}{0,60 \times 0,60} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 142,28 \text{ kN} / \text{m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \end{aligned}$$

Está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

Os valores de armadura são iguais nas duas direções.

$$Ft_{sd1} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{51,22 \times 1,50 \times (0,55 - 0,15)}{8 \times 0,30} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 12,81 \text{ kN}$$

$$As_x = As_y = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd}} = \frac{12,81}{348 \times 10^3 \times 0,60} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para a sapata Pe2 os cálculos são semelhantes.

$$Área_{pe2} \geq \frac{75,73 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow Área_{pe2} \geq 0,48 \text{ m}^2$$

A largura da sapata é de 0,70 m, considerando as dimensões iguais nas duas direções.

$$H_{Pe1} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1} \geq \frac{0,70 - 0,15}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1} \geq 0,28 \text{ m}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,30 m. Desta forma a sapata Pe2 tem as dimensões 0,70 x 0,70 x 0,30 m.

$$\sigma_{solo} \leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{0,70 \times 0,70 \times 0,30 \times 25 + 75,73}{0,70 \times 0,70} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 162,05 \text{ kN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$$

Está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

$$Ft_{sd1} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{79,41 \times 1,50 \times (0,70 - 0,15)}{8 \times 0,30} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 27,30 \text{ kN}$$

$$As_x = As_y = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd}} = \frac{27,30}{348 \times 10^3 \times 0,70} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Arm. Inferior X/Y (cm ² /m)	ϕ
Pe1	0.60x0.60	0.30	0.61	ϕ10//0.20
Pe2	0.70x0.70	0.30	1.12	ϕ10//0.175

Quadro 3.20 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação das escadas

A entrega do lanço de escadas no solo de fundação requer uma sapata corrida com a largura da escada, de dimensões 1,20 x 0,40 x 0,20 m. Esta sapata não é calculada, visto os esforços serem muito reduzidos.

3.10.2 Armadura transversal

A armadura transversal mínima em vigas é calculada de acordo com a expressão seguinte do EC2:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \Leftrightarrow \rho_{w,\min} = 8,94 \times 10^{-4}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \text{sen} \alpha \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 8,94 \times 10^{-4} \times 0,25 \times \text{sen}(90) \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

coeficientes de segurança unitários, com as cargas permanentes e as sobrecargas. Consideram-se somente as cargas verticais, pois os momentos flectores são absorvidos pelas vigas de fundação.

As reações verticais nos pilares, com vista ao cálculo das sapatas de fundação, estão presentes na tabela seguinte.

PILARES	REAÇÃO VERTICAL (kN)
P1	99,35
P2	96,04
P3	368,44
P4	568,43
P5	252,58
P6	465,80
P7	846,11
P8	358,76
P9	238,40
P10	534,85
P11	289,93

Quadro 3.21 – Reações verticais nos pilares

A numeração dos pilares é apresentada na Figura 3.1.

É demonstrado em seguida o cálculo completo de uma sapata, sendo apenas apresentadas as dimensões e armaduras para as restantes fundações.

3.11.1 Cálculo da sapata P1

Em primeiro lugar, é realizado um pré-dimensionamento da área da sapata rectangular de acordo com a seguinte expressão:

$$Área_{P1} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}}$$

Desta forma, $Área_{P1} \geq \frac{99,35 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow Área_{P1} \geq 0,62m^2$, logo a largura da sapata é de 0,80 m, considerando as dimensões iguais nas duas direções.

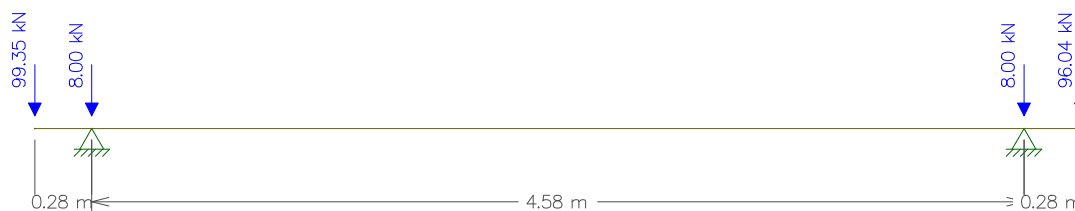
A altura da sapata é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{P1} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{P1} \geq \frac{0,80 - 0,25}{2} \Leftrightarrow H_{P1} \geq 0,28 \text{ m}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,50 m. Desta forma a sapata P1 tem as dimensões 0,80 x 0,80 x 0,50 m.

Reação Direção X

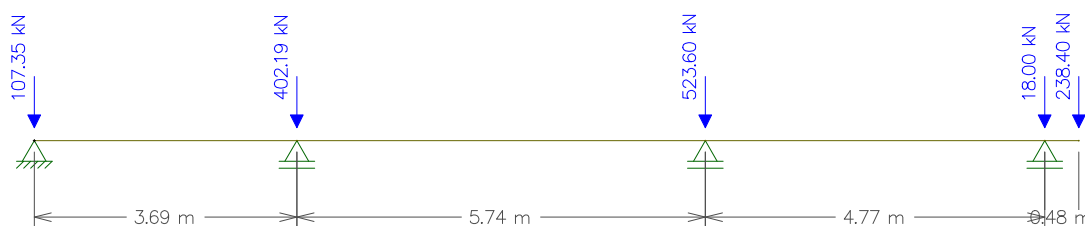
Na direção x, as sapatas P1 e P2 são excêntricas pelo que é estabelecido o seguinte modelo de cálculo, considerando a viga de fundação.



Como a carga axial na sapata P2 é semelhante à que ocorre na sapata P1, consideram-se as mesmas dimensões na sapata P2. A carga de 8,00kN deve-se ao peso próprio da sapata assumindo um peso volúmico do betão de 25kN/m³. As reações são $RP1_x=107,55\text{kN}$ e $RP2_x = 103,84\text{kN}$. A tensão na sapata P1 é então $\sigma_{P1} = \frac{107,55}{0,80 \times 0,80} \Leftrightarrow \sigma_{P1} = 168,05 \leq \sigma_{solo}$, logo verifica a segurança em relação à rotura do solo de fundação.

Reação Direção Y

Na direção y as sapatas rectangulares P1, P3 e P6 estão centradas e ligadas entre si através de vigas de fundação, sendo a sapata P9 excêntrica. Para determinar a reação vertical na sapata P1, segundo y, utiliza-se o seguinte modelo estrutural. Na definição deste modelo estrutural é necessário assumir dimensões para as diferentes sapatas, com vista ao cálculo da carga pontual nas sapatas centradas. Esta carga é a soma entre o peso próprio da sapata e o esforço normal proveniente do programa de cálculo automático.



Assim a reação total na sapata P1 é $R_{total} = RP1x + RP1y = 107,55 + 105,01 = 212,56kN$

Armadura Direção X

Tendo a reação total na sapata já é possível determinar a armadura necessária nas duas direções. Na direção x a sapata P1 é excêntrica, logo a área de armadura necessária é calculada recorrendo ao método das bielas, apresentado na figura seguinte.

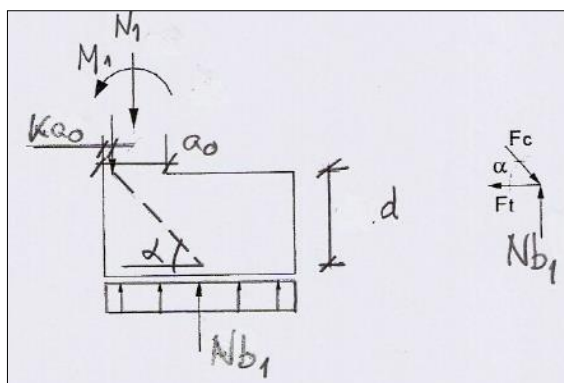


Figura 3.13 – Método das bielas em sapata de fundação excêntrica (Gorgulho, 2013)

As expressões matemáticas utilizadas são as seguintes:

$$Ft_{sd1} = \frac{R_{total} \times \gamma \times \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{2} \right)}{d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{212,56 \times 1,50 \times \left(\frac{0,80}{2} - \frac{0,25}{2} \right)}{0,50} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 175,36kN$$

$$As_x = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd} \times a} = \frac{175,36}{348 \times 10^3 \times 0,80} = 6,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Direção Y

Na direção y a sapata P1 é centrada, logo a área de armadura necessária é calculada recorrendo ao método das bielas, apresentado na figura seguinte.

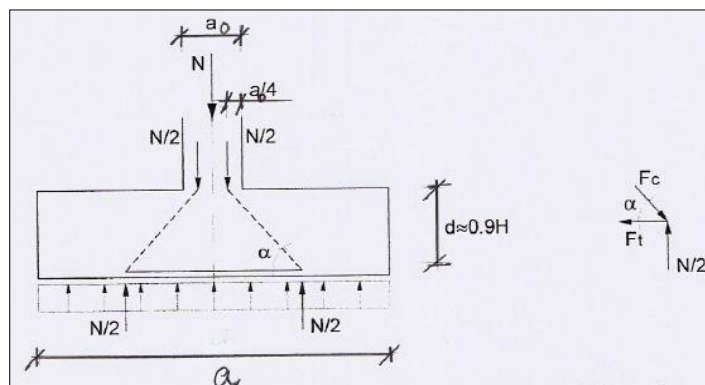


Figura 3.14 – Método das bielas em sapata de fundação centrada(Gorgulho, 2013)

A expressão matemática utilizada neste caso é a seguinte:

$$Ft_{sd1} = \frac{R_{total} \times \gamma \times (a - a_0)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{212,56 \times 1,50 \times (0,80 - 0,25)}{8 \times 0,9 \times 0,5} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 48,71 \text{ kN}$$

A área de armadura necessária na direção y é então:

$$As_y = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd} \times a} = \frac{48,71}{348 \times 10^3 \times 0,80} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.11.2 Dimensionamento das sapatas de fundação

Realizando os mesmos cálculos apresentados anteriormente para as restantes sapatas de fundação, são obtidos os valores de armadura presentes na tabela seguinte.

Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Arm. Inferior X (cm ² /m)	φx	Arm. Inferior Y (cm ² /m)	φy
P1	0.80x0.80	0.50	6.30	φ16//0.20	1.75	φ12//0.20
P2	0.80x0.80	0.50	5.88	φ16//0.20	1.63	φ12//0.20
P3	1.60x1.60	0.70	22.46	φ20//0.125	6.24	φ16//0.20
P4	1.90x1.90	0.85	26.47	φ20//0.10	7.35	φ16//0.20
P5	1.40x1.40	0.70	18.03	φ16//0.10	18.03	φ16//0.10
P6	1.80x1.80	0.90	23.73	φ20//0.125	6.59	φ16//0.20
P7	2.00x2.00	0.90	8.85	φ16//0.20	8.85	φ16//0.20
P8	1.60x1.60	0.70	20.35	φ20//0.15	5.65	φ12//0.20
P9	1.35x1.35	0.70	15.32	φ16//0.125	15.32	φ16//0.125
P10	2.00x2.00	0.90	7.55	φ16//0.20	27.17	φ20//0.10
P11	1.40x1.40	0.70	15.72	φ20//0.20	15.72	φ20//0.20

Quadro 3.22 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação

Os restantes aspetos construtivos são apresentados nas peças desenhadas apresentadas em separado.

4 SOLUÇÃO B – REABILITAÇÃO COM CONSTRUÇÃO EM MADEIRA

4.1 Descrição da solução construtiva

A solução B consiste numa reabilitação do imóvel com construção em madeira. As paredes periféricas resistentes em alvenaria de pedra são mantidas. A laje do piso 01, a laje de esteira e as paredes interiores são em madeira, bem como a estrutura de suporte do revestimento da cobertura. Os pavimentos são suportados com recurso a vigas e barrotes em madeira, e pilares metálicos de perfil IPE, com seção apropriada.

A restante alvenaria periférica necessária para acomodar o piso 01 e o desvão não habitado é em alvenaria de tijolo. As escadas de acesso ao piso 01 são em estrutura metálica bem como os seus pilares, recorrendo a perfis metálicos HEA.

A cobertura inclinada tem duas águas, com uma estrutura de suporte descontínua, em elementos de madeira, nomeadamente madres e varas. O revestimento da cobertura é constituído por telha lusa, ripado/contra-ripado, sub-telha em PVC e isolamento térmico.

O desvão tem um acesso por escada retráctil em cada fração do primeiro piso, com duas janelas VELUX.

4.2 Materiais

Os materiais estruturais utilizados no projeto são:

- Perfis metálicos IPE de aço S235 JR;
- Rede de aço distendido galvanizada 20/25;
- Elementos de madeira lamelada-colada homogénea, de classe de resistência GL24h e GL28h;
- Elementos de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18.

4.3 Dimensionamento estrutural

A análise da estrutura foi realizada de forma manual, com o recurso a um programa de cálculo automático em alguns modelos estruturais, para obtenção dos esforços e envolventes de esforços para as combinações definidas. Os cálculos estão de acordo com o definido no Eurocódigo 5 – Projeto de estruturas de madeira (EC5), relativamente aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização.

4.4 Ações

4.4.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes consideradas na solução B são apresentadas no quadro seguinte.

RESTANTES CARGAS PERMANENTES	kN/m ²
Coberturas	0,80
Laje	0,80
Laje de esteira	0,40
Escadas e acessos	1,50
Paredes exteriores	3,20
Paredes interiores	0,50

Quadro 4.1 – Ações atuantes consideradas solução B (restantes cargas permanentes)

4.4.2 Sobrecargas

As sobrecargas preconizadas para a solução são apresentadas no quadro abaixo.

SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO	kN/m ²
Coberturas	0,30
Laje	2,00
Laje de esteira	2,00
Escadas e acessos	3,00

Quadro 4.2 – Ações atuantes consideradas na solução B (sobrecargas)

4.4.3 Vento

Os cálculos realizados para a obtenção do valor característico da pressão dinâmica para a cobertura são idênticos aos presentes no capítulo 3.4.3.

O valor característico da pressão dinâmica para a cobertura é de -0,67 kN/m².

4.4.4 Sismo

No que diz respeito às ações sísmicas, é considerado que as paredes periféricas de alvenaria simples, com uma espessura de 0,50 m, garantem a resistência às solicitações, não sendo realizados cálculos mais aprofundados. Adotaram-se esquemas de ligação da estrutura dos pavimentos a estas paredes para que estes transmitam as forças às mesmas durante a ocorrência de um sismo.

4.4.5 Combinação de ações

Nos cálculos são consideradas duas combinações de ações:

- Combinação 1: $1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,50 \times SC$;
- Combinação 2: $1,00 \times PP + 1,00 \times RCP + 1,50 \times VENTO$;

4.5 Pavimento térreo

À semelhança da solução A, o pavimento térreo é executado em betão C16/20 com 0,10 m de espessura, armado com rede malhasol CQ30. O massame assenta sobre uma camada de betão de limpeza com 0,10 m de espessura e enrocamento com 0,20 m de espessura. Sobre o massame térreo é assente tela asfáltica com feltro geotêxtil, de $4,0\text{kg/m}^2$. O pormenor construtivo do pavimento térreo é apresentado nas peças desenhadas em separado.

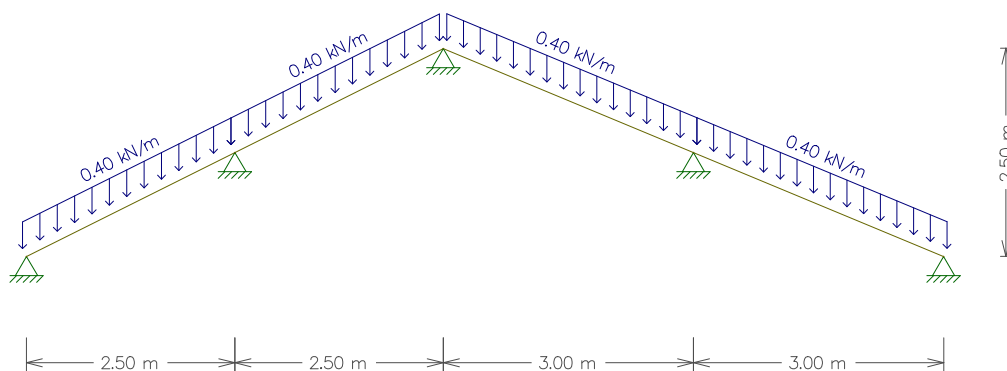
4.6 Cobertura

4.6.1 Cargas permanentes

Para a realização dos modelos estruturais assumem-se como hipóteses iniciais um afastamento entre madres entre 2,50 e 3,00 m, e entre varas de 0,50 m. São apresentados em seguida os modelos de cálculo para cada tipo de ação e a resultante combinação de ações. Os modelos contemplam as duas vertentes da cobertura, viradas para a fachada principal e para tardoz, com 5,00 e 6,00 m de comprimento, respectivamente.

Sabendo que o revestimento da cobertura gera uma carga de $0,80\text{ kN/m}^2$, com uma área de influência de cada vara de 0,50 m tem-se então:

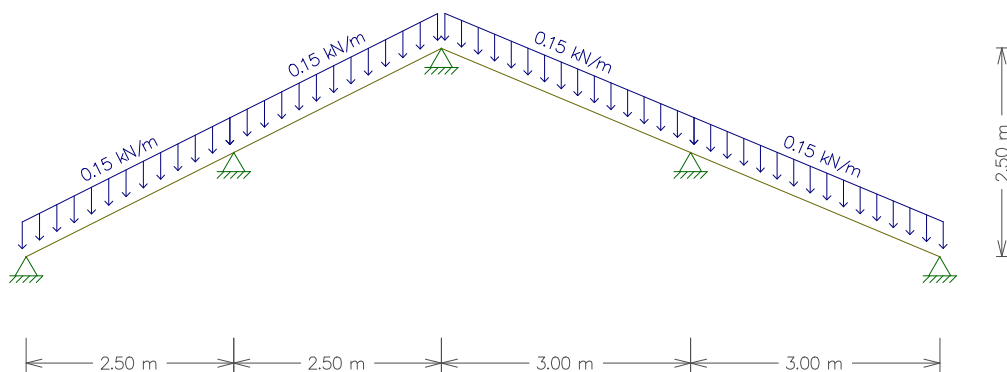
Varas ($L_{\text{máx}} = 3,25$ metros)



4.6.2 Sobrecarga

De acordo com o capítulo 3.4.2 a sobrecarga considerada na cobertura é de $0,30\text{ kN/m}^2$, o que considerando uma área de influência de 0,50 m resulta numa carga de $0,15\text{ kN/m}^2$.

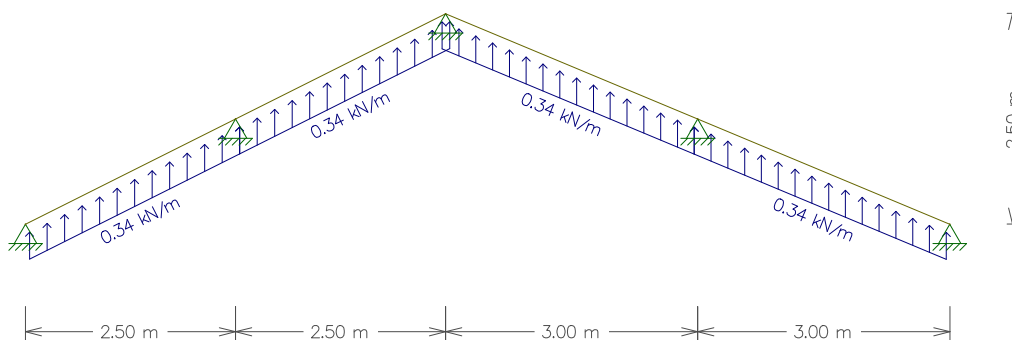
Varas ($L_{\text{máx}} = 3,25$ metros)



4.6.3 Vento

A ação do vento produz uma carga ascendente de $-0,67\text{kN/m}^2$, a qual considerando uma área de influência de $0,50\text{ m}$ resulta numa carga de $-0,34\text{kN/m}^2$.

Varas ($L_{\text{máx}} = 3,25$ metros)

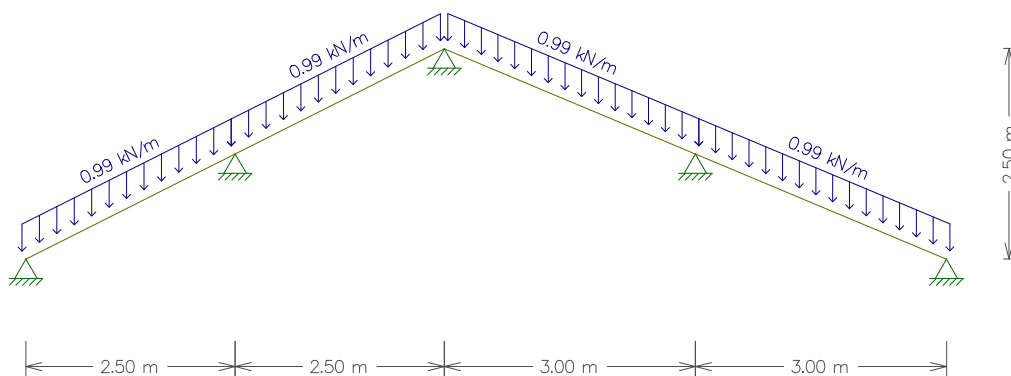


4.6.4 Combinação de ações

De acordo com as combinações de ações apresentadas anteriormente, os valores das cargas aplicadas na estrutura de suporte da cobertura são os seguintes:

- Combinação 1: $1,35 \times 0,40 + 1,50 \times 0,30 = 0,99\text{kN/m}^2$;
- Combinação 2: $1,00 \times 0,40 + 1,50 \times -0,67 = -0,61\text{kN/m}^2$;

A combinação mais desfavorável é a combinação 1, pelo que é adotada nos cálculos.



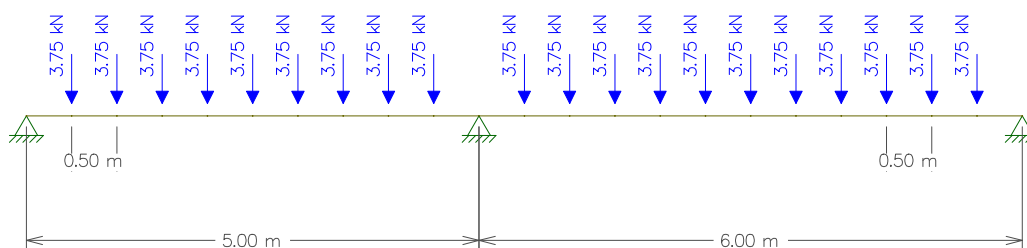
De acordo com o modelo estrutural anterior, os esforços máximos nas varas são os seguintes:

- $N_{\text{máx}} = 0,62\text{kN}$;
- $V_{\text{máx}} = 1,81\text{kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 3,65\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 0,74\text{kN.m}$;
- $M^-_{\text{máx}} = 1,06\text{kN.m}$.

Para o cálculo das madres considera-se um modelo com três apoios, localizados nas empenas e numa viga de cobertura a meio vão em madeira. As cargas pontuais geradas pelas varas contabilizam a reação máxima bem com o peso próprio das mesmas, de acordo com a seguinte expressão:

$$Psd = R_{\text{máx}} + 2 \times P.P \times \frac{L}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 3,65 + 2 \times 0,022 \times \frac{3}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 3,75 \text{ kN}$$

Desta forma, o modelo de cálculo das madres é o seguinte:

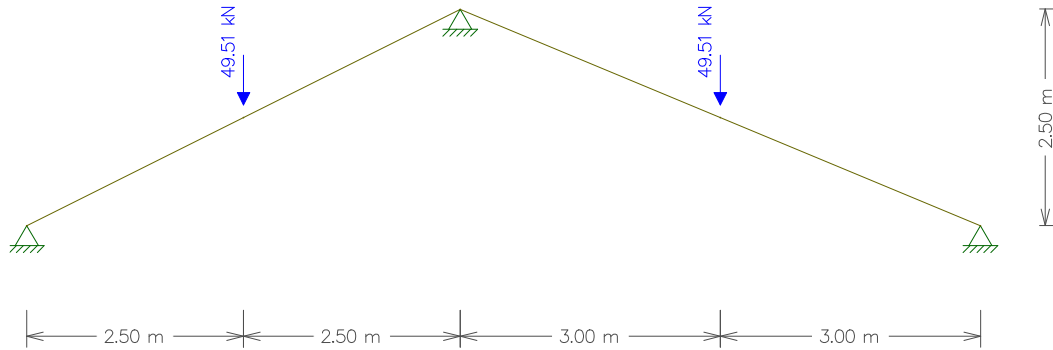


Os esforços máximos resultantes são:

- $V_{\text{máx}} = 25,43\text{kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 48,07\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 20,80\text{kN.m}$;

- $M_{\text{máx}} = 28,83\text{kN.m.}$

Para o cálculo da viga de cobertura a meio vão, em que apoiam as madres, é definido o seguinte modelo de cálculo.



As cargas pontuais geradas pelas madres contabilizam o esforço transversal bem com o peso próprio das mesmas, de acordo com a seguinte expressão:

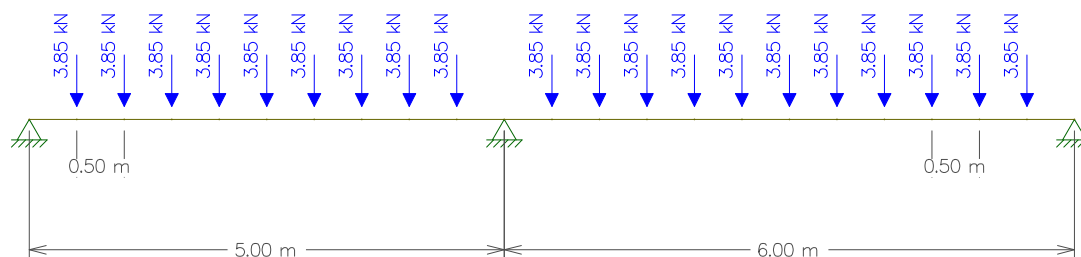
$$Psd = R_{\text{máx}} + 2 \times P \cdot P \times \frac{L}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 48,07 + 2 \times 0,16 \times \frac{6}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 49,51\text{kN}$$

Os esforços máximos são os seguintes:

- $N_{\text{máx}} = 11,07\text{kN};$
- $V_{\text{máx}} = 30,76\text{kN};$
- $R_{\text{máx}} = 65,04\text{kN};$
- $M_{\text{máx}}^+ = 48,56\text{kN.m};$
- $M_{\text{máx}}^- = 51,41\text{kN.m.}$

No cálculo da viga de cumeeira considera-se a reação máxima gerada pelas varas, bem como o peso próprio das mesmas afetado pela área de influência, de acordo com a seguinte expressão:

$$Psd = R_{\text{máx}} + 2 \times P \cdot P \times \frac{L}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 3,65 + 2 \times 0,022 \times \frac{6}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 3,85\text{kN}$$



Os esforços máximos são:

- $V_{\text{máx}} = 26,11 \text{ kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 49,35 \text{ kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 21,36 \text{ kN.m}$;
- $M^-_{\text{máx}} = 29,60 \text{ kN.m}$.

4.6.5 Verificação aos estados limites últimos

4.6.5.1 Flexão com compressão

Varas ($L_{\text{máx}} = 3,25$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência à flexão com compressão é necessário verificar a seguinte expressão:

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

Assumindo uma vara com seção $0,06 \times 0,12$ m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de compressão

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A} = \frac{0,62}{0,06 \times 0,12} = 86,1 \text{ kN/m}^2 = 0,09 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{sd}}{I} \times v = 1,06 \times \frac{0,06}{\frac{0,06 \times 0,12^3}{12}} = 7361 \text{ kN/m}^2 = 7,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à compressão

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{18,00}{1,30} = 13,85MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{18,00}{1,30} = 11,08MPa$$

$$f_{m,z,d} = 0$$

- Coeficiente de seção

$$k_m = 0,70, \text{ para seções rectangulares}$$

Com base nos cálculos anteriores, a expressão final é a seguinte:

$\left(\frac{0,09}{13,85}\right)^2 + 0,70 \times \frac{7,36}{11,08} \leq 1 \Leftrightarrow 0,47 \leq 1$, as varas verificam a segurança em relação à flexão com compressão.

Viga de cobertura ($L_{m\acute{a}x} = 6,00$ metros)

Assumindo uma viga com seção 0,16x0,32 m de madeira laminada-colada, de classe de resistência GL28h, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de compressão

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A} = \frac{11,07}{0,16 \times 0,32} = 216,21kN/m^2 = 0,22MPa$$

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 51,41 \times \frac{0,16}{\frac{0,16 \times 0,32^3}{12}} = 18827kN/m^2 = 18,83MPa$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0kN/m^2 = 0MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à compressão

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{28,00}{1,25} = 22,40MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{28,00}{1,25} = 17,92MPa$$

$$f_{m,z,d} = 0$$

- Coeficiente de seção

$$k_m = 0,70, \text{ para seções rectangulares}$$

Com base nos cálculos anteriores, a expressão final é a seguinte:

$\left(\frac{0,22}{22,40}\right)^2 + 0,70 \times \frac{18,83}{17,92} \leq 1 \Leftrightarrow 0,74 \leq 1$, a viga de cobertura verifica a segurança em relação à flexão com compressão.

4.6.5.1 Flexão com tração

Varas ($L_{m\acute{a}x} = 3,25$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência à flexão com tração é necessário verificar a seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

- Tensão de cálculo atuante de tração

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A} = \frac{0,62}{0,06 \times 0,12} = 86,1kN/m^2 = 0,09MPa$$

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 1,06 \times \frac{0,06}{0,06 \times 0,12^3} = 7361kN/m^2 = 7,37MPa$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0kN/m^2 = 0MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à tração

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = \frac{11,00}{1,30} = 8,46MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{18,00}{1,30} = 11,08MPa$$

$$f_{m,z,d} = 0$$

- Coeficiente de seção

$$k_m = 0,70, \text{ para seções rectangulares}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$\left(\frac{0,09}{8,46}\right)^2 + 0,70 \times \frac{7,37}{11,08} \leq 1 \Leftrightarrow 0,47 \leq 1$, as varas verificam a segurança em relação à flexão com tração.

Viga de cobertura ($L_{m\acute{a}x} = 6,00$ metros)

- Tensão de cálculo atuante de tração

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A} = \frac{11,07}{0,16 \times 0,32} = 216,21kN/m^2 = 0,22MPa$$

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 51,41 \times \frac{0,16}{\frac{0,16 \times 0,32^3}{12}} = 18827kN/m^2 = 18,83MPa$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0kN/m^2 = 0MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à tração

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = \frac{19,50}{1,25} = 15,60MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{28,00}{1,25} = 17,92MPa$$

$$f_{m,z,d} = 0$$

- Coeficiente de seção

$$k_m = 0,70, \text{ para seções rectangulares}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$$\left(\frac{0,22}{15,60}\right)^2 + 0,70 \times \frac{18,83}{17,92} \leq 1 \Leftrightarrow 0,74 \leq 1, \text{ a viga de cobertura verifica a segurança em relação à}$$

flexão com tração.

4.6.5.2 Flexão simples

Madres ($L_{m\acute{a}x} = 11,00$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência à flexão é necessário verificar a seguinte expressão:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Considerando uma madre com seção 0,14x0,28 m de madeira lamelada-colada homogénea, de classe de resistência GL28h segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 28,83 \times \frac{0,14}{\frac{0,14 \times 0,28^3}{12}} = 15760kN/m^2 = 15,80MPa$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{28,00}{1,25} = 17,92 \text{MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança das madres em relação à flexão simples.

Viga de cumeeira ($L_{\text{máx}} = 11,00$ metros)

Assumindo uma viga de cumeeira com seção 0,16x0,32 m de madeira laminada-colada, de classe de resistência GL24h, os cálculos são apresentados em seguida.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 29,60 \times \frac{0,16}{\frac{0,16 \times 0,32^3}{12}} = 10840 \text{kN/m}^2 = 10,84 \text{MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{24,00}{1,25} = 15,36 \text{MPa}$$

Com base nos cálculos anteriores, está verificada a segurança da viga de cumeeira em relação à flexão simples.

4.6.5.3 Corte

Varas ($L_{\text{máx}} = 3,25$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência ao corte é necessário verificar a seguinte expressão:

$$\tau_d \leq k_v \times f_{v,d}$$

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 1,81}{0,06 \times 0,12} = 377,08 \text{kN/m}^2 = 0,38 \text{MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,4}{1,3} = 2,09 \text{MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$0,38 \leq 1,00 \times 2,09$, logo as varas verificam a segurança em relação ao corte.

Madres ($L_{\text{máx}} = 11,00$ metros)

No que concerne às madres, os cálculos são os seguintes:

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 25,43}{0,14 \times 0,28} = 973,09 \text{ kN/m}^2 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,0 \times \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

As madres verificam a segurança no que diz respeito à resistência ao corte.

Viga de cobertura ($L_{\text{máx}} = 6,00$ metros)

Em relação à viga de cobertura, os cálculos são os seguintes:

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 30,76}{0,16 \times 0,32} = 901,17 \text{ kN/m}^2 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

A viga de cobertura verifica a segurança no que diz respeito à resistência ao corte.

Viga de cumeeira ($L_{\text{máx}} = 11,00$ metros)

A verificação da resistência ao corte da viga de cumeeira é a seguinte:

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 26,11}{0,16 \times 0,32} = 764,94 \text{ kN/m}^2 = 0,77 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{2,7}{1,25} = 1,73 \text{ MPa}$$

Está então verificada a segurança na resistência ao corte da viga de cumeeira.

4.6.6 Verificação aos estados limites de serviço

4.6.6.1 Deformação

A verificação da deformação das peças de madeira é de extrema importância, com vista a controlar fenómenos de fluência, que podem resultar na perda de estanquidade da cobertura a longo prazo.

Varas ($L_{m\acute{a}x} = 3,25$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$$E_{0,05} = 6,00 \times 10^3 \text{ MPa}, \text{ seção de madeira resinosa de classe de resistência C18}$$

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,06 \times 0,12^3}{12} = 8,64 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 5,02 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 1,88 \times 10^{-3} \text{ m}$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 2,50/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 8,33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 2,50/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 8,33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea das varas.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fn,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 5,02 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 8,03 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$k_{def} = 0,60, \text{ para madeira maciça de classe 1}$$

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 1,88 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 1,88 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 1,88 \times 10^{-3} m \leq \frac{2,50}{200}$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 8,03 \times 10^{-3} + 1,88 \times 10^{-3} = 9,91 \times 10^{-3} \leq \frac{2,50}{200}$$

Está verificada a segurança das varas em relação à deformação excessiva.

Madres ($L_{m\acute{a}x} = 11,00$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$E_{0,05} = 10,20 \times 10^3 MPa$, seção de madeira lamelada-colada homogênea de classe de resistência GL28h

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,14 \times 0,28^3}{12} = 2,56 \times 10^{-4} m^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 9,99 \times 10^{-3} m$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 4,14 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq \frac{L}{300} \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq \frac{5,00}{300} \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq \frac{L}{300} \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq \frac{5,00}{300} \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea das madres.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 9,99 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 15,99 \times 10^{-3} m$$

$k_{def} = 0,60$, para madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência 1

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 4,14 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 4,14 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 4,14 \times 10^{-3} m \leq \frac{5,00}{200}$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 15,99 \times 10^{-3} + 4,14 \times 10^{-3} = 20,13 \times 10^{-3} \leq \frac{5,00}{200}$$

Está verificada a segurança das madres em relação à deformação excessiva.

Viga de cobertura ($L_{m\acute{a}x} = 6,00$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$E_{0,05} = 10,20 \times 10^3 MPa$, seção de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,16 \times 0,32^3}{12} = 4,37 \times 10^{-4} m^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 12,50 \times 10^{-3} m$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 5,66 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 5,00/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 5,00/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea das vigas de cobertura.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 12,50 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 20 \times 10^{-3} m$$

$k_{def} = 0,60$, para madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência 1

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 5,66 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 5,66 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 5,66 \times 10^{-3} m \leq 5,00/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 20,00 \times 10^{-3} + 5,66 \times 10^{-3} = 25,66 \times 10^{-3} \geq 5,00/200$$

Como a deformação final está cerca de 0,70 mm acima do permitido, despreza-se esta diferença, estando verificada então a segurança das vigas da cobertura em relação à deformação excessiva.

Viga de cumeeira ($L_{m\acute{a}x} = 11,00$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$E_{0,05} = 9,40 \times 10^3 MPa$, seção de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL24h.

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,16 \times 0,32^3}{12} = 4,37 \times 10^{-4} m^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 6,76 \times 10^{-3} m$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 3,03 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 5,00/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 5,00/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 16,67 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea da viga de cumeeira.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 6,76 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 10,82 \times 10^{-3} m$$

$k_{def} = 0,60$, para madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência 1

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 3,03 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 3,03 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 3,03 \times 10^{-3} m \leq 5,00/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 10,82 \times 10^{-3} + 3,03 \times 10^{-3} = 13,85 \times 10^{-3} \leq 5,00/200$$

Está verificada então a segurança da viga de cumeeira em relação à deformação excessiva.

4.6.7 Seções dos elementos estruturais

De acordo com os cálculos anteriores, as seções dos elementos estruturais de madeira da cobertura são os seguintes:

- Varas com seção 0,06x0,12 m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, com vão máximo de 3,25 m;
- Madres de seção 0,14x0,28 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, com vão máximo de 11,00 m;
- Vigas de cobertura de seção 0,16x0,32 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, com vão máximo de 6,00 m;
- Viga de cumeeira de seção 0,16x0,32 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL24h, com vão máximo de 11,00 m.

4.7 Pavimento desvão não habitado

A laje de esteira como não requer uma abertura para escadas de acesso, é suportada por um vigamento a meio vão, barrotes e um frechal nas paredes periféricas. Os elementos a cor verde são os barrotes e os elementos a vermelho são o vigamento do pavimento.

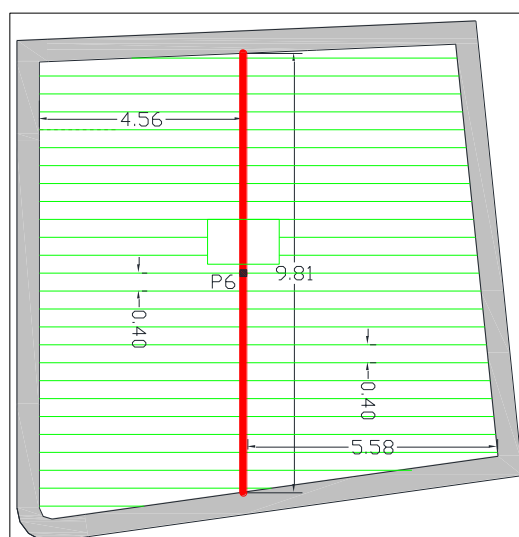


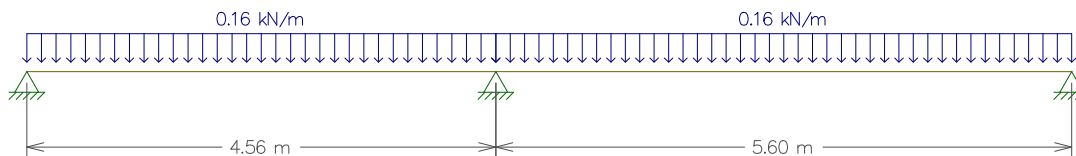
Figura 4.1 – Esquema da estrutura de suporte do pavimento do piso de esteira

4.7.1 Cargas permanentes

No que diz respeito às cargas permanentes atuantes no pavimento, assumem-se as apresentadas no Quadro 4.1.

Para a realização dos modelos estruturais estabelece-se como hipótese inicial um afastamento entre barrotes de 0,40 m.

Considerando uma carga permanente de 0,40 kN/m², com uma área de influência de 0,40 m, o modelo estrutural referente aos barrotes é o seguinte.



Os esforços máximos nos barrotes são:

- $V_{\text{máx}} = 0,50\text{kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 1,00\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 0,40\text{kN.m}$;
- $M^-_{\text{máx}} = 0,50\text{kN.m}$.

4.7.2 Sobrecargas

Em relação às sobrecargas, são apresentadas no Quadro 4.2. Os cálculos são idênticos aos realizados no capítulo 4.8.2.

Os esforços nos barrotes são os seguintes:

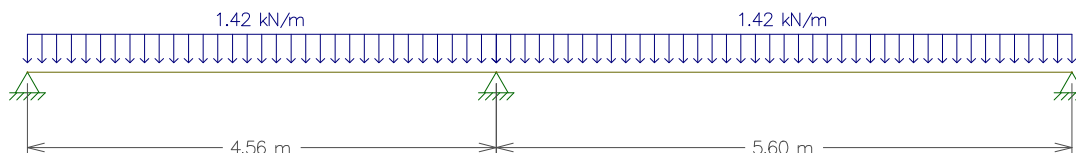
- $V_{\text{máx}} = 2,70\text{kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 5,10\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 1,90\text{kN.m}$;
- $M^-_{\text{máx}} = 2,70\text{kN.m}$.

4.7.3 Combinação de ações

De acordo com as combinações de ações apresentadas anteriormente, o valor da carga aplicada nos pavimentos interiores é o seguinte:

- Combinação 1: $1,35 \times 0,40 + 1,50 \times 2,00 = 3,54\text{kN/m}^2$;

O modelo estrutural referente aos barrotes é apresentado em seguida.



Com uma área de influência de 0,40 m, os esforços nos barrotes são:

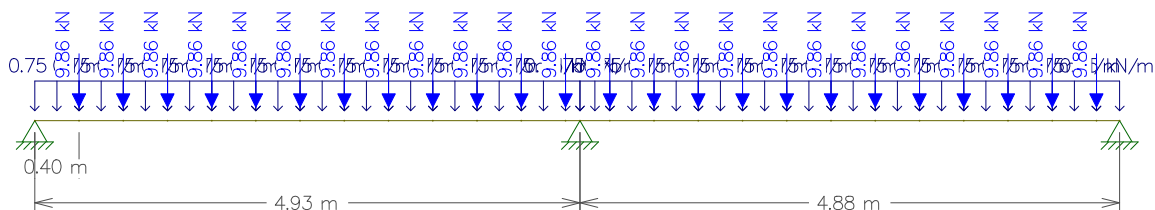
- $V_{\text{esquerda}} = 2,20\text{kN}$;
- $V_{\text{direita}} = 3,10\text{kN}$;

- $V_{\text{máx}} = 4,80\text{kN}$;
- $R_{\text{meio vão}} = 9,10\text{kN}$;
- $M_{\text{máx}}^+ = 3,50\text{kN.m}$;
- $M_{\text{máx}}^- = 4,70\text{kN.m}$.

A reação gerada pelos barrotes no vigamento é calculada de acordo com a expressão:

$$Psd = R_{\text{meio vão}} + 2 \times P.P_{\text{barrote}} \times \frac{L}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 9,10 + 2 \times 0,090 \times \frac{5,60}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow Psd = 9,86 \text{ kN}$$

Este vigamento tem ainda de suportar a parede interior que divide o desvão não habitado, assumindo-se um peso de 50kg/m^2 , o que com um pé direito variável de $3,00 \text{ m}$ resulta numa carga distribuída de $0,75\text{kN/m}$.



Os esforços máximos são:

- $V_{\text{esquerda}} = 42,26\text{kN}$;
- $V_{\text{direita}} = 46,05\text{kN}$;
- $V_{\text{máx}} = 79,76\text{kN}$;
- $R_{\text{meio vão}} = 155,69\text{kN}$;
- $M_{\text{máx}}^+ = 43,58\text{kN.m}$;
- $M_{\text{máx}}^- = 76,46\text{kN.m}$.

4.7.4 Verificação aos estados limites últimos

4.7.4.1 Flexão simples

Barrotes ($L_{\text{máx}} = 5,60 \text{ metros}$)

Considerando um barrote com seção $0,14 \times 0,17 \text{ m}$ de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 4,70 \times \frac{0,085}{\frac{0,14 \times 0,17^3}{12}} = 6970 \text{ kN/m}^2 = 6,97 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{18,00}{1,30} = 11,08 \text{ MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança dos barrotes em relação à flexão simples.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 4,93$ metros)

Com uma viga de seção 0,20x0,40 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL24h, segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 76,46 \times \frac{0,20}{\frac{0,20 \times 0,40^3}{12}} = 14336 \text{ kN/m}^2 = 14,3 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{24,00}{1,25} = 15,36 \text{ MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança das vigas em relação à flexão simples.

4.7.4.2 Corte

Barrotes ($L_{\text{máx}} = 5,60$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência ao corte é necessário verificar a seguinte expressão:

$$\tau_d \leq k_v \times f_{v,d}$$

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 4,80}{0,14 \times 0,17} = 302,52 \text{ kN/m}^2 = 0,30 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,4}{1,3} = 2,09 \text{MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$0,30 \leq 1,00 \times 2,09$, logo os barroses verificam a segurança em relação ao corte.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 4,93$ metros)

De acordo com o modelo estrutural apresentado anteriormente tem-se os seguintes cálculos.

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 79,76}{0,20 \times 0,40} = 1495 \text{kN/m}^2 = 1,50 \text{MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{2,7}{1,25} = 1,73 \text{MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$1,50 \leq 1,00 \times 2,05$, logo as vigas verificam a segurança em relação ao corte.

4.7.5 Verificação aos estados limites de serviço

4.7.5.1 Deformação

Para a verificação aos estados limites de serviço, os cálculos são idênticos aos realizados anteriormente.

Barroses ($L_{\text{máx}} = 5,60$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$$E_{0,05} = 6,00 \times 10^3 \text{MPa}, \text{ seção de madeira resinosa de classe de resistência C18}$$

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,14 \times 0,17^3}{12} = 5,73 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{\text{inst,G}} = 2,98 \times 10^{-3} \text{m}$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 14,92 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 4,56/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 15,20 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 4,56/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 15,20 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea dos barrotes.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 2,98 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 4,77 \times 10^{-3} m$$

$$k_{def} = 0,60, \text{ para madeira maciça de classe 1}$$

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 14,92 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 14,92 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 14,92 \times 10^{-3} m \leq 4,56/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 4,77 \times 10^{-3} + 14,92 \times 10^{-3} = 19,69 \times 10^{-3} \leq 4,56/200$$

Está verificada a segurança dos barrotes em relação à deformação excessiva.

Vigas ($L_{m\acute{a}x} = 4,93$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$E_{0,05} = 10,20 \times 10^3 MPa$, seção de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h.

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 0,40^3}{12} = 1,07 \times 10^{-3} m^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 1,53 \times 10^{-3} m$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 4,79 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 4,88/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 16,27 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 4,88/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 16,27 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea das vigas.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 1,53 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 2,45 \times 10^{-3} m$$

$k_{def} = 0,60$, para madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência 1

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 4,79 \times 10^{-3} \times (1 + 0 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 4,79 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 4,79 \times 10^{-3} m \leq 4,88/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 2,45 \times 10^{-3} + 4,79 \times 10^{-3} = 7,24 \times 10^{-3} \leq 4,88/200$$

Está verificada então a segurança das vigas em relação à deformação excessiva.

4.7.5.2 Vibração

Como este pavimento não corresponde a área habitada não se verifica a vibração.

4.7.6 Seções dos elementos estruturais

De acordo com os cálculos anteriores, as seções dos elementos estruturais de madeira do pavimento do desvão não habitado são os seguintes:

- Barrotes de seção 0,14x0,17 m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, com vão máximo de 5,60 m;
- Viga de seção 0,20x0,40 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL24h, com vão máximo de 4,93 m;

4.8 Pavimento Piso 01

O esquema seguinte refere-se ao dimensionamento do pavimento em madeira do piso 01. O vigamento no centro da área de implantação está apoiado num pilar metálico a meio vão, bem como o vigamento na envolvente das escadas de acesso, neste caso na intersecção entre as duas vigas.

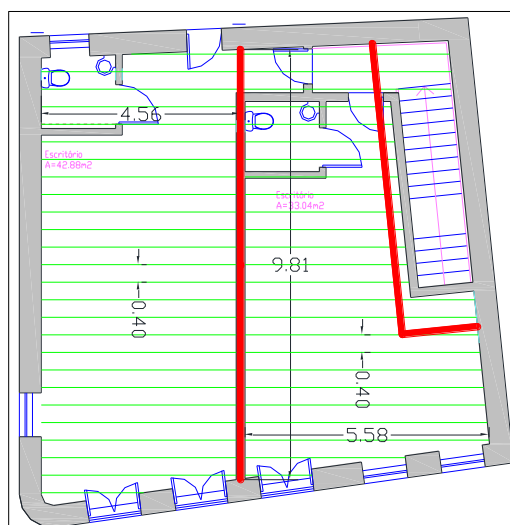


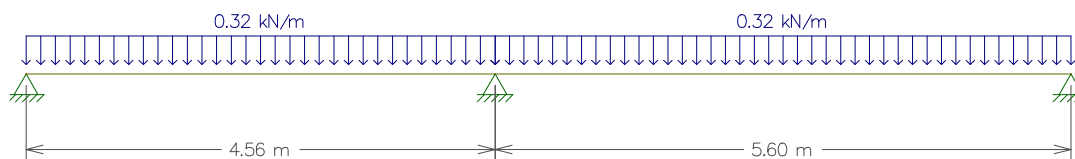
Figura 4.2 – Esquema da estrutura de suporte do pavimento do piso 01

4.8.1 Cargas permanentes

No que diz respeito às cargas permanentes atuantes no pavimento, assumem-se as mesmas apresentadas no Quadro 4.1.

São apresentados em seguida os modelos estruturais para cada tipo de ação e a resultante combinação de ações. É considerado o cenário mais desfavorável, com os vãos máximos.

Considerando uma carga permanente de $0,80 \text{ kN/m}^2$, com uma área de influência de $0,40 \text{ m}$, o modelo estrutural referente aos barrotes é o seguinte.

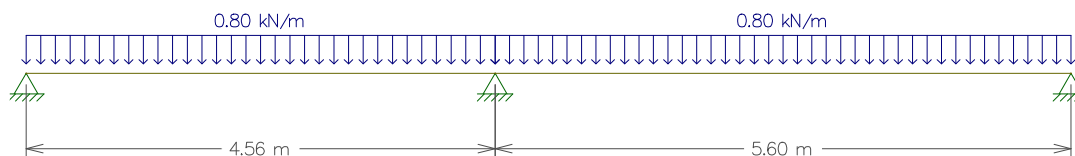


Os esforços máximos nos barrotes são então os seguintes:

- $V_{\text{máx}} = 1,10 \text{ kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 2,00 \text{ kN}$;
- $M_{\text{máx}}^+ = 0,80 \text{ kN.m}$;
- $M_{\text{máx}}^- = 1,10 \text{ kN.m}$.

4.8.2 Sobrecargas

Em relação às sobrecargas, são apresentadas no Quadro 4.2. Considerando uma sobrecarga de $2,00 \text{ kN/m}^2$, com uma área de influência de $0,40 \text{ m}$, o modelo estrutural referente aos barrotes é o seguinte.



Os esforços máximos nos barrotes são então os seguintes:

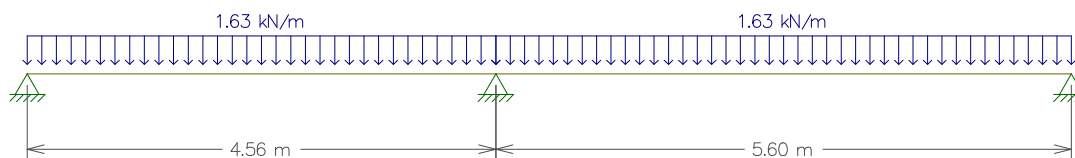
- $V_{\text{máx}} = 2,70 \text{ kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 5,10 \text{ kN}$;
- $M_{\text{máx}}^+ = 1,90 \text{ kN.m}$;
- $M_{\text{máx}}^- = 2,70 \text{ kN.m}$.

4.8.3 Combinação de ações

De acordo com as combinações de ações apresentadas anteriormente, o valor da carga aplicada nos pavimentos interiores é o seguinte:

- Combinação 1: $1,35 \times 0,80 + 1,50 \times 2,00 = 4,08 \text{ kN/m}^2$;

Com uma área de influência de $0,40 \text{ m}$, o modelo estrutural dos barrotes é o seguinte.



Os esforços máximos são:

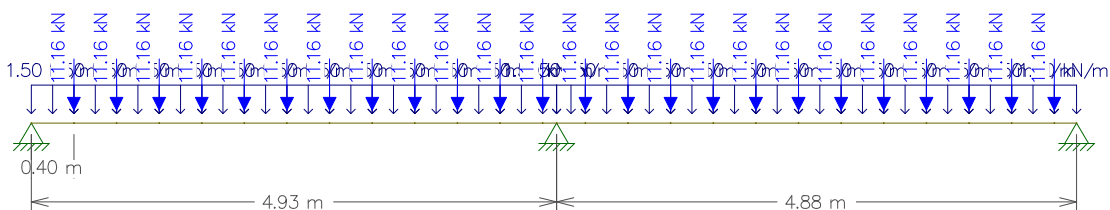
- $V_{\text{esquerda}} = 2,50\text{kN}$;
- $V_{\text{direita}} = 3,60\text{kN}$;
- $V_{\text{meio vão}} = 5,50\text{kN}$;
- $R_{\text{meio vão}} = 10,40\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 4,00\text{kN.m}$;
- $M^-_{\text{máx}} = 5,40\text{kN.m}$.

O vigeamento no centro da área de implantação da moradia está apoiado num pilar metálico, conforme o esquema apresentado anteriormente, resultando no seguinte modelo estrutural.

A reação gerada pelos barrotes no vigeamento é calculada de acordo com a expressão:

$$Psd = R_{\text{máx}} + 2 \times P \cdot P_{\text{barrote}} \times \frac{L}{2} \times 1,5 \Leftrightarrow Psd = 10,40 + 2 \times 0,090 \times \frac{5,60}{2} \times 1,5 \Leftrightarrow Psd = 11,16\text{kN}$$

Este vigeamento tem ainda de suportar a parede interior que divide as frações autónomas, assumindo-se um peso de 50kg/m^2 , o que com um pé direito de $3,00\text{ m}$ resulta numa carga distribuída de $1,50\text{kN/m}$.

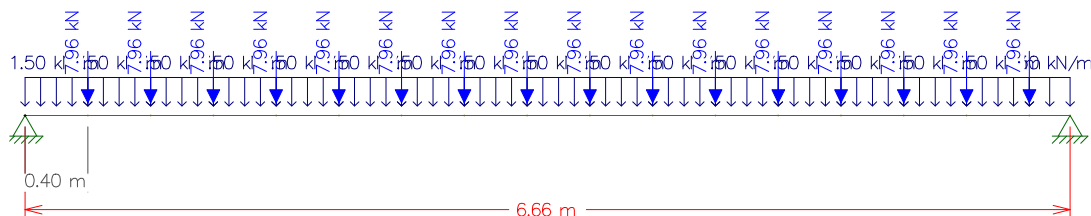


Os esforços máximos são:

- $V_{\text{esquerda}} = 49,04\text{kN}$;
- $V_{\text{direita}} = 53,31\text{kN}$;
- $V_{\text{máx}} = 92,27\text{kN}$;
- $R_{\text{máx}} = 180,21\text{kN}$;
- $M^+_{\text{máx}} = 50,44\text{kN.m}$;

- $M_{\text{máx}} = 88,49\text{kN.m.}$

O vigamento na envolvente das escadas de acesso é dimensionado com o seguinte modelo estrutural.



A reação gerada pelos barrotes no vigamento é calculada de acordo com a expressão:

$$Psd = 2 \times Vsd + 2 \times P \cdot P_{\text{barrote}} \times \frac{L}{2} \times 1,5 \Leftrightarrow$$

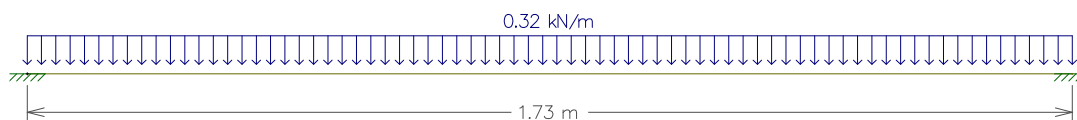
$$\Leftrightarrow Psd = 2 \times 3,60 + 2 \times 0,090 \times \frac{5,60}{2} \times 1,5 \Leftrightarrow Psd = 7,96\text{kN}$$

Apesar de descarregar no vigamento essencialmente uma fiada de barrotes, considera-se o dobro do esforço transverso.

Os esforços máximos são:

- $V_{\text{máx}} = 70,07\text{kN};$
- $M_{\text{máx}}^+ = 39,64\text{kN.m};$
- $M_{\text{máx}}^- = 79,19\text{kN.m.}$

A viga na envolvente das escadas que estabelece a ligação com a empena tem o seguinte modelo estrutural.



Os barrotes não descarregam nesta viga pelo que é apenas considerada uma carga distribuída que resulta da soma da combinação 1 com o peso de um barrote, dado que nesta zona encontram-se paralelos à viga.

Logo,

$$Psd = Comb 1 \times A_{\text{inf}} + P \cdot P_{\text{barrote}} * 1,50 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow P_{sd} = 4,08 \times 0,40 + 0,090 * 1,5 \Leftrightarrow P_{sd} = 1,77 \text{ kN/m}$$

Os esforços máximos são os seguintes:

- $V_{\text{máx}} = 1,53 \text{ kN}$;
- $M_{\text{máx}}^+ = 0,22 \text{ kN.m}$;
- $M_{\text{máx}}^- = 0,44 \text{ kN.m}$.

4.8.4 Verificação aos estados limites últimos

4.8.4.1 Flexão simples

Barrotes ($L_{\text{máx}} = 5,60$ metros)

Considerando um barrote com seção $0,14 \times 0,17$ m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18 segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 5,40 \times \frac{0,085}{\frac{0,14 \times 0,17^3}{12}} = 8008 \text{ kN/m}^2 = 8,01 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{18,00}{1,30} = 11,08 \text{ MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança dos barrotes em relação à flexão simples.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 4,93$ metros)

Com uma viga de seção $0,20 \times 0,40$ m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 88,49 \times \frac{0,20}{\frac{0,20 \times 0,40^3}{12}} = 16591 \text{ kN/m}^2 = 16,6 \text{ MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{28,00}{1,25} = 17,92 \text{MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança das vigas em relação à flexão simples.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 6,66$ metros)

Com uma viga de seção 0,20x0,40 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 79,19 \times \frac{0,20}{\frac{0,20 \times 0,40^3}{12}} = 14848 \text{kN/m}^2 = 14,85 \text{MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{28,00}{1,25} = 17,92 \text{MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança das vigas em relação à flexão simples.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 1,73$ metros)

Com uma viga de seção 0,06x0,08 m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18 segundo o EC5, tem-se os seguintes cálculos.

- Tensão de cálculo atuante de flexão

$$\sigma_{m,y,d} = 0,44 \times \frac{0,04}{\frac{0,06 \times 0,08^3}{12}} = 6875 \text{kN/m}^2 = 6,90 \text{MPa}$$

- Tensão de cálculo resistente à flexão

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \times \frac{18,00}{1,30} = 11,08 \text{MPa}$$

Desta forma, está verificada a segurança das vigas em relação à flexão simples.

4.8.4.2 Corte

Barrotes ($L_{\text{máx}} = 5,60$ metros)

Segundo o EC5, para garantir a resistência ao corte é necessário verificar a seguinte expressão:

$$\tau_d \leq k_v \times f_{v,d}$$

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 5,50}{0,14 \times 0,17} = 346,64 \text{ kN/m}^2 = 0,35 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,4}{1,3} = 2,09 \text{ MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$0,35 \leq 1,00 \times 2,09$, logo os barrotes verificam a segurança em relação ao corte.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 4,93$ metros)

De acordo com o modelo estrutural apresentado anteriormente tem-se os seguintes cálculos.

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 92,27}{0,20 \times 0,40} = 1730 \text{ kN/m}^2 = 1,73 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$1,73 \leq 1,00 \times 2,05$, logo as vigas verificam a segurança em relação ao corte.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 6,66$ metros)

De acordo com o modelo estrutural apresentado anteriormente tem-se os seguintes cálculos.

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 70,07}{0,20 \times 0,40} = 1313,81 \text{ kN/m}^2 = 1,31 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,2}{1,25} = 2,05 \text{ MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$1,31 \leq 1,00 \times 2,05$, logo as vigas verificam a segurança em relação ao corte.

Vigas ($L_{\text{máx}} = 1,73$ metros)

De acordo com o modelo estrutural apresentado anteriormente tem-se os seguintes cálculos.

$$\tau_{m,d} = \frac{1,5 \times V_{\text{máx}}}{b \times h} = \frac{1,5 \times 1,53}{0,06 \times 0,08} = 478,13 \text{ kN/m}^2 = 0,48 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,80 \times \frac{3,4}{1,30} = 2,09 \text{ MPa}$$

A expressão final tem então os seguintes valores:

$0,48 \leq 1,00 \times 2,09$, logo a viga verifica a segurança em relação ao corte.

4.8.5 Verificação aos estados limites de serviço

4.8.5.1 Deformação

A verificação da deformação das peças de madeira nos pavimentos é importante, com vista a controlar fenómenos de fluência e de deformação excessiva devido a cargas concentradas ou distribuídas.

Barrotes ($L_{\text{máx}} = 5,60$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$$E_{0,05} = 6,00 \times 10^3 \text{ MPa}, \text{ seção de madeira resinosa de classe de resistência C18}$$

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,14 \times 0,17^3}{12} = 5,73 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{\text{inst,G}} = 5,97 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 14,92 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 4,56/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 15,20 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 4,56/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 15,20 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea dos barrotes.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 5,97 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 9,55 \times 10^{-3} m$$

$$k_{def} = 0,60, \text{ para madeira maciça de classe 1}$$

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 14,92 \times 10^{-3} \times (1 + 0,30 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 17,61 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 17,61 \times 10^{-3} m \leq 4,56/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 9,55 \times 10^{-3} + 17,61 \times 10^{-3} = 27,16 \times 10^{-3} \geq 4,56/200$$

Como a deformação final é cerca de 5 mm superior ao admissível, despreza-se esta diferença e considera-se que está verificada a segurança dos barrotes em relação à deformação excessiva.

Vigas ($L_{máx} = 4,93$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$E_{0,05} = 10,20 \times 10^3 MPa$, seção de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h.

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 0,40^3}{12} = 1,07 \times 10^{-3} m^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 2,64 \times 10^{-3} m$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 5,01 \times 10^{-3} m$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 4,88/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 16,27 \times 10^{-3} m$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 4,88/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 16,27 \times 10^{-3} m$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea das vigas.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 2,64 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 4,22 \times 10^{-3} m$$

$k_{def} = 0,60$, para madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência 1

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 5,01 \times 10^{-3} \times (1 + 0,30 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 5,91 \times 10^{-3} m$$

$$U_{fin,SC} = 5,91 \times 10^{-3} m \leq 4,88/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 4,22 \times 10^{-3} + 5,91 \times 10^{-3} = 10,13 \times 10^{-3} \leq 4,88/200$$

Está verificada então a segurança das vigas em relação à deformação excessiva.

Vigas ($L_{m\acute{a}x} = 1,73$ metros)

- Módulo de elasticidade paralelo

$$E_{0,05} = 6,00 \times 10^3 \text{ MPa} , \text{ seção de madeira resinosa de classe de resistência C18}$$

- Inércia da seção

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,06 \times 0,08^3}{12} = 2,56 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

- Deformação instantânea (cargas permanentes)

$$U_{inst,G} = 0,62 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Deformação instantânea (sobrecarga)

$$U_{inst,SC} = 1,22 \times 10^{-3} \text{ m}$$

A deformação instantânea é limitada segundo a seguinte expressão:

$$U_{inst,G} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 1,73/300 \Leftrightarrow U_{inst,G} \leq 5,77 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{inst,SC} \leq L/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 1,73/300 \Leftrightarrow U_{inst,SC} \leq 5,77 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Assim, é verificada a segurança em relação à deformação instantânea da viga.

- Deformação final (cargas permanentes)

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 0,62 \times 10^{-3} \times (1 + 0,60) = 9,92 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$k_{def} = 0.60, \text{ para madeira maciça de classe 1}$$

- Deformação final (sobrecarga)

$$U_{fin,SC} = U_{inst,SC} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 1,22 \times 10^{-3} \times (1 + 0,30 \times 0,60) \Leftrightarrow U_{fin,SC} = 1,44 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{fin,SC} = 1,44 \times 10^{-3} \text{ m} \leq 1,73/200$$

A deformação final é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,SC} = 9,92 \times 10^{-4} + 1,44 \times 10^{-3} = 2,43 \times 10^{-3} \leq \frac{1,73}{200}$$

Está verificada a segurança da viga em relação à deformação excessiva.

4.8.5.2 Vibração

De acordo com o EC5, os pavimentos com frequência fundamental inferior a 8 Hz requerem uma análise específica não contemplada pelo Eurocódigo. Caso a frequência fundamental seja superior a 8 Hz devem cumprir-se algumas exigências.

Considerando dois pavimentos no piso 01, simplesmente apoiados, com dimensões $l_1=9.80$ m; $b_1=4.56$ m e $l_2=9.80$ m; $b_2=5.60$ m, é calculada a frequência fundamental.

$$f = \frac{\pi}{2 \times l_2} \times \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \Leftrightarrow f = \frac{\pi}{2 \times 5,60^2} \times \sqrt{\frac{859,78}{0,082}} \Leftrightarrow f = 5,13 \text{ Hz}$$

$$(EI)_l = 6 \times 10^6 \times \frac{0,14 \times 0,17^3}{12} \times 2,50 = 859,78 \text{ kN.m}^2$$

$$m = 0,80/9,8 = 0,082 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Desta forma, os pavimentos requerem uma análise específica não contemplada pelo EC5.

4.8.6 Seções dos elementos estruturais

De acordo com os cálculos anteriores, as seções dos elementos estruturais de madeira do pavimento do piso 01 são os seguintes:

- Barrotes de seção 0,14x0,17 m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, com vão máximo de 5,60 m;
- Viga de seção 0,20x0,40 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, com um vão máximo de 6,66 m;
- Viga de seção 0,20x0,40 m de madeira lamelada-colada homogénea de classe de resistência GL28h, com vão máximo de 4,93 m;
- Viga de seção 0,06x0,08 m de madeira maciça resinosa, de classe de resistência C18, com vão máximo de 1,73 m;

4.9 Pavimento terraço piso 01

4.9.1 Cargas permanentes

No que diz respeito às cargas permanentes atuantes no pavimento, com base no tipo de perfil de vigotas selecionado nos capítulos seguintes, é obtido um peso próprio, que neste caso é de $2,14\text{kN/m}^2$. Com as restantes cargas permanentes, presentes no Quadro 3.1, as cargas permanentes são calculadas de acordo com a seguinte expressão.

$$\text{Cargas Permanentes} = 2,14 + 1,50 = 3,64\text{kN/m}^2$$

4.9.2 Sobrecargas

Em relação às sobrecargas, são apresentadas no Quadro 3.2, com o valor de $2,00\text{kN/m}^2$.

4.9.3 Combinação de ações

A verificação de segurança aos estados limites últimos (E.L.U) é realizada recorrendo à combinação fundamental.

- Combinação (E.L.U): $1,35 \times 3,64 + 1,50 \times 2,00 = 7,91\text{kN/m}^2$;

A verificação de segurança aos estados limites de serviço (E.L.S) é efetuada com a combinação frequente de ações para a fendilhação e a combinação quase permanente para a deformação. O coeficiente de combinação ψ_2 é de 0,50 e 0,30, respetivamente.

- Combinação (E.L.S) frequente: $1,00 \times 3,64 + 0,30 \times 2,00 = 4,24\text{kN/m}^2$;
- Combinação (E.L.S) quase permanente: $1,00 \times 3,64 + 0,50 \times 2,00 = 4,64\text{kN/m}^2$.

4.9.4 Pré-dimensionamento

Em primeiro lugar, é efetuado o pré-dimensionamento das vigotas, com a seguinte expressão de cálculo da espessura total das mesmas:

$$\text{espessura} = L/30 \text{ a } L/25, \text{ sendo } L \text{ a distância entre apoios.}$$

Logo, para um vão de 3,92 m tem-se $\text{espessura} = [0,13; 0,16]$

4.9.5 Esforços

Com base no pré-dimensionamento foi selecionada a laje de vigotas com perfil P4-C40x12-16 da marca PRÉTLANTI, com a espessura total de 0,16 m, que apresenta as seguintes características.

ESPESSURA mm		VIGOTA	PESO PRÓPRIO kNm ²	ESTADOS LIMITES			
TOTAL	ACIMA DO BLOCO			ÚLTIMOS		DE UTILIZAÇÃO	
				M _{Rd} kNm/m	V _{Rd} kN/m	M _{ctit} kNm/m	EI kNm ² /m
160	40	P4	2,14	23,5	16,7	11,7	4493

Quadro 4.3 – Características da laje de vigotas pré-fabricadas (Fonte: LNEC)

A respectiva abobadilha cerâmica apresenta as dimensões de acordo com a figura abaixo.

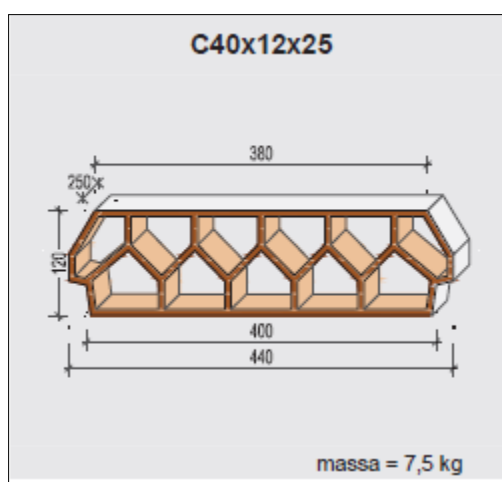


Figura 4.3 – Corte transversal da abobadilha cerâmica (Fonte: LNEC)

Esta solução de laje aligeirada tem o seguinte corte transversal, em harmonia com o documento de homologação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

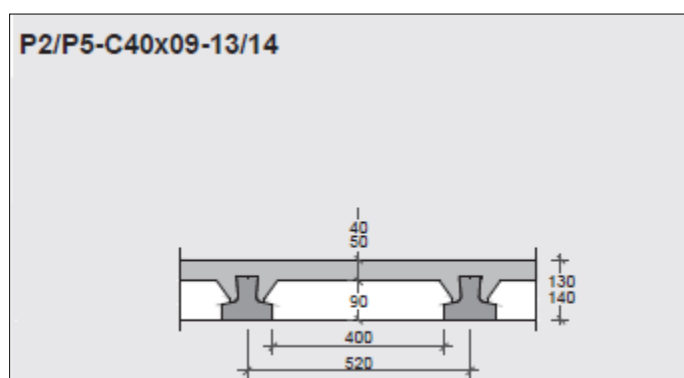
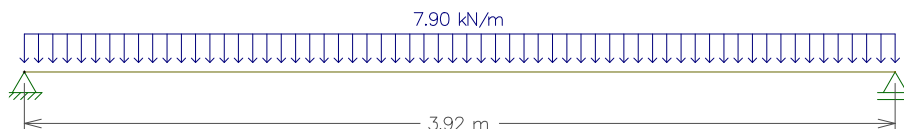


Figura 4.4 – Corte transversal da laje de vigotas pré-fabricadas (Fonte: LNEC)

O modelo estrutural considerado para o dimensionamento das vigotas é um modelo simplesmente apoiado.



Então os esforços máximos são:

- $V_{sd} = 15,48\text{kN}$;
- $M_{sd} = 15,17\text{kN.m}$.

O momento flector de fendilhação é calculado com a combinação dos estados limites de

serviço, sendo $PL^2/8 = \frac{4,64 \times 3,92^2}{8} = 8,91\text{kN.m}$.

A flecha é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$a_f = a_0 \times \left(1 + \frac{M_G}{M_{quase\ perm.}} \times \varphi \right), \text{ sendo } a_0 = \frac{5}{384} \times q_f \times \frac{L^4}{EI}$$

$$a_0 = \frac{5}{384} \times 4,64 \times \frac{3,92^4}{4493} \Leftrightarrow a_0 = 3,18 \times 10^{-3}$$

$$a_f = 3,18 \times 10^{-3} \times \left(1 + \frac{15,17}{8,91} \times 2 \right) \Leftrightarrow a_f = 14,00 \times 10^{-3}$$

4.9.6 Verificação aos estados limites últimos

Para que se verifique a segurança, têm de ser cumpridas duas condições. Caso não se verifique alguma, tem de ser seleccionada outra vigota. Desta forma, as condições são as seguintes:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

Como $M_{Rd} = 23,50\text{kN.m}$ e $M_{sd} = 15,17\text{kN.m}$ está verificada a segurança da primeira condição.

Sendo $V_{sd} = 15,48\text{kN}$ e $V_{Rd} = 16,70\text{kN}$ está verificada a segurança.

Com base nos cálculos anteriores a laje de vigotas do tipo P4-C40x12-16 com a espessura total de 0,16 m, verifica a segurança aos estados limites últimos.

4.9.7 Verificação aos estados limites de serviço

Na verificação da segurança aos E.L.S, têm de ser cumpridas duas condições. As condições são as seguintes:

$$M_f \leq M_{fctk}$$

$$a_f \leq \frac{L}{250}$$

O momento flector de fendilhação é de 8,91kN.m e $M_{fctk} = 11,70\text{kN.m/m}$, logo está verificada a segurança.

A flecha é de $14,00 \times 10^{-3}$ m sendo inferior a $\frac{L}{250} = 0,016$ m, estando verificada a segurança.

Desta forma, a laje de vigotas do tipo P4-C40x12-16 com a espessura total de 0,16 m, verifica a segurança aos estados limites de serviço e reúne as condições para ser utilizada.

4.10 Pilares

Os pilares são metálicos de aço S235, recorrendo a perfis IPE, com ligações aparafusadas. Assume-se como hipótese inicial que as ligações aparafusadas recorrem a parafusos M10 de classe 8.8, em aço S275, com quatro peças de ligação. A chapa de ligação tem uma espessura de 10 mm. Os pormenores construtivos são apresentados nas peças desenhadas em separado.

4.10.1 Desvão não habitado

No desvão não habitado existe apenas um pilar metálico, ligado às vigas de cobertura e à viga de cumeeira.

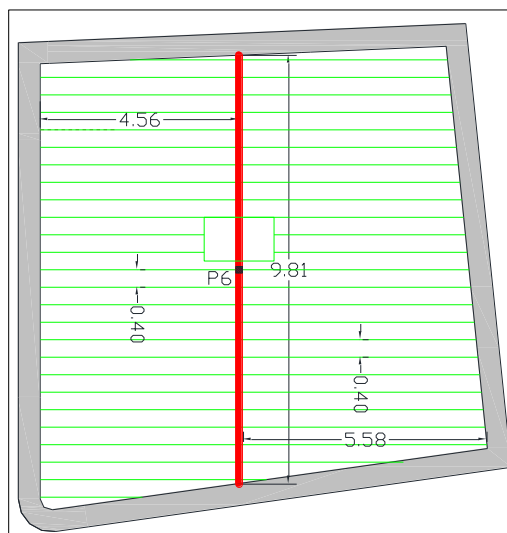


Figura 4.5 – Pilares no desvão não habitado

Desta forma, o esforço axial a que o pilar está sujeito é resultante da ação das madres sobre as vigas de cobertura, o esforço transversal gerado pela viga de cumeeira e o peso próprio destes elementos. Estes cálculos foram apresentados no capítulo 4.6.4, resultando na seguinte soma:

$$N_{P6} = R_{vigas\ cobertura} + P.P_{vigas} + R_{cumeeira} + P.P_{cumeeira} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow N_{P6} = 65,04 + 0,11 \times \frac{6}{2} \times 1,50 + 49,35 + 0,11 \times \frac{6}{2} \times 1,50 \Leftrightarrow N_{P6} = N_{sd} = 115,38 \text{ kN}$$

4.10.1.1 Verificação aos estados limites últimos

4.10.1.1.1 Compressão

Assume-se com hipótese inicial um perfil metálico IPE100, com classe de seção transversal 1, de acordo com as tabelas ARBED. O esforço normal resistente de compressão é calculado com a seguinte expressão, de acordo com o Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3).

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = \frac{10,32 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = 242,52 \text{ kN}$$

Como o $N_{c,Rd} > N_{sd}$ então o pilar metálico verifica a segurança.

4.10.1.1.2 Encurvadura por compressão

De acordo com o EC3, a verificação da resistência dos elementos à encurvadura por compressão é realizada da seguinte forma:

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 0,63 \times \frac{10,32 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 152,79 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \chi_y = 0,63$$

$$\phi_y = 0,50 \times [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,20) + \lambda_y^2] \Leftrightarrow \phi_y = 1,14$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \Leftrightarrow \lambda_y = \sqrt{\frac{10,32 \times 10^2 \times 235}{218,73 \times 10^3}} \Leftrightarrow \lambda_y = 1,05$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 81000 \times 171,00 \times 10^4}{2500^2} \Leftrightarrow N_{cr} = 218,73 \text{ kN}$$

Com base nas características geométricas do perfil, é considerada a curva de encurvadura do tipo a, com $\alpha_y=0,21$.

Como o $N_{b,Rd} > N_{sd}$ então o pilar metálico verifica a segurança.

4.10.1.1.3 Esmagamento

De acordo com o EC3, a resistência ao esmagamento da ligação aparafusada é calculada com a seguinte expressão:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0) \Leftrightarrow \alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0) \Leftrightarrow \alpha_b = \min(\frac{50}{3 \times 12}; \frac{800}{430}; 1,0) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \alpha_b = 1,0$$

$$k_1 = \min(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5) \Leftrightarrow k_1 = \min(2,8 \times \frac{55}{12} - 1,7; 1,4 \times \frac{100}{12} - 1,7; 2,5) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \Leftrightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1,0 \times 430 \times 10 \times 10}{1,25} \Leftrightarrow F_{b,Rd} = 86 \text{ kN}$$

Preconiza-se uma ligação com quatro parafusos M10 de classe 8.8, com uma chapa de ligação de 10 mm. Esta ligação verifica a segurança aos estados limites últimos, em relação ao esmagamento dos parafusos.

4.10.2 Piso 01

O piso 01 possui apenas um pilar, que transmite os esforços do pilar do desvão não habitado.

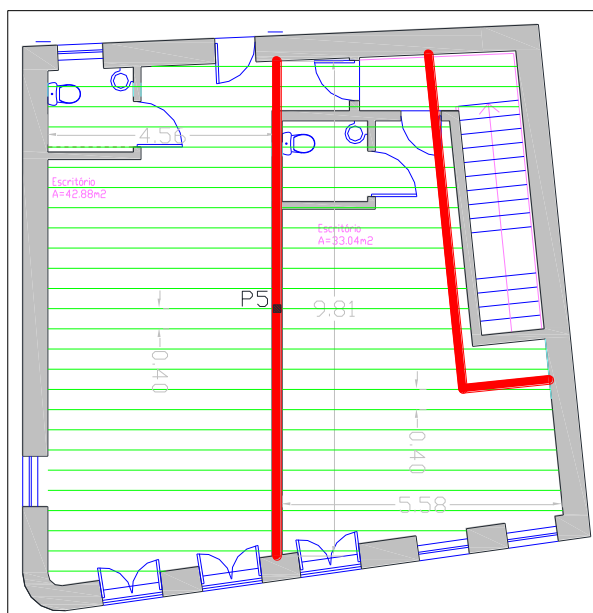


Figura 4.6 – Pilares no piso 01

De acordo com os cálculos apresentados no capítulo 4.7.3, a reação gerada pelo pavimento do desvão não habitado gera um esforço normal de 155,69kN. Assim o esforço normal no pilar P5 é a soma dos esforços normais já calculados, conforme a expressão seguinte:

$$N_{p5} = 115,38 + 155,69 \Leftrightarrow N_{p5} = N_{sd} = 271,07 \text{ kN}$$

4.10.2.1 Verificação aos estados limites últimos

4.10.2.1.1 Compressão

Considerando um perfil metálico IPE140 o esforço normal resistente de compressão é o seguinte:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = \frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = 386,11 \text{ kN}$$

Como o $N_{c,Rd} > N_{sd}$ o pilar metálico verifica a segurança.

4.10.2.1.2 Encurvadura por compressão

De acordo com o EC3, a verificação da resistência dos elementos à encurvadura por compressão é realizada da seguinte forma:

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 0,73 \times \frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 281,86 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \chi_y = 0,73$$

$$\phi_y = 0,50 \times [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,20) + \lambda_y^2] \Leftrightarrow \phi_y = 0,98$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \Leftrightarrow \lambda_y = \sqrt{\frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{480,73 \times 10^3}} \Leftrightarrow \lambda_y = 0,90$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 81000 \times 541,20 \times 10^4}{3000^2} \Leftrightarrow N_{cr} = 480,73 \text{ kN}$$

Com base nas características geométricas do perfil, é considerada a curva de encurvadura do tipo a, com $\alpha_y=0,21$.

Como o $N_{b,Rd} > N_{sd}$ o pilar metálico verifica a segurança.

4.10.2.1.3 Esmagamento

Sendo que $N_{sd} = 271 \text{ kN}$, preconiza-se uma ligação aparafusada com quatro parafusos M10 de classe 8.8, e chapa de ligação com 10 mm de espessura, com a resistência individual de 86kN.

4.10.3 Piso 0

Os pilares P1 e P2 transmitem ao solo de fundação os esforços gerados pelos pavimentos do piso 1 e do desvão não habitado. Os pilares Pe1 e Pe2 são relativos às escadas de acesso metálicas, pelo que são abordados num capítulo seguinte.



Figura 4.7 – Pilares no piso 0

De modo análogo aos cálculos anteriores, o esforço normal no pilar P1 é a soma dos esforços axiais anteriores, com o esforço normal gerado pelo pavimento do piso 01.

$$N_{P1} = 271,07 + 180,21 \Leftrightarrow N_{P1} = N_{sd1} = 451,80 \text{ kN}$$

O esforço normal no pilar P2 é a soma das reações calculadas no capítulo 4.8.3, logo a expressão é a seguinte:

$$N_{P2} = 70,07 + 1,53 \Leftrightarrow N_{P2} = N_{sd2} = 71,60 \text{ kN}$$

4.10.3.1 Verificação aos estados limites últimos

4.10.3.1.1 Compressão

Considerando um perfil metálico IPE160 para o pilar P1, o esforço normal resistente de compressão é o seguinte:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = \frac{20,09 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = 472,12 \text{ kN}$$

Como o $N_{c,Rd} > N_{sd1}$ o pilar metálico P1 verifica a segurança.

Com um perfil metálico IPE100 para o pilar P2, o esforço normal resistente de compressão é o seguinte:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = \frac{10,32 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{c,Rd} = 242,52 \text{ kN}$$

Como o $N_{c,Rd} > N_{sd2}$ o pilar metálico P2 verifica a segurança.

4.10.3.1.2 Encurvadura por compressão

De acordo com o EC3, a verificação da resistência dos elementos à encurvadura por compressão é realizada da seguinte forma:

Pilar P1

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 0,79 \times \frac{20,09 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 372,97 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \chi_y = 0,79$$

$$\phi_y = 0,50 \times [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,20) + \lambda_y^2] \Leftrightarrow \phi_y = 0,89$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \Leftrightarrow \lambda_y = \sqrt{\frac{20,09 \times 10^2 \times 235}{723,15 \times 10^3}} \Leftrightarrow \lambda_y = 0,81$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 81000 \times 869,30 \times 10^4}{3100^2} \Leftrightarrow N_{cr} = 723,15 \text{ kN}$$

Com base nas características geométricas do perfil, é considerada a curva de encurvadura do tipo a, com $\alpha_y=0,21$.

Como o $N_{b,Rd} < N_{sd1}$ o pilar metálico P1 não verifica a segurança. Considera-se então um perfil metálico IPE180.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 0,85 \times \frac{23,95 \times 10^2 \times 235}{1,00} \Leftrightarrow N_{b,Rd} = 478,40 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \chi_y = 0,85$$

$$\phi_y = 0,50 \times [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,20) + \lambda_y^2] \Leftrightarrow \phi_y = 0,81$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \Leftrightarrow \lambda_y = \sqrt{\frac{23,95 \times 10^2 \times 235}{1095,59 \times 10^3}} \Leftrightarrow \lambda_y = 0,72$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 81000 \times 1317 \times 10^4}{3100^2} \Leftrightarrow N_{cr} = 1095,59 \text{ kN}$$

Como o $N_{b,Rd} < N_{sd1}$ o pilar metálico P1 verifica a segurança recorrendo a um perfil IPE180.

O pilar P2 cumpre todas as verificações, considerando um perfil IPE100, pois o esforço axial de cálculo é muito reduzido em relação ao esforço axial resistente.

4.10.3.1.3 Esmagamento

Sendo que $N_{sd1} = 451,28 \text{ kN}$ e $N_{sd2} = 71,60 \text{ kN}$ preconizam-se ligações aparafusadas com seis parafusos M10 de classe 8.8, e chapa de ligação com 10 mm de espessura, para o pilar P1 e quatro parafusos para o pilar P2, com a resistência individual de cada parafuso de 86kN. Estas ligações verificam a segurança ao esmagamento.

4.10.4 Seções dos elementos estruturais

Em suma, as seções dos pilares metálicos são as seguintes:

Piso de Esteira

- Perfil metálico IPE100, em aço S235 JR, com ligação aparafusada com quatro peças M10 de classe 8.8 e chapa metálica de 10 mm, em aço S275;

Piso 01

- Perfil metálico IPE140, em aço S235 JR, com ligação aparafusada com quatro peças M10 de classe 8.8 e chapa metálica de 10 mm, em aço S275;

Piso 0

- Perfil metálico IPE180, em aço S235 JR, com ligação aparafusada com seis peças M10 de classe 8.8 e chapa metálica de 10 mm, em aço S275;
- Perfil metálico IPE100, em aço S235 JR, com ligação aparafusada com quatro peças M10 de classe 8.8 e chapa metálica de 10 mm, em aço S275;

Os pormenores construtivos são apresentados nas peças desenhadas em separado.

4.11 Paredes de alvenaria resistente

As paredes periféricas existentes de alvenaria simples, com uma espessura de 0,50 m, recebem os esforços dos pavimentos num frechal exterior à parede. A alvenaria existente é de pedra até à cota do pavimento do piso 01, sendo executada alvenaria de tijolo nas restantes áreas.

A solução de ligação dos pavimentos às paredes resistentes periféricas consiste num frechal metálico, recorrendo a uma cantoneira. O perfil é fixado à parede resistente com recurso a varões de aço roscados que atravessam a parede de um lado ao outro, sendo fixados com porcas e anilhas. A solução é reforçada com o encamisamento da parede, criando assim uma maior área de apoio para o perfil metálico e diminuindo a excentricidade da carga. Assume-se que a ligação é suficientemente resistente de modo a não permitir o deslocamento do perfil, que resultaria na ocorrência de esforços de flexão nas paredes.

O encamisamento “jacketing” é realizado dos dois lados da parede resistente, com um lâmina de betão de 8 cm de espessura na face exterior e de 3 cm na face interior. A lâmina de betão é complementada com uma rede de aço distendido galvanizada 20/25, fixada à parede com recurso a pregagens, nomeadamente grampos de 8 mm em quincôncio com 0,80 m de afastamento. A pormenorização é apresentada nas peças desenhadas. Na face exterior da parede são aplicadas duas redes de aço distendido, enquanto que na face interior é aplicada apenas uma.

O reboco armado nas duas faces da parede só é realizado na fachada principal, onde é possível executar este reforço. Nas paredes confinantes com as construções adjacentes, só é realizado reboco armado na face interior.

A maior espessura da lâmina na face exterior exige um aumento da zona saneada, com vista a compatibilizar a saliência das cantarias, sem criar uma sobreespessura da parede exterior.

A ligação entre a alvenaria de pedra e a alvenaria de tijolo é realizada recorrendo a um lintel de betão armado. O lintel é ligado aos dois panos através de chumbadouros.

Os pormenores construtivos relativos a estas soluções são apresentados nas peças desenhadas.

A avaliação da resistência ao esforço de compressão é realizada de acordo com o Eurocódigo 6, referente ao Projeto de Estruturas de Alvenaria (EC6).

De acordo com os capítulos anteriores, os esforços máximos nos barrotes e no vigeamento dos pavimentos em madeira são os seguintes.

PISO	BARROTES	VIGAS
	Reação vertical (kN)	
Esteira	3,10	48,32
Piso 1	3,60	70,07

Quadro 4.4 – Reações verticais na estrutura de suporte dos pavimentos em madeira

4.11.1 Verificação aos estados limites últimos

4.11.1.1 Compressão

De acordo com o EC6, a resistência característica à compressão da alvenaria realizada com argamassa convencional é calculada com a seguinte expressão:

$$f_k = k \times f_b^{0.65} \times f_m^{0.25}$$

A resistência de cálculo à compressão é então a seguinte:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma}$$

A constante K depende do tipo de elemento que constitui a alvenaria e do tipo de argamassa. Como se trata de alvenaria de pedra até à cota do piso 01, é considerado um K de 0,45, com base na tabela 3.3 do EC6.

A variável f_b diz respeito à resistência à compressão normalizada dos elementos na direção da aplicação da carga. Dada a variabilidade das características mecânicas das alvenarias de pedra, e o elevado estado de degradação das paredes existentes, considera-se uma resistência à compressão de 500kN/m². Uma parede de alvenaria de tijolo furado apresenta uma resistência à compressão na ordem dos 2000-3000kN/m².

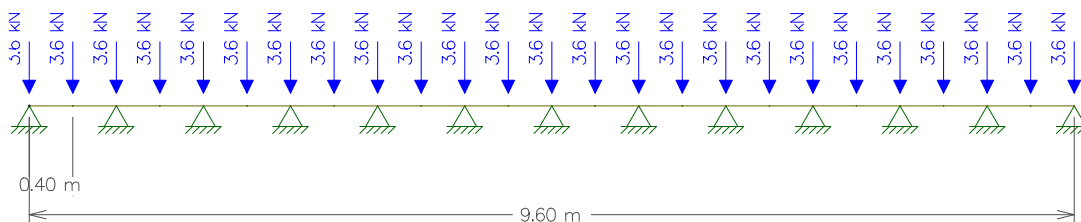
O valor de f_m está relacionado com a resistência à compressão da argamassa, considerando-se uma com a menor classe de resistência possível, sendo $f_m = 1000\text{kN/m}^2$.

Então a resistência característica à compressão é a seguinte:

$$f_k = k \times f_b^{0.65} \times f_m^{0.25} \Leftrightarrow f_k = 0,45 \times 500^{0.65} \times 1000^{0.25} \Leftrightarrow f_k = 143\text{kN/m}^2$$

$$f_d = \frac{143}{1,5} \Leftrightarrow fd = 95kN/m^2$$

No que diz respeito aos barrotes, considera-se que o frechal é fixado à parede com um espaçamento de 0,80 m, de acordo com o seguinte modelo estrutural mais desfavorável, sendo o esforço transversal dos barrotes calculado no capítulo 4.8.3.



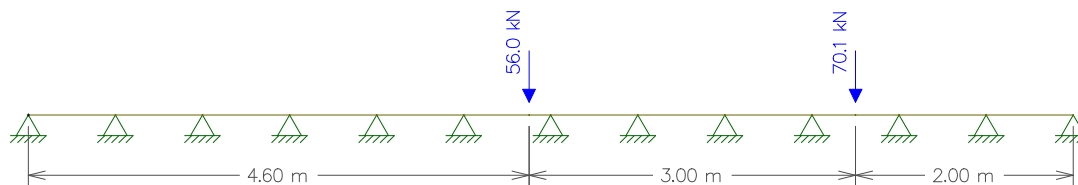
Desta forma a reação máxima gerada é de 7,90kN.

Logo a tensão de compressão é calculada da seguinte forma, assumindo um frechal idêntico para o pavimento do piso 01 e para a esteira. Considera-se uma área de influência da carga com 0,40 m de largura e 0,50 m de espessura da parede:

$$f_{sd, frechal}^{barrotes} = \frac{V_{sd}^{max}}{A_{inf}} \Leftrightarrow f_{sd, frechal}^{barrotes} = \frac{7,90}{0,40 \times 0,50} \Leftrightarrow f_{sd, frechal}^{barrotes} = 39,50kN/m^2$$

Como $f_{sd, frechal}^{barrotes} \leq f_d$, a parede de alvenaria verifica a segurança em relação ao estado limite último de compressão, relativamente à ação dos barrotes.

No que concerne ao vigeamento de suporte dos pavimentos, o esforço transversal é consideravelmente superior, resultando nos seguintes valores:



A reação máxima é de 48,70kN e o momento fletor máximo é de 9,60kN.m.

Neste caso, considera-se uma área de influência da carga com 0,80 m de largura e 0,50 m de espessura da parede.

$$f_{sd, frechal}^{vigas} = \frac{V_{sd}^{max}}{A_{inf}} \Leftrightarrow f_{sd, frechal}^{vigas} = \frac{48,70}{0,80 \times 0,50} \Leftrightarrow f_{sd, frechal}^{vigas} = 121,75kN/m^2$$

Como a resistência da alvenaria de pedra é consideravelmente aumentada pelo seu confinamento entre lâminas de betão armado, considera-se o valor obtido da tensão de compressão dentro da segurança.

4.11.1.2 Frechal em perfil metálico

Por fim, é necessário dimensionar o perfil metálico bem como os parafusos de ligação. Apresentam-se em primeiro lugar os cálculos referentes às vigas de madeira pois constituem as ações mais desfavoráveis.

Com base no EC3, a verificação aos estados limites últimos de flexão é realizada com a seguinte expressão, considerando uma cantoneira de perfil com classe 2 de seção transversal, do tipo L140x140x13, em aço S235 JR.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow M_{c,Rd} = \frac{63,37 \times 10^3 \times 235}{1,0} \Leftrightarrow M_{c,Rd} = 15,00 \text{ kN.m}$$

De acordo com o modelo estrutural apresentado anteriormente, $M_{sd} = 9,6 \text{ kN.m}$ logo está verificada a segurança. O peso próprio do perfil não foi contabilizado, resultando numa carga distribuída de 0,274kN/m, que não se traduz num aumento relevante dos esforços.

Os cálculos relativos aos barrotes não são apresentados, pois os esforços são consideravelmente inferiores, sendo o perfil perfeitamente adequado para resistir às solicitações.

A verificação aos estados limites últimos de encurvadura não é realizada pois o perfil metálico é travado lateralmente com varão de aço roscado e parafusos.

4.11.1.3 Varão de aço roscado e parafusos

Os parafusos, que em conjunto com o varão de aço roscado estabelecem a ligação à parede resistente, estão sujeitos a uma força de corte.

O EC3 estabelece a seguinte expressão para o cálculo da resistência ao corte dos parafusos:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}}$$

Assume-se como hipótese inicial a utilização de parafusos de diâmetro M14 e classe 8.8.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,60 \times 800 \times 154,00}{1,25} \Leftrightarrow F_{v,Rd} = 59,14 \text{ kN}$$

Sendo $F_{v,sd} = 44 \text{ kN}$, é necessário um parafuso para que seja verificada a segurança ao esforço de corte. Preconiza-se então que os frechais que recebem os vigamentos de madeira e os barrotes sejam fixados com um parafuso M14 de classe 8.8.

O varão de aço roscado é um tirante com diâmetro de 16 mm em aço de classe A500EL.

4.12 Fundações

No que concerne a fundações, são executadas sapatas em betão armado para os pilares, não se preconizando soluções de fundação adicionais. As reações verticais são apresentadas no quadro seguinte.

PILARES	REAÇÃO VERTICAL (kN)
P1	204,00
P2	71,60
P3	-
P4	-

Quadro 4.5 – Reações verticais nos pilares

Os cálculos são análogos aos apresentados no capítulo 3.11.1.

$$Área_{p1} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}}$$

Desta forma, $Área_{p1} \geq \frac{204,00 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow Área_{p1} \geq 1,28 \text{ m}^2$, logo a largura da sapata é de 1,20 m, considerando as dimensões iguais nas duas direções.

A altura da sapata é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{p1} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{p1} \geq \frac{1,20 - 0,073}{2} \Leftrightarrow H_{p1} \geq 0,56 \text{ m}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,60 m. Desta forma a sapata P1 tem as dimensões 1,20 x 1,20 x 0,60 m. Sendo que $N_{base} = N + \text{Peso próprio da sapata}$, tem-se:

$$\sigma_{solo} \leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{1,20 \times 1,20 \times 0,60 \times 25 + 204,00}{1,20 \times 1,20} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 156,67 \text{ kN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$$

Logo está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

No que concerne às armaduras, os cálculos referentes às duas direções na sapata P1 são apresentados em seguida.

Armadura Direção X

$$Ft_{sd1} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{225,60 \times 1,50 \times (1,20 - 0,073)}{8 \times 0,60} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 79,45 \text{ kN}$$

$$As_x = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd}} = \frac{79,45}{348 \times 10^3 \times 1,20} = 1,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Direção Y

$$Ft_{sd1} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = \frac{225,60 \times 1,50 \times (1,20 - 0,140)}{8 \times 0,60} \Leftrightarrow Ft_{sd1} = 74,73 \text{ kN}$$

$$As_y = \frac{Ft_{sd1}}{f_{syd}} = \frac{74,73}{348 \times 10^3 \times 1,20} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Em relação à sapata P2 os cálculos são os seguintes.

$$Área_{p2} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}} \Leftrightarrow Área_{p2} \geq 0,45 \text{ m}^2, \text{ logo a largura da sapata é de } 0,70 \text{ m,}$$

considerando as dimensões iguais nas duas direções.

$$H_{p2} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{p2} \geq \frac{0,70 - 0,055}{2} \Leftrightarrow H_{p2} \geq 0,32 \text{ m}$$

Considera-se que a altura da sapata é de 0,40 m. Desta forma a sapata P2 tem as dimensões 0,70 x 0,70 x 0,40 m. Sendo que $N_{base} = N + \text{Peso próprio da sapata}$, tem-se:

$$\sigma_{solo} \leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{0,70 \times 0,70 \times 0,40 \times 25 + 71,60}{0,70 \times 0,70} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 156,12 \text{ kN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$$

Está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

Os valores de armadura necessários nas duas direções na sapata P2 são apresentados abaixo.

Armadura Direção X

$$Ft_{sd2} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd2} = \frac{76,50 \times 1,50 \times (0,70 - 0,055)}{8 \times 0,40} \Leftrightarrow Ft_{sd2} = 23,13 \text{ kN}$$

$$As_x = \frac{Ft_{sd2}}{f_{syd}} = \frac{23,13}{348 \times 10^3 \times 0,70} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Direção Y

$$Ft_{sd2} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd2} = \frac{76,50 \times 1,50 \times (0,70 - 0,10)}{8 \times 0,40} \Leftrightarrow Ft_{sd2} = 21,52 \text{ kN}$$

$$As_y = \frac{Ft_{sd2}}{f_{syd}} = \frac{21,52}{348 \times 10^3 \times 0,70} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Em suma, as características preconizadas para as sapatas de fundação dos pilares metálicos são apresentadas no quadro abaixo.

Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Arm. Inferior X (cm ² /m)	φx	Arm. Inferior Y (cm ² /m)	φy
P1	1.20x1.20	0.60	1.90	φ10//0.20	1.79	φ10//0.20
P2	0.70x0.70	0.40	0.95	φ10//0.175	0.90	φ10//0.175

Quadro 4.6 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação

4.13 Escadas

As escadas de acesso ao piso 01 são compostas por dois lanços e um patim, com vista a vencer um desnível de 3,35 m. O espelho dos degraus é de 0,18 m e o cobertor é de 0,28 m. As escadas apresentam dois pilares sob o patim, de forma a conferir maior estabilidade. A estrutura das escadas é metálica, recorrendo a perfis apropriados para a execução dos degraus e vigas de lanço, sendo as ligações soldadas. Os pormenores construtivos referentes às escadas metálicas são apresentados nas peças desenhadas presentes em separado.

4.13.1 Ações

De acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, a sobrecarga a aplicar em escadas metálicas em edifícios de escritórios é de $3,00\text{kN/m}^2$. No que diz respeito às cargas permanentes, considera-se um valor de $1,50\text{kN/m}^2$.

4.13.2 Combinação de ações

Com base nas combinações de ações apresentadas anteriormente, o valor da carga aplicada na estrutura de suporte das escadas é a seguinte:

- Combinação 1: $1,35 \times 1,50 + 1,50 \times 3,00 = 6,53\text{kN/m}^2$;

As escadas metálicas são dimensionadas recorrendo a um programa de cálculo automático. Os degraus, montantes e guardas são calculados manualmente, sendo as suas ações inseridas no programa de cálculo automático.

4.13.2.1 Verificação aos estados limites últimos

4.13.2.1.1 Degraus

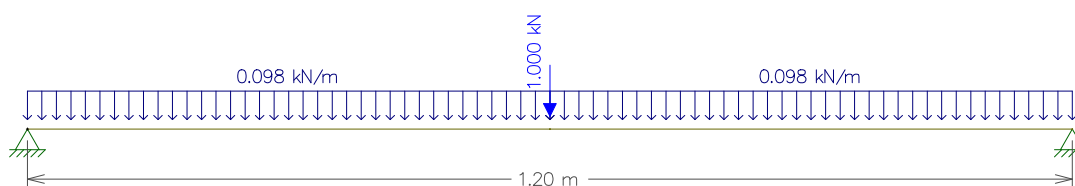
Os degraus são em chapa estriada e posteriormente são revestidos com uma lâmina de madeira. Considera-se que a chapa se encontra simplesmente apoiada em apoios soldados dispostos longitudinalmente, ficando sujeita a um esforço de flexão segundo o seu comprimento (L). Considera-se que este esforço é gerado por uma carga localizada a meio vão de 1kN , e uma carga distribuída P_{sd} relativa ao peso próprio da chapa.

Logo, sabendo que $\gamma_{aço} = 78,50\text{kN/m}^3$, e assumindo como hipótese inicial uma chapa com espessura de 3 mm tem-se:

$$P_{sd} = (\gamma_{aço} \times \text{espessura}) \times \gamma \Leftrightarrow P_{sd} = (78,50 \times e) \times 1,50 \Leftrightarrow P_{sd} = 0,35\text{kN/m}^2$$

Como os degraus têm um cobertor de $0,28\text{ m}$, então $P_{sd} = 0,35 \times 0,28 \Leftrightarrow P_{sd} = 0,098\text{kN/m}$.

Tem-se então o seguinte modelo estrutural dos degraus:



O momento flector máximo é de 0,32kN.m e o esforço transversal é de 0,56kN. Sabendo que

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W}, \quad \text{logo} \quad \sigma_{sd} = \frac{0,32}{\frac{L \times e^2}{6}} \Leftrightarrow \sigma_{sd} = \frac{0,32}{\frac{1,20 \times 0,003^2}{6}} \Leftrightarrow \sigma_{sd} = 177777,78 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando a utilização de aço S235, $f_{syd} = 235 \text{ MPa}$.

De acordo com a verificação ao estado limite último de resistência, tem de ser verificada a seguinte condição:

$$\sigma_{sd} \leq f_{syd}$$

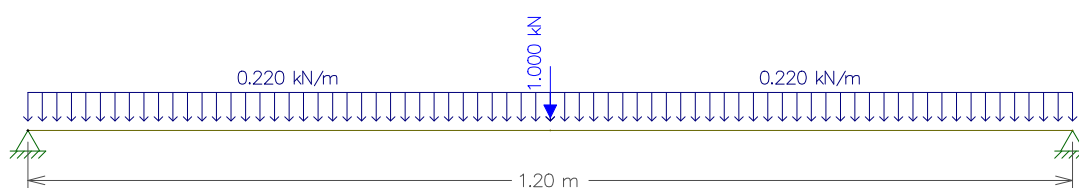
Como $\sigma_{sd} \leq f_{syd}$, os degraus verificam a segurança, com uma chapa estriada de espessura de 3 mm.

4.13.2.1.2 Patim

O patim metálico apoia nas vigas de lanço, sendo revestido com chapa metálica estriada. O dimensionamento da chapa estriada é feito de forma análoga ao que foi realizado no dimensionamento dos degraus, assumindo uma espessura inicial de 3 mm.

$$P_{sd} = (\gamma_{aço} \times \text{espessura}) \times \gamma \Leftrightarrow P_{sd} = (78,50 \times e) \times 1,50 \Leftrightarrow P_{sd} = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

Como o patim tem uma largura de 0,64 m, então $P_{sd} = 0,35 \times 0,64 \Leftrightarrow P_{sd} = 0,22 \text{ kN/m}$. Tem-se então o seguinte modelo estrutural do patim:



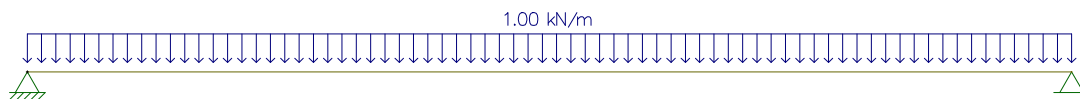
O momento flector máximo é então de 0,34kN.m e o esforço transversal é de 0,63kN.

$$\sigma_{sd} = \frac{0,34}{\frac{L \times e^2}{6}} \Leftrightarrow \sigma_{sd} = \frac{0,34}{\frac{1,20 \times 0,003^2}{6}} \Leftrightarrow \sigma_{sd} = 188888,89 \text{ kN/m}^2.$$

Como $\sigma_{sd} \leq f_{syd}$, o patim verifica a segurança.

4.13.2.1.3 Guarda

As guardas ou corrimões que ladeiam a escada estão sujeitos essencialmente a ações verticais, assumindo-se uma ação vertical $P_{sd}=1\text{kN/m}$. Desta forma, é estabelecido o seguinte modelo estrutural:



Logo, o momento fletor é o seguinte, assumindo uma distância de 1,00 m entre os montantes do corrimão:

$$M_{g, sd} = \gamma \times \frac{1,00 \times 1,00^2}{8} \Leftrightarrow M_{g, sd} = 0,13 \text{ kN.m}$$

$$W_{g, sd} \geq \frac{M_{g, sd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow W_{g, sd} \geq \frac{0,13}{348 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{g, sd} \geq 0,37 \text{ cm}^3$$

O perfil circular oco que constitui o corrimão deve ter um diâmetro exterior de 21,3 mm. A guarda intermédia deve ter o mesmo perfil do corrimão, por questões estéticas.

4.13.2.1.4 Montante

Os montantes que suportam o corrimão estão sujeitos principalmente a ações horizontais, estando fixados na viga de lanço.

A carga horizontal aplicada no topo dos montantes é calculada com a seguinte expressão:

$$P_{M, sd} = \gamma \times P_{sd} \times D_{montantes} \Leftrightarrow P_{M, sd} = 1,50 \times 1,00 \times 1,00 \Leftrightarrow P_{M, sd} = 1,50 \text{ kN}$$

Os montantes devem respeitar a seguinte condição, considerando uma altura do corrimão de 0,90 m e uma espessura do montante de 10 mm.

$$\sigma_{M, sd} = \frac{M_{M, sd}}{W_M} \Leftrightarrow \sigma_{M, sd} = \frac{6 \times H_M \times P_{M, sd}}{e_M \times b_M} \Leftrightarrow \sigma_{M, sd} = \frac{6 \times 0,90 \times 1,50}{0,001 \times b_M} \Leftrightarrow b_M \geq \sqrt{\frac{600 \times 0,90 \times 1,50}{348 \times 10^3}}$$

$$b_M \geq 0,048 \text{ m}$$

Os montantes são então perfis metálicos de secção rectangular com espessura de 10 mm e largura de 50 mm.

4.13.2.2 Verificação aos estados limites de serviço

4.13.2.2.1 Degraus

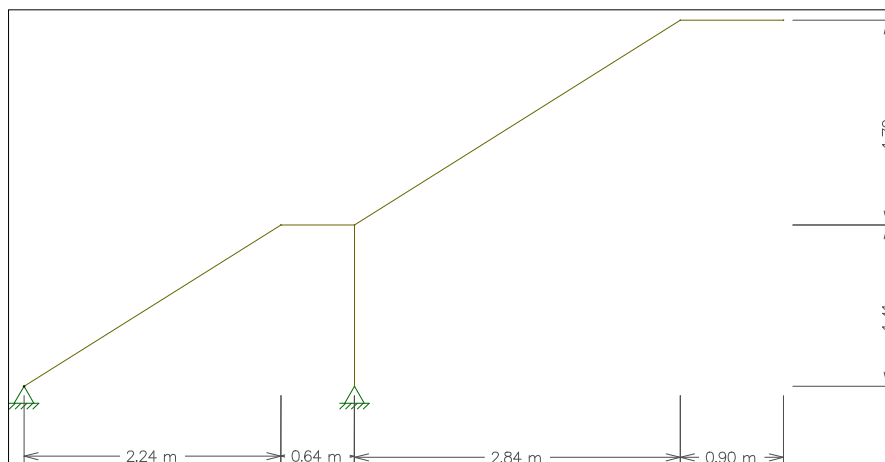
Considerando uma flecha máxima de $L/250$, a flecha é calculada de acordo com o programa de cálculo automático, com um módulo de elasticidade do aço de 210000 N/mm^2 . A flecha é então de 0,0682 m, sendo a flecha máxima ultrapassada. Desta forma, é necessário aumentar a espessura da chapa, assumindo-se uma espessura de 8 mm. Como a flecha máxima obtida é de 0,0036 m, a condição está verificada.

4.13.2.2.2 Patim

Apenas para um patim com uma chapa estriada de 8 mm de espessura é que são verificados os estados limites de serviço, relativamente à deformação.

4.13.2.3 Vigas de lanço

As vigas de lanço têm o seguinte modelo estrutural, com dimensões referentes à linha média das seções:



As escadas metálicas só apresentam um patim à cota de 1,41 m, sendo o patim superior o pavimento em madeira do piso 01. No entanto, assume-se o prolongamento das vigas lanço à cota 3,20 até à parede de alvenaria, onde são encastradas. A inexistência de um vigeamento em madeira na ligação das vigas lanço ao pavimento do piso 01, bem como o peso próprio das escadas, motiva esta solução.

Assume-se como hipótese inicial a utilização de um perfil metálico UPN 180, com os banzos orientados para os degraus, de modo a permitir a sua colocação no espaço reservado para as escadas. As vigas de lanço estão ligadas monoliticamente aos pilares através de uma viga de

perfil HEA 100. O dimensionamento das vigas de lanço é realizado com um programa de cálculo automático.

4.13.2.4 Pilares

Assume-se como hipótese inicial que os pilares metálicos recorrem a um perfil HEA 100. O dimensionamento dos pilares é realizado com um programa de cálculo automático.

4.13.2.5 Modelo estrutural

De acordo com os cálculos realizados anteriormente, os degraus são executados com uma chapa metálica de 8 mm, sendo a ação gerada de 0,66kN nas extremidades. O patim consiste numa chapa metálica de 8 mm, considerando-se uma carga localizada adicional de 1kN a meio vão, para além da carga permanente e da sobrecarga.

No que concerne às vigas de lanço, a carga permanente e a sobrecarga são aplicadas considerando uma área de influência de 0,60 m, resultando numa carga distribuída de 0,90kN/m e 1,8kN/m, respectivamente.

A carga distribuída relativa ao peso das guardas e montantes é pouco expressiva, sendo de 0,058kN/m.

4.13.2.6 Fundações

Os pilares e os apoios inferiores das escadas requerem sapatas de fundação, que são dimensionadas em seguida.

PILARES	REAÇÃO VERTICAL (kN)
Pe1	30,12
Pe2	30,12

Quadro 4.7 – Reações verticais nos pilares das escadas

Desta forma, as sapatas de fundação são calculadas da seguinte forma, que é mais detalhada no capítulo 3.11.

$$Área_{Pe1,Pe2} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}}$$

$$Área_{Pe1,Pe2} \geq \frac{30,12 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow Área_{Pe1,Pe2} \geq 0,19m^2, \text{ logo a largura da sapata é de } 0,50 \text{ m,}$$

considerando as dimensões iguais nas duas direções.

A altura da sapata é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{Pe1,Pe2} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1,Pe2} \geq \frac{0,50 - 0,10}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1,Pe2} \geq 0,20 \text{ metros}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,20 m. Desta forma a sapata Pe1 e Pe2 têm as dimensões 0,50 x 0,50 x 0,20 m.

$$\sigma_{solo} \leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{0,50 \times 0,50 \times 0,20 \times 25 + 30,12}{0,50 \times 0,50} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 125,48 \text{ kN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$$

Está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

Os valores de armadura são iguais nas duas direções.

$$Ft_{sd} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd} = \frac{31,37 \times 1,50 \times (0,50 - 0,10)}{8 \times 0,20} \Leftrightarrow Ft_{sd} = 11,76 \text{ kN}$$

$$As_x = As_y = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd}} = \frac{11,76}{348 \times 10^3 \times 0,50} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Arm. Inferior X/Y (cm ² /m)	ϕ
Pe1	0.50x0.50	0.20	0.69	ϕ10//0.25
Pe2	0.50x0.50	0.20	0.69	ϕ10//0.25

Quadro 4.8 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação dos pilares das escadas metálicas

Em relação aos apoios os cálculos são apresentados em seguida.

APOIO	REAÇÃO VERTICAL (kN)
AP1	14,37
AP2	14,37

Quadro 4.9 – Reações verticais nos apoios das escadas

$$\text{Área}_{AP1,AP2} \geq \frac{N_{pilar} \times 1,25}{\sigma_{solo}}$$

$$\text{Área}_{AP1,AP2} \geq \frac{14,37 \times 1,25}{200} \Leftrightarrow \text{Área}_{AP1,AP2} \geq 0,10 \text{ m}^2, \text{ logo a largura da sapata é de } 0,40 \text{ m,}$$

considerando as dimensões iguais nas duas direções.

A altura da sapata é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{Pe1,Pe2} \geq \frac{b_{sapata} - b_{pilar}}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1,Pe2} \geq \frac{0,40 - 0,07}{2} \Leftrightarrow H_{Pe1,Pe2} \geq 0,20 \text{ metros}$$

Assume-se que a altura da sapata é de 0,20 m. Desta forma a sapata AP1 e AP2 têm as dimensões 0,40 x 0,40 x 0,20 m.

$$\sigma_{solo} \leq \frac{N_{base}}{a \times b} \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \frac{0,40 \times 0,40 \times 0,20 \times 25 + 14,37}{0,40 \times 0,40} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq 94,81 \text{ kN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$$

Está verificada a segurança em relação ao corte ou punçoamento do solo de fundação.

$$Ft_{sd} = \frac{N_{base} \times \gamma \times (a - a_o)}{8 \times d} \Leftrightarrow Ft_{sd} = \frac{14,37 \times 1,50 \times (0,40 - 0,07)}{8 \times 0,20} \Leftrightarrow Ft_{sd} = 4,45 \text{ kN}$$

$$As_x = As_y = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd}} = \frac{4,45}{348 \times 10^3 \times 0,40} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Arm. Inferior X/Y (cm ² /m)	ϕ
APe1	0.40x0.40	0.20	0.32	ϕ10//0.20
APe2	0.40x0.40	0.20	0.32	ϕ10//0.20

Quadro 4.10 – Armaduras longitudinais nas sapatas de fundação dos apoios das escadas metálicas

4.13.2.7 Ligação à parede de alvenaria

A ligação à parede de alvenaria é realizada com a execução de um berço no interior da parede, de forma a receber as vigas lança. O pormenor construtivo é apresentado nas peças desenhadas.

5 Custos de construção

Nos mapas de quantidades são apresentados principalmente trabalhos referentes ao projeto de arquitetura bem como ao projeto de fundações e estrutura de betão armado.

Os trabalhos medidos são na sua maioria específicos da solução de construção nova (solução A) ou de reabilitação (solução B). Os trabalhos comuns relativos a diversos projetos de especialidades da solução A e B, não são quantificados, tais como:

- Projeto de alimentação e distribuição de energia elétrica;
- Projeto de instalação de gás;
- Projeto de instalações telefónicas e de telecomunicações;
- Projeto de redes prediais de água e esgotos;
- Projeto de águas pluviais;
- Projeto acústico;
- Projeto de ventilação, exaustão de fumos e de climatização;
- Projeto de segurança contra incêndio em edifícios;
- Diversos materiais tais como: caixilharias, revestimentos, instalações sanitárias, etc.

Sabendo que o custo da construção é a soma de três parcelas, que são o custo inicial, o custo de exploração e o custo de manutenção, o interesse desta Dissertação incide sobre o custo inicial.

O custo inicial da construção é o resultado da soma de diversas parcelas que são as seguintes:

- Custos diretos;
- Custos indiretos;
- Lucro;
- Imprevistos.

Os custos diretos estão relacionados com o custo de fabrico e os encargos do estaleiro. Os custos de fabrico dizem respeito aos custos da mão-de-obra, materiais, equipamento e subempreitadas. Os encargos de estaleiro refletem os custos com a montagem e desmontagem do mesmo, manutenção, serviços técnicos/administrativos e gastos gerais.

Os custos indiretos dizem respeito aos serviços centrais da empresa, nomeadamente a sede e o estaleiro central.

Recorrendo a fichas de rendimento são calculados os custos de fabrico das diversas atividades consideradas, com base no programa informático cype orçamentação e na informação disponibilizada na página da internet www.orcamentos.eu.

Desta forma determina-se que o cálculo do valor do custo de construção, através do estabelecimento de um cronograma de execução e elaboração de fichas de rendimento, está fora do âmbito da Dissertação.

Em oposição, é realizada uma análise de custo simplificada incidindo somente sobre os custos de fabrico, do projeto de fundações e estruturas bem como das alvenarias.

Em seguida apresentam-se os mapas de quantidades afetados dos respetivos preços unitários, para as soluções A e B.

No que concerne à solução A, o capítulo 1 do mapa de quantidades é relativo ao movimento de terras que inclui a demolição das paredes de alvenaria de pedra periféricas e a escavação para obtenção das cotas de fundação das fundações superficiais.

O capítulo 2 diz respeito à estrutura de betão armado, detalhando a execução das fundações e da restante estrutura resistente, bem como das escadas de acesso ao piso 01.

O capítulo 3 incide sobre o pavimento térreo, composto por diversas camadas com vista à execução de um massame em betão e respetiva impermeabilização.

A execução das alvenarias é detalhada no capítulo 4, nomeadamente da alvenaria dupla das paredes exteriores, as alvenarias simples das paredes interiores e muros.

Por fim o capítulo 5 trata da execução da cobertura, nomeadamente do fornecimento e colocação das varas, madres e das camadas de materiais que constituem o revestimento.

Nos mapas de quantidades da solução B o capítulo 1 diz respeito às movimentações de terras, as quais são consideravelmente menores face à menor área de fundações e à inexistência de trabalhos de demolição.

O capítulo 2 é relativo às estruturas em betão armado, que neste caso são apenas as sapatas de fundação e o lintel de ligação das alvenarias.

O capítulo 3 do mapa de quantidades incide sobre as estruturas metálicas, que são nomeadamente os pilares e respetivas ligações, os frechais do pavimento do piso 01 e as escadas de acesso ao piso 01.

O capítulo 4 diz respeito à execução do pavimento térreo.

O capítulo 5 concerne aos pavimentos em madeira do piso 01 e do piso de esteira, nomeadamente o fornecimento e colocação do vigamento e barrotes. É incluída também a laje de vigotas do terraço do piso 01.

O capítulo 6 trata das alvenarias, designadamente dos panos de alvenaria dupla exterior, o muro do terraço e logradouro, bem como do reforço da alvenaria de pedra com rede de aço distendido.

O capítulo 7 diz respeito às paredes interiores em madeira.

Por fim, o capítulo 8 detalha as quantidades relativas à execução da estrutura de suporte e o revestimento da cobertura.

Os mapas de quantidades da solução A e B são apresentados no anexo A8 e B2, respetivamente.

Em seguida apresentam-se as tabelas síntese do custo de fabrico das duas soluções, relativamente às principais atividades que constituem a obra.

Moradia no Centro Histórico do Montijo			
SOLUÇÃO A			
RESUMO			
ITEM	DESIGNAÇÃO	PARCIAL	TOTAL
	ESTABILIDADE		40,175.52 €
1	MOVIMENTO DE TERRAS	4,722.48 €	
2	ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO	17,250.39 €	
3	PAVIMENTO TÉRREO	2,976.60 €	
4	ALVENARIAS	10,410.01 €	
5	COBERTURA	4,816.04	

Quadro 5.1 – Custo de construção da Solução A

Moradia no Centro Histórico do Montijo			
SOLUÇÃO B			
RESUMO			
ITEM	DESIGNAÇÃO	PARCIAL	TOTAL
	ESTABILIDADE		35,016.23 €
1	MOVIMENTO DE TERRAS	798.13 €	
2	ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO	1,643.19 €	
3	ESTRUTURA METÁLICA	6,972.15 €	
4	PAVIMENTO TÉRREO	2,976.60 €	
5	PAVIMENTOS	4,137.56 €	
6	ALVENARIAS	13,589.76 €	
7	PAREDES INTERIORES	4,898.84 €	
8	COBERTURA	7,011.79 €	

Quadro 5.2 – Custo de construção da Solução B

Como seria previsível, a solução B apresenta custos mais baixos em virtude de aproveitar parte da estrutura existente, tratando-se de uma estrutura mais leve o que permite uma considerável redução da capacidade resistente dos elementos estruturais em oposição à solução em betão armado. As alvenarias apresentam um valor bastante elevado devido à execução de rebocos armados com rede de aço distendido, com duas malhas na face exterior e uma malha na face interior da parede exterior resistente.

O custo da solução B ainda poderia ser substancialmente mais baixo caso fosse preconizada uma menor aplicação de reboco armado, que apresenta o maior peso no custo final. A solução de reboco armado apresentada confere maior resistência e durabilidade às paredes de alvenaria, que vão estar expostas às condições atmosféricas, pelo que não deve ser desprezada com vista à obtenção de um menor custo de construção. As paredes interiores da solução B também poderiam ter um menor peso no custo final, no entanto, pretendeu-se conferir uma maior qualidade e robustez a estes elementos construtivos com vista a um melhor comportamento térmico e acústico. A estrutura de suporte da cobertura da solução B poderia apresentar um custo mais próximo da solução A, com a obtenção de custos unitários mais precisos. Os custos unitários aplicados dizem respeito a um intervalo de seções comerciais das peças de madeira, pelo que na realidade o custo será mais baixo.

De acordo com a solução preconizada, o custo da estrutura em betão armado da solução B é residual, sendo essencialmente relativo a fundações superficiais e aos lintéis de betão. Na



solução B são utilizados elementos estruturais em aço, bem as escadas de acesso ao piso 01, sendo de salientar os custos competitivos face às soluções tradicionais em betão armado, beneficiando também de uma melhor execução em obra devido à sua modularidade e pré-fabricação.



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
Área de Especialização de Edificações
Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

6 Conclusões

Na presente Dissertação pretendeu-se estabelecer uma comparação técnico-económica entre duas soluções de construção de uma moradia no centro histórico do Montijo.

A solução A preconiza uma construção em betão armado, com estrutura porticada de pilares, vigas, lajes e fundações superficiais com sapatas e vigas de fundação. A estrutura da cobertura é descontínua com madres e varas pré-fabricadas em betão.

A solução B constitui uma operação de reabilitação com manutenção das paredes periféricas resistentes e execução de pavimentos em madeira, pilares metálicos e fundações superficiais em betão armado. A estrutura da cobertura é descontínua com madres e varas em madeira. Esta construção era utilizada para a laboração de uma vidreira, restando atualmente apenas as paredes resistentes, após remoção da cobertura em madeira perante o risco de desabamento. Desta forma, em oposição a outras intervenções de reabilitação, não é desrespeitado o princípio da autenticidade, demolindo o interior da construção.

Apesar das potenciais reduções de custos com o aproveitamento da estrutura existente, a madeira de qualidade não é um material de baixo custo, podendo ser submetido a processos com vista à maior resistência à podridão. Os elementos lamelados-colados também são mais dispendiosos devido ao seu processo de fabrico, garantindo no entanto capacidades resistentes elevadas relativamente às seções da peça.

A madeira garante no entanto uma considerável redução do peso da estrutura, o que permite um melhor comportamento sísmico, e a redução das seções resistentes da estrutura bem como uma menor dimensão de fundações. Este aspeto é da maior importância pois traduz-se numa considerável redução do custo de fabrico, em oposição à solução em betão armado.

No que diz respeito à execução em obra, a solução B apresenta vantagens consideráveis devido ao maior nível de pré-fabricação bem como à modularidade dos elementos estruturais e não estruturais. No entanto, é de salientar a necessidade de mão-de-obra especializada, em particular na carpintaria bem como nos elementos estruturais em aço.

Com o maior conhecimento e desenvolvimento de soluções estruturais em madeira, as necessidades de manutenção têm vindo a diminuir, tornando este material mais competitivo. A execução em obra também é fundamental e não quantificável, sendo determinante para a

manutenção dos elementos em madeira em condições que não promovam o desenvolvimento de fenómenos de podridão, aumentando desta forma a sua vida útil.

Conforme foi apresentado no capítulo anterior, a solução B poderia ainda ter um menor custo relativamente à solução em betão armado. Uma solução de reboco armado menos conservadora bem como a utilização de paredes interiores de um segmento mais baixo, permitiria uma maior diferença entre as duas soluções. Houve também uma maior dificuldade na obtenção dos custos de fabrico da solução B, com a utilização de custos unitários para seções superiores às utilizadas. Desta forma, uma análise mais detalhada dos custos unitários permitiria ainda alguma redução no custo de construção.

Com a crescente preocupação do impacte ambiental de todos os sectores da economia, nomeadamente do sector da construção civil, a madeira tem todas as condições para assumir novamente uma maior preponderância nas edificações em Portugal, país o qual tem apostado fortemente na construção em betão armado nas últimas décadas.

Em futuras Dissertações seria interessante realizar uma análise não só dos custos de fabrico mas também dos restantes custos diretos, indiretos, lucro e imprevistos. Este estudo poderia ser realizado a partir de um projeto já concluído de uma estrutura em betão armado ou de uma reabilitação. Conforme o projeto já concluído, determinava-se a solução de construção alternativa, passando-se à análise dos custos de construção.

Referências Bibliográficas

- AECOPS. (2009). *O Mercado da Reabilitação - Enquadramento, Relevância e Perspectivas*.
- Civil, L. N. *Estudo Sobre Habitação, Reabilitação Urbana e Inovação Social no Quadro da Política de Coesão pós 2013*.
- Cype Orçamentação. (s.d.). Obtido em 1 de Dezembro de 2014, de <http://www.cype.pt/>
- Farinha, J. B., & Reis, A. C. (1993). *Tabelas Técnicas*. Setúbal: P.O.B.
- Gorgulho, A. d. (2013). *Betão Estrutural II - Folhas da disciplina*. Lisboa: ISEL-ADEC.
- INE. (2013). *Estatísticas da Construção e Habitação*. Lisboa: INE.
- INE. (2013). *O parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução*.
- Normalização, C. E. (EN 1991). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas*.
- Normalização, C. E. (EN 1992). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão*.
- Normalização, C. E. (EN 1993). *Eurocódigo 3 - Projecto de Estruturas de Aço*.
- Normalização, C. E. (EN 1995). *Eurocódigo 5 - Projecto de estruturas de madeira*.
- Normalização, C. E. (EN 1996). *Eurocódigo 6 - Projecto de Estruturas de Alvenaria*.
- Normalização, C. E. (EN 2007). *NP EN 206-1:2007 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*.
- Odifercol - Materiais de Construção*. (1 de Dezembro de 2014). Obtido de <http://www.odifercol.pt/home.asp>
- Orçamentos e orçamentação na construção civil*. (s.d.). Obtido em 1 de Dezembro de 2014, de <http://orcamentos.eu/>
- Paviprel - Materiais de Construção*. (1 de Dezembro de 2014). Obtido de <http://www.paviprel.pt/>
- V.M.Buhler - Comércio de Madeira, LDA*. (1 de Dezembro de 2014). Obtido de <http://buhlermadeiras.com/index.html>



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova





ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

ANEXO



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova



ANEXO A.3 – Cargas nas lajes

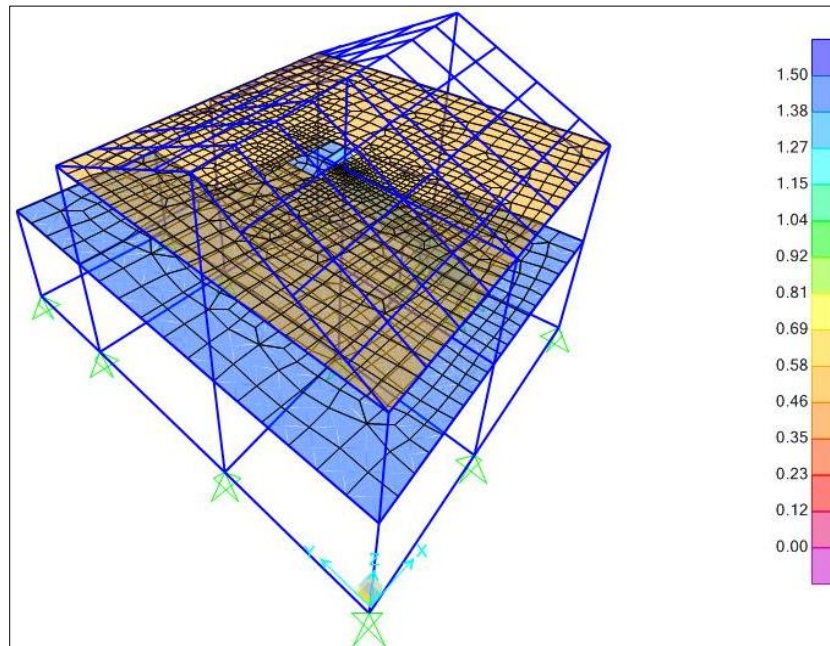


Figura 0.5 – Cargas permanentes nas lajes

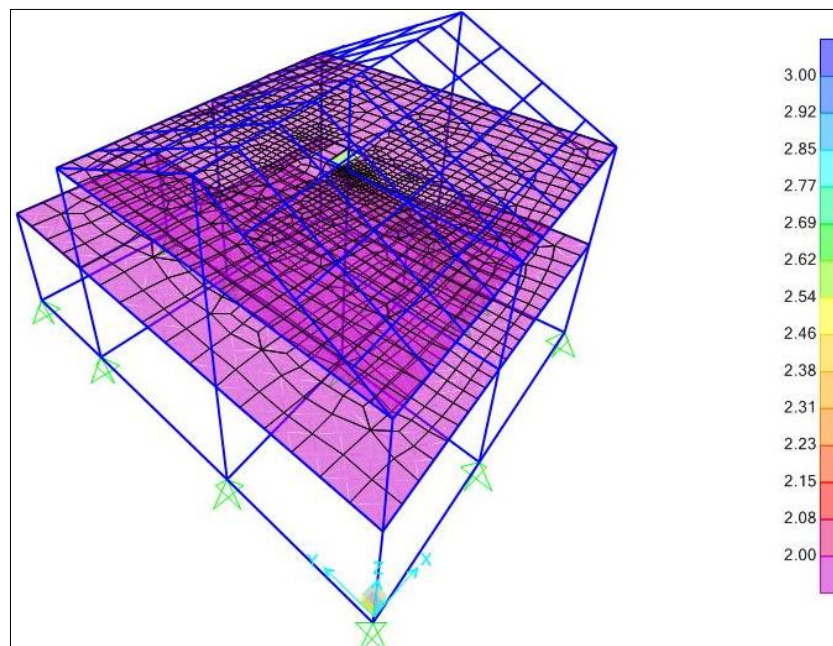


Figura 0.6 – Sobrecarga nas lajes

ANEXO A.4 – Cargas na laje de escadas

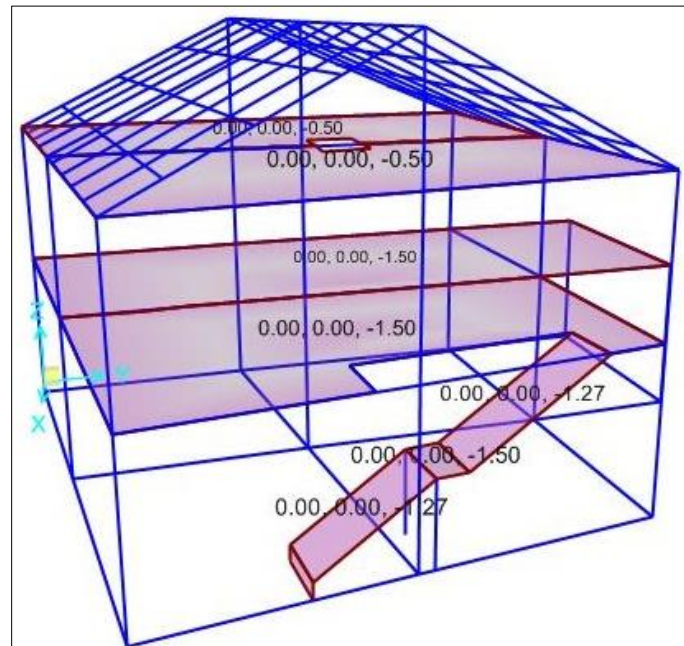


Figura 0.7 – Cargas permanentes nas lajes de escadas

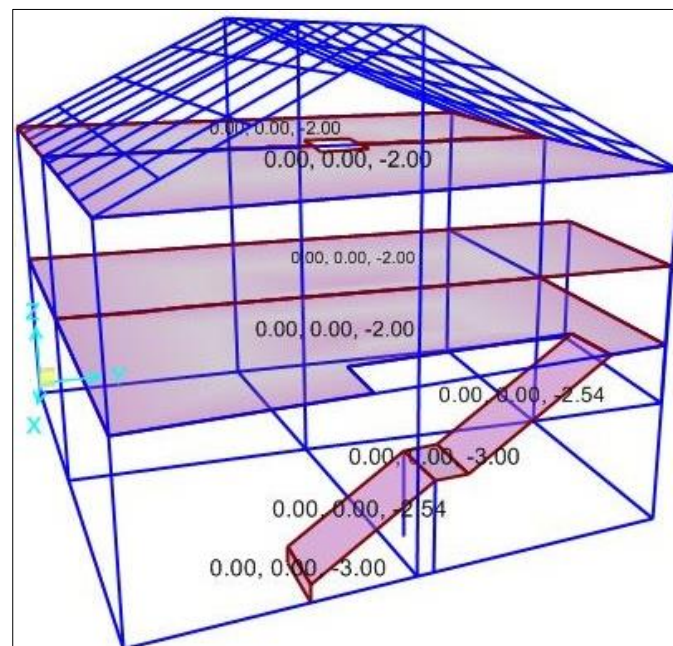


Figura 0.8 – Sobrecarga nas lajes de escadas

ANEXO A.5 – Armaduras na laje do piso 01

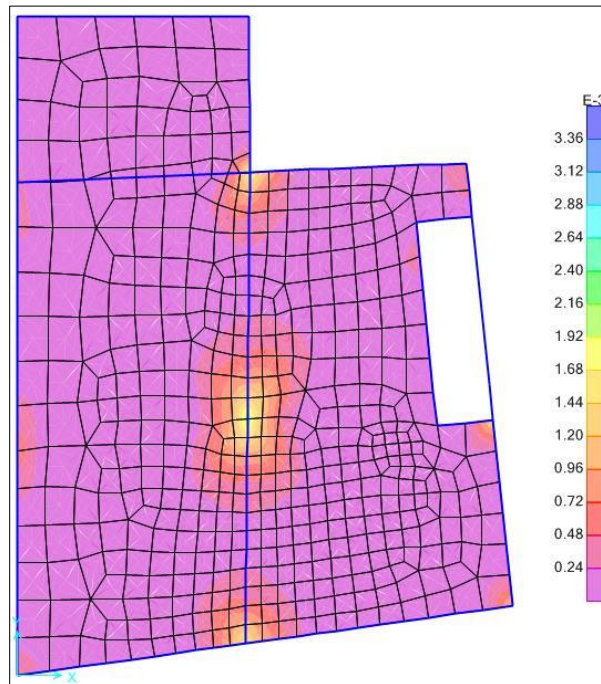


Figura 0.9 – Armadura principal superior na direção x na laje do piso 01

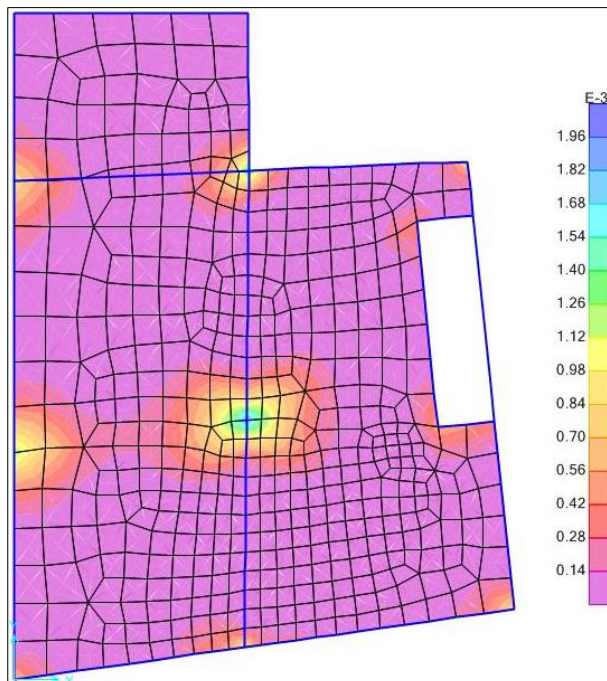


Figura 0.10 – Armadura principal superior na direção y na laje do piso 01

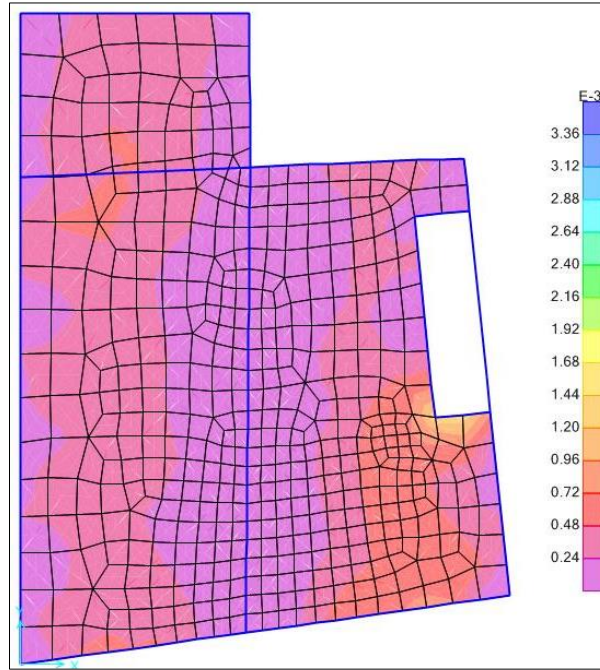


Figura 0.11 – Armadura principal inferior na direção x na laje do piso 01

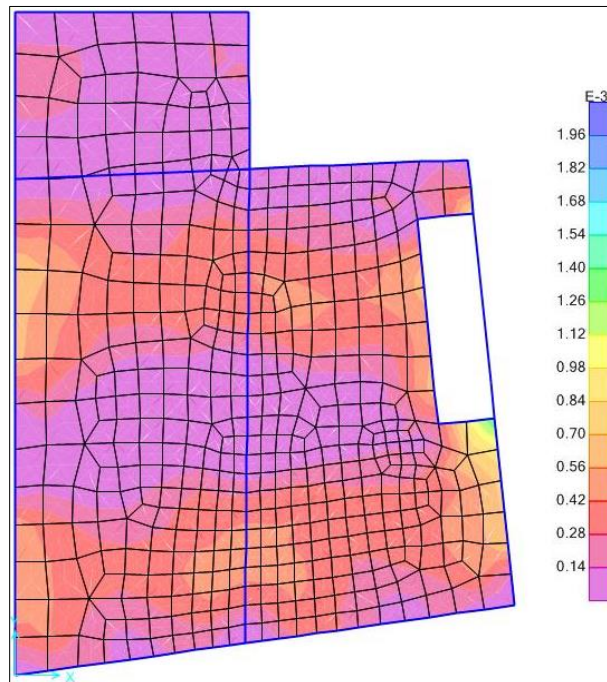


Figura 0.12 – Armadura principal inferior na direção y na laje do piso 01

ANEXO A.6 – Armaduras na laje de esteira

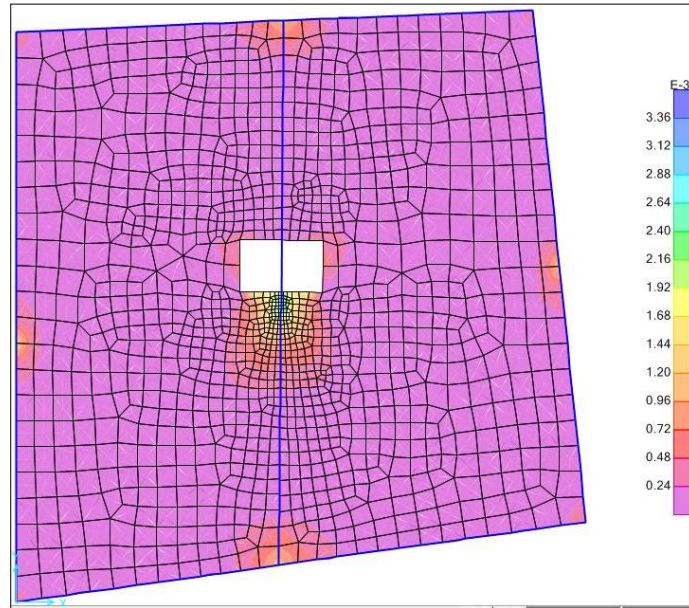


Figura 0.13 – Armadura principal superior na direção x na laje de esteira

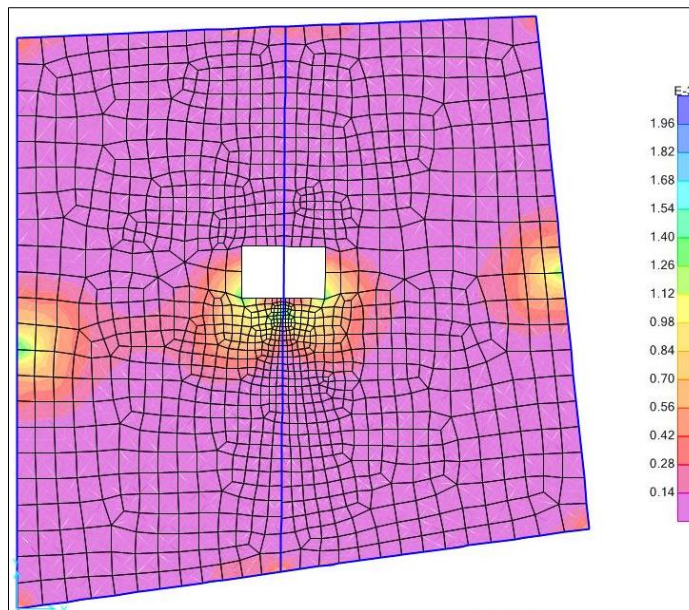


Figura 0.14 – Armadura principal superior na direção y na laje de esteira

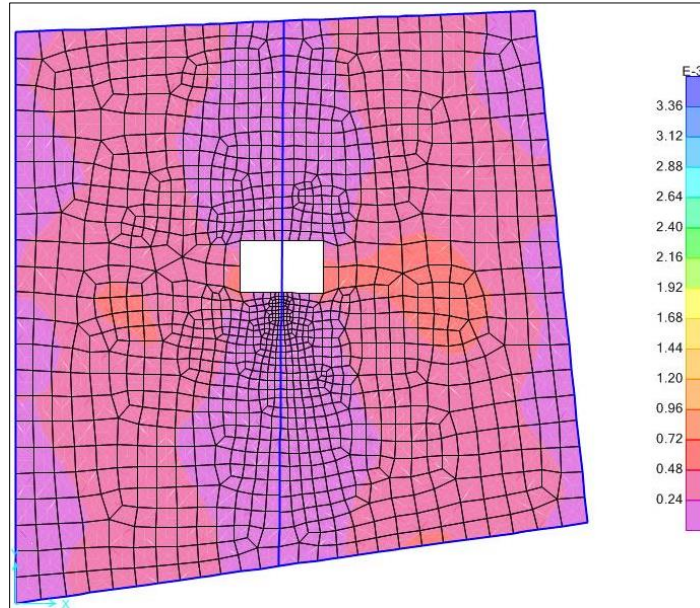


Figura 0.15 – Armadura principal inferior na direção x na laje de esteira

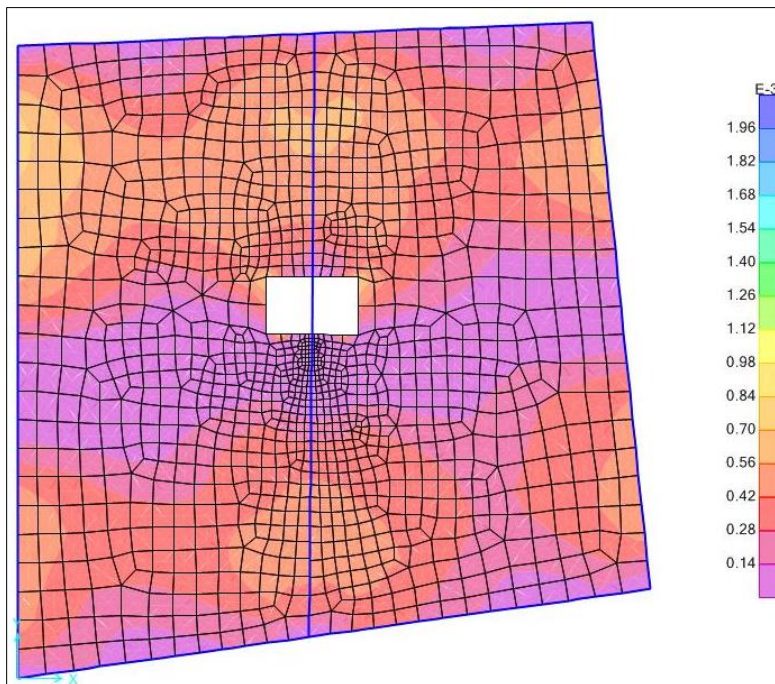


Figura 0.16 – Armadura principal inferior na direção y na laje de esteira

ANEXO A.7 – Armaduras na laje de escadas

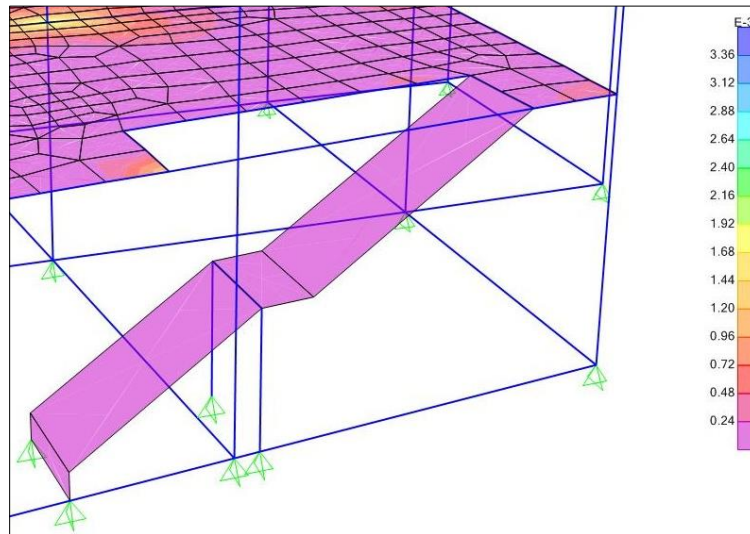


Figura 0.17 – Armadura principal superior na direção x nas lajes de escadas

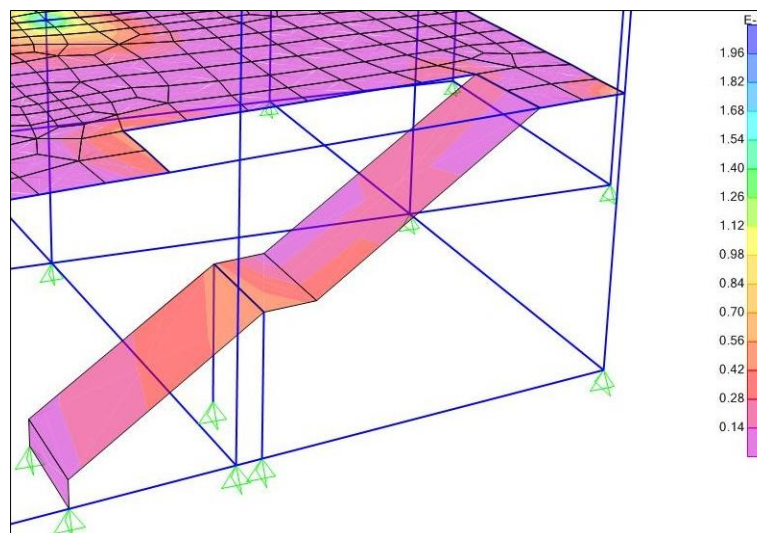


Figura 0.18 – Armadura principal superior na direção y nas lajes de escadas

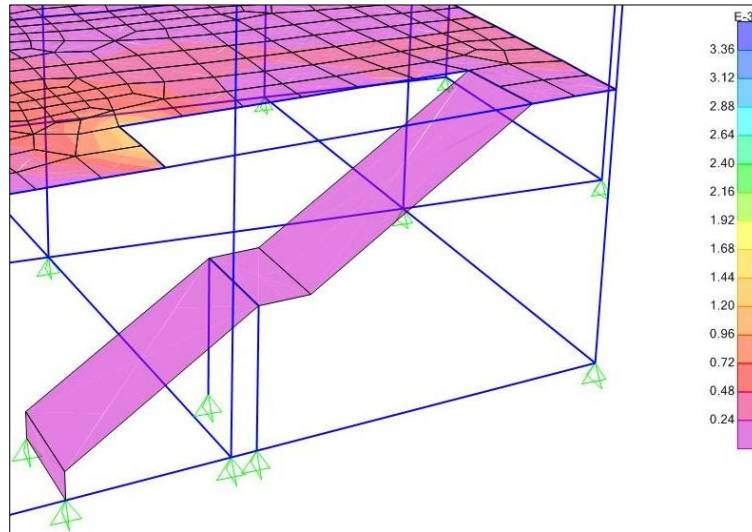


Figura 0.19 – Armadura principal inferior na direção x nas lajes de escadas

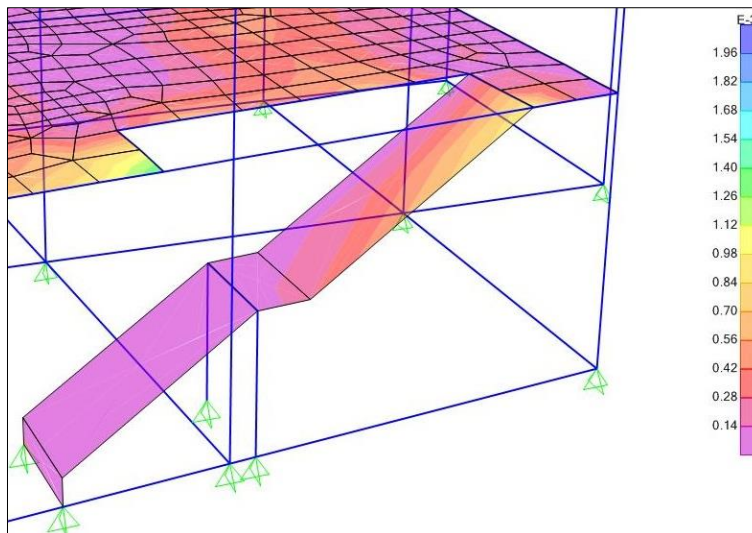


Figura 0.20 – Armadura principal inferior na direção y nas lajes de escadas

**ISEL**INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

ANEXO A.8 – Mapas de Quantidades da Solução A

Morada no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO A						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
1 MOVIMENTO DE TERRAS						
1.1	Demolição de paredes de alvenaria de pedra de 0.50 metros de espessura, incluindo remoção de produtos sobranes a vazadouro autorizado.	m2	96.96	42.26 €	4,097.53 €	
1.2	Escavação de terras necessárias para a execução dos elementos estruturais em fundações, incluindo entivação se necessário, eventual bombagem de águas baldeação e todos os trabalhos acessórios.	m3	31.25	20.00 €	624.95 €	
						4,722.48 €
2 ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO						
2.1	Fornecimento e colocação de betão de limpeza C12/15 em elementos de fundação, aplicado em camadas de regularização de fundações com 0,10m de espessura, incluindo transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios e de acordo com elementos de projecto.	m3	3.94	58.25 €	229.40 €	
2.2	BETÃO ARMADO					
2.2.1	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em sapatas, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m3	21.78	88.50 €	1,927.46 €	
2.2.2	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em vigas de fundação, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m3	5.53	96.00 €	530.88 €	
2.2.3	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em pilares, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m3	4.81	130.25 €	626.30 €	

Quadro 0.1 – Mapa de Quantidades da Solução A



Morada no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO A						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
2.2.4	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em vigas, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m ³	11.20	108.50 €	1,214.71 €	
2.2.5	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em lajes, patins e escadas, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m ³	59.77	101.00 €	6,036.80 €	
2.3	COFRAGEM					
2.3.1	Cofragens não à vista em sapatas, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m ²	53.32	11.00 €	586.52 €	
2.3.2	Cofragens não à vista em vigas de fundação, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m ²	44.24	11.50 €	508.76 €	
2.3.3	Cofragens à vista em pilares, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m ²	76.23	11.50 €	876.65 €	
2.3.4	Cofragens à vista em vigas, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m ²	126.00	12.00 €	1,512.02 €	
2.3.5	Cofragens à vista em lajes, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m ²	256.07	12.50 €	3,200.89 €	
						17,250.39 €

Quadro 0.2 – Mapa de Quantidades da Solução A

**ISEL**INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO A						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
3 PAVIMENTO TÉRREO						
3.1	Fornecimento e aplicação de pavimento térreo com 0,40m de espessura constituído por: regularização e compactação dos solos a 0,95 do O.P.M., enrocamento com brita Ø40/70 com 0,20m de espessura, betão de limpeza C12/15 com 0.10m de espessura, massame de betão armado com rede malhasol CQ30, tela asfáltica de 4.0kg/m2 com feltro geotêxtil, incluindo transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com desenho de pormenor e elementos de projecto.	m2	135.30	22.00 €	2,976.60 €	2,976.60 €

Quadro 0.3 – Mapa de Quantidades da Solução A



Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO A						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
4 ALVENARIAS						
4.1	Execução de paredes exteriores em alvenaria dupla de tijolo vazado 30x20x11 no paramento exterior e 30x20x11 no paramento interior, incluindo a execução dos seguintes trabalhos: Execução do paramento interior; Impermeabilização com argamassa hidrofugada da base do paramento interior, pela face exterior, ao nível dos pisos, até 0,50m de altura, respaldando sobre a laje formando meia cana e dobrando sobre o topo da laje a toda a altura; Fornecimento e aplicação de isolamento térmico em poliuretano projectado, numa espessura mínima de 30mm; Execução do paramento exterior; Ancoragem do paramento exterior ao paramento interior por aplicação de 3 arames zincados de 5mm de diâmetro por m ² de parede; Fornecimento e colocação de caixas de estore pré-fabricadas, conforme peças desenhadas; Execução de padieiras em betão armado; Ligação entre os paramentos em soleiras e ombreiras.	m ²	343.94	24.08 €	8,282.03 €	
4.2	Execução de paredes interiores simples em alvenaria de tijolo vazado 30x20x15, assente ao cutelo, incluindo padieiras dos vãos.	m ²	123.83	11.66 €	1,443.91 €	
4.3	Execução de paredes interiores simples em alvenaria de tijolo vazado 30x20x11, assente ao cutelo, incluindo padieiras dos vãos.	m ²	32.72	9.93 €	324.86 €	
4.4	Execução do muro do logradouro em alvenaria de tijolo vazado 30x20x11, assente ao cutelo.	m ²	24.17	9.93 €	240.05 €	
4.5	Execução do muro do terraço em alvenaria de tijolo vazado 30x20x11, assente ao cutelo.	m ²	12.00	9.93 €	119.16 €	
						10,410.01 €

Quadro 0.4 – Mapa de Quantidades da Solução A

**ISEL**INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO A						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
5 COBERTURA						
5.1	Fornecimento e assentamento de madres pré-fabricadas em betão pré-esforçado, de perfil I16, da marca PAVIPREL, conforme pormenor.	ml	63.41	7.00 €	443.87 €	
5.2	Fornecimento e assentamento de varas pré-fabricadas em betão pré-esforçado, de perfil R6 e R10, da marca PAVIPREL, conforme pormenor.	ml	75.11	4.38 €	328.98 €	
5.3	Fornecimento e colocação de isolamento térmico na cobertura inclinada em placas de poliestireno extrudido tipo "Roofmate" de 40mm de espessura, conforme pormenor.	m2	130.43	5.23 €	682.13 €	
5.4	Fornecimento e colocação de subtelha em pvc e ripado/contra-ripado da marca ODIFERCOL, conforme pormenor.	m2	130.43	15.62 €	2,037.25 €	
5.5	Fornecimento e assentamento de telha cerâmica de aba e canudo (Lusa) da gama média, na cor vermelha natural	m2	130.43	8.91 €	1,162.09 €	
5.6	Fornecimento e assentamento de cumeeira para telha Lusa cerâmica, constituída por telhões e babadouros, na cor vermelha natural, incluindo argamassa de assentamento	ml	10.57	15.30 €	161.72 €	
						4,816.04 €

Quadro 0.5 – Mapa de Quantidades da Solução A

ANEXO B.1 – Cargas nas escadas metálicas

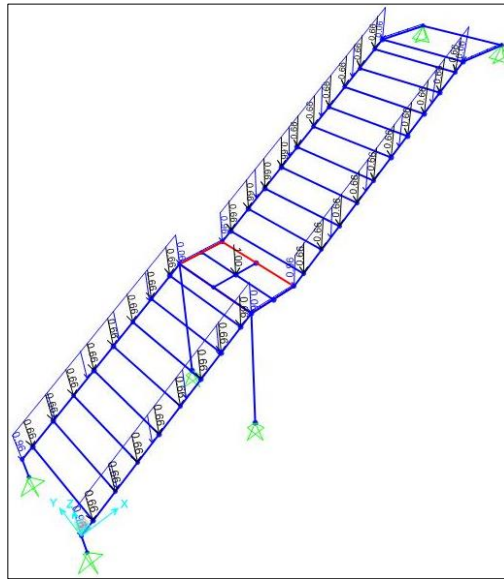


Figura 0.21 – Cargas permanentes (escadas metálicas)

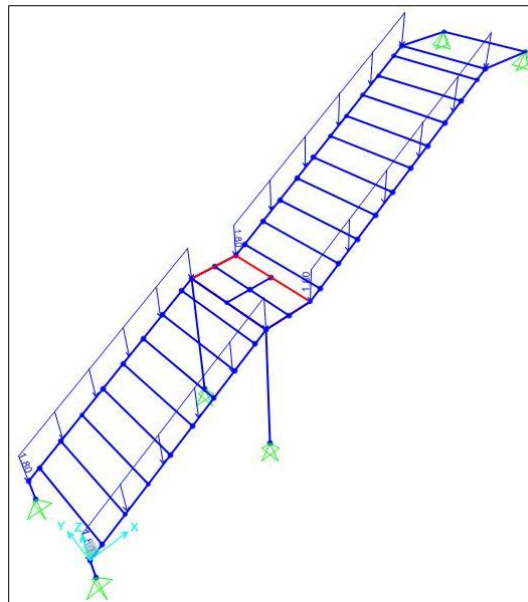


Figura 0.22 – Sobrecargas (escadas metálicas)



ANEXO B.2 – Mapas de Quantidades da Solução B

Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
1 MOVIMENTO DE TERRAS						
1.1	Desmatção e limpeza de terreno numa camada com 15cm de espessura com um bobcat, incluindo remoção de produtos sobrantes a vazadouro autorizado.	m2	135.30	1.28 €	173.18 €	
1.2	Escavação de terras necessárias para a execução dos elementos estruturais em fundações, incluindo entivação se necessário, eventual bombagem de águas baldeação e todos os trabalhos acessórios.	m3	31.25	20.00 €	624.95 €	
						798.13 €
2 ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO						
2.1	Fornecimento e colocação de betão de limpeza C12/15 em elementos de fundação, aplicado em camadas de regularização de fundações com 0,10m de espessura, incluindo transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios e de acordo com elementos de projecto.	m3	0.28	58.25 €	16.02 €	
2.2	BETÃO ARMADO					
2.2.1	Fornecimento e colocação de betão C25/30 XC2 em sapatas, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m3	1.22	88.50 €	108.32 €	
2.2.2	Fornecimento e colocação de betão C25/30 em lintel de ligação das alvenarias, incluindo armaduras em aço A400NR, transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com elementos de projecto.	m3	7.43	108.50 €	805.61 €	
2.3	COFRAGEM					
2.3.1	Cofragens não á vista em sapatas, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m2	5.44	11.00 €	59.84 €	

Quadro 0.6 – Mapa de Quantidades da Solução B



Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
2.3.2	Cofragem à vista em lintel de betão, incluindo fornecimento, colocação, reaplicação, escoramento, tratamento anti-aderente e todos os trabalhos de montagem, desmontagem, limpeza e arrumação:	m2	54.45	12.00 €	653.40 €	1,643.19 €
3 ESTRUTURA METÁLICA						
3.1	Fornecimento e montagem de pilares em perfis normalizados correntes e chapas metálicas, incluindo soldaduras, buchas, parafusos, anilhas, porcas, chapas e restantes trabalhos e dispositivos de ligação, tratamento anti-corrosivo, pintura a tinta de esmalte, de acordo com o projecto:					
3.1.1	IPE100	kg	48.84	2.10 €	102.57 €	
3.1.2	IPE140	kg	41.93	2.10 €	88.04 €	
3.1.3	IPE180	kg	45.47	2.10 €	95.49 €	
3.2	Fornecimento e montagem de placas de ancoragem dos pilares metálicos nas sapatas de fundação, de 380x250mm com 10mm de espessura, com 4 pernos de 12mm de diâmetro e 50cm de comprimento, incluindo soldaduras, buchas, parafusos, anilhas, porcas e restantes trabalhos, tratamento anti-corrosivo, pintura a tinta de esmalte, de acordo com o projecto:	un	6.00	37.57 €	225.42 €	
3.3	Fornecimento e montagem de placas de ancoragem dos apoios das escadas nas sapatas de fundação, de 290x250mm com 10mm de espessura, com 4 pernos de 12mm de diâmetro e 50cm de comprimento, incluindo soldaduras, buchas, parafusos, anilhas, porcas e restantes trabalhos, tratamento anti-corrosivo, pintura a tinta de esmalte, de acordo com o projecto:	un	2.00	32.24 €	64.48 €	

Quadro 0.7 – Mapa de Quantidades da Solução B



Morada no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
3.4	Fornecimento e montagem de escada com estrutura metálica em perfis normalizados correntes e chapas metálicas, incluindo soldaduras, buchas, parafusos, anilhas, porcas, chapas e restantes trabalhos e dispositivos de ligação, tratamento anti-corrosivo, pintura a tinta de esmalte, de acordo com o projecto:					
3.4.1	HEA100	kg	70.47	2.24 €	157.86 €	
3.4.2	UPN180	kg	344.08	2.24 €	770.74 €	
3.4.3	Corrimão tubo Ø21.3x3.2mm	kg	38.04	1.20 €	45.65 €	
3.4.4	Montantes em perfil rectangular 50x10mm	kg	56.59	0.90 €	50.93 €	
3.4.5	Patim em chapa rectangular de 8mm espessura 120x64mm	kg	48.23	0.76 €	36.66 €	
3.4.6	Degraus em chapa rectangular de 8mm espessura 120x28mm e chapas dos espelhos 120x18mm	kg	623.98	0.76 €	474.23 €	
3.5	Fornecimento e montagem de frechal metálico em cantoneira corrente,, incluindo soldaduras, buchas, parafusos, anilhas, porcas, chapas e restantes trabalhos e dispositivos de ligação, tratamento anti-corrosivo, pintura a tinta de esmalte, de acordo com o projecto:					
3.5.1	Cantoneira L140x140x13	kg	1,944.03	2.50 €	4,860.08 €	6,972.15 €
4 PAVIMENTO TÉRREO						
4.1	Fornecimento e aplicação de pavimento térreo com 0,40m de espessura constituído por: regularização e compactação dos solos a 0,95 do O.P.M., enrocamento com brita Ø40/70 com 0,20m de espessura, betão de limpeza C12/15 com 0.10m de espessura, massame de betão armado com rede malhasol CQ30, tela asfáltica de 4.0kg/m2 com feltro geotêxtil, incluindo transporte, descarga, vibração e nivelamento, bem como todos os trabalhos acessórios de acordo com desenho de pormenor e elementos de projecto.	m2	135.30	22.00 €	2,976.60 €	2,976.60 €

Quadro 0.8 – Mapa de Quantidades da Solução B



Morada no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
5 PAVIMENTOS						
5.1	Fornecimento e assentamento de vigamento 20x40 cm em madeira lamelada-colada, de classe de resistência GL28h, com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	ml	25.65	15.20 €	389.88 €	
5.2	Fornecimento e assentamento de vigamento 6x8 cm em madeira maciça de pinho, de classe de resistência C18, com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	ml	1.55	18.55 €	28.75 €	
5.3	Fornecimento e assentamento de barrotes 14x17cm em madeira maciça de pinho, afastado 0.50m de eixo a eixo, imunizado com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	m2	168.01	10.51 €	1,765.79 €	
5.4	Fornecimento e assentamento de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas, completas executadas de acordo com as normas e regulamentos em vigor, incluindo malha de distribuição e lâmina de compressão e tarugamento a 1/2 vão e junto aos apoios.	m2	14.00	139.51 €	1,953.14 €	
					4,137.56 €	
6 ALVENARIAS						
6.1	Execução de paredes exteriores em alvenaria dupla de tijolo vazado 30x20x15 no paramento exterior e 30x20x11 no paramento interior, incluindo a execução dos seguintes trabalhos: Execução do paramento interior; Impermeabilização com argamassa hidrofugada da base do paramento interior, pela face exterior, ao nível dos pisos, até 0,50m de altura, respaldando sobre a laje formando meia cana e dobrando sobre o topo da laje a toda a altura; Fornecimento e aplicação de isolamento térmico em poliuretano projectado, numa espessura mínima de 30mm; Execução do paramento exterior; Ancoragem do paramento exterior ao paramento interior por aplicação de 3 arames zincados de 5mm de diâmetro por m2 de parede; Fornecimento e colocação de caixas de estore pré-fabricadas, conforme peças desenhadas; Execução de padieiras em betão armado; Ligação entre os paramentos em soleiras e ombreiras.	m2	191.79	25.79 €	4,946.26 €	

Quadro 0.9 – Mapa de Quantidades da Solução B



Morada no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
6.2	Execução do muro do logradouro em alvenaria de tijolo vazado 30x20x11, assente ao cutelo.	m ²	24.17	9.93 €	240.05 €	
6.3	Execução do muro do terraço em alvenaria de tijolo vazado 30x20x11, assente ao cutelo.	m ²	12.00	9.93 €	119.16 €	
6.4	Reforço da alvenaria de pedra das paredes periféricas resistentes, com fornecimento e assentamento de rede de aço distendido, tipo DYNE ou Malhasol, incluindo salpisco de betão de gravilha com 8cm de espessura na face exterior e 3cm na face interior, fixo à alvenaria através de grampos em quincôncio φ 8//0,80, sendo a zona inicialmente removida do existente numa profundidade aproximadamente de 8cm. Inclui arrumação de entulhos e transporte a vazadouro.	m ²	61.66	65.00 €	4,007.84 €	
6.5	Reforço da alvenaria de pedra das paredes periféricas resistentes, com fornecimento e assentamento de rede de aço distendido, tipo DYNE ou Malhasol, incluindo salpisco de betão de gravilha com 3cm na face interior, fixo à alvenaria através de grampos em quincôncio φ 8//0,80, sendo a zona inicialmente removida do existente numa profundidade aproximadamente de 3cm. Inclui arrumação de entulhos e transporte a vazadouro.	m ²	85.53	50.00 €	4,276.45 €	
						13,589.76 €
7 PAREDES INTERIORES						
7.1	Execução de paredes interiores de 0.20m de espessura, com painéis de gesso armado com fibras de celulose, de marca FERMACELL, sobre armação metálica, com referência 1S21, de paramento simples, caixa de ar e lã mineral.	m ²	136.72	30.00 €	4,101.69 €	
7.2	Execução de paredes interiores de 0.15m de espessura, com painéis de gesso armado com fibras de celulose, de marca FERMACELL, sobre armação metálica, com referência 1S21, de paramento simples, caixa de ar e lã mineral.	m ²	31.89	25.00 €	797.15 €	
						4,898.84 €

Quadro 0.10 – Mapa de Quantidades da Solução B

**ISEL**INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Área de Especialização de Edificações

Moradia no centro histórico do Montijo – Reabilitação vs Construção nova

Moradia no Centro Histórico do Montijo						
SOLUÇÃO B						
MAPA DE QUANTIDADES						
ITEM	DESIGNAÇÃO	UND	QUANT	P UNIT	PARCIAL	TOTAL
ESTABILIDADE						
8 COBERTURA						
8.1	Fornecimento e assentamento de varas 6x12cm em madeira maciça de pinho, de classe de resistência C18, imunizado com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	m	75.11	6.73 €	505.49 €	
8.2	Fornecimento e assentamento de madres 14x28cm em madeira lamelada-colada, de classe de resistência GL28h, imunizado com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	m ³	1.52	1,111.00 €	1,690.76 €	
8.3	Fornecimento e assentamento de vigamento da cobertura 16x32cm em madeira lamelada-colada, de classe de resistência GL28h, imunizado com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	m ³	0.39	1,111.00 €	434.14 €	
8.4	Fornecimento e assentamento de vigamento da cumeeira da cobertura 16x32cm em madeira lamelada-colada, de classe de resistência GL24h, imunizado com produto colorido anti-xilófago e fungicida.	m ³	0.30	1,111.00 €	338.21 €	
8.5	Fornecimento e colocação de isolamento térmico na cobertura inclinada em placas de poliestireno extrudido tipo "Roofmate" de 40mm de espessura, conforme pormenor.	m ²	130.43	5.23 €	682.13 €	
8.6	Fornecimento e colocação de subtelha em pvc e ripado/contra-ripado da marca ODIFERCOL, conforme pormenor.	m ²	130.43	15.62 €	2,037.25 €	
8.7	Fornecimento e assentamento de telha cerâmica de aba e canudo (Lusa) da gama média, na cor vermelha natural.	m ²	130.43	8.91 €	1,162.09 €	
8.8	Fornecimento e assentamento de cumeeira para telha Lusa cerâmica, constituída por telhões e babadouros, na cor vermelha natural, incluindo argamassa de assentamento	m	10.57	15.30 €	161.72 €	
						7,011.79 €

Quadro 0.11 – Mapa de Quantidades da Solução