

DM

Painéis Compósitos de Betão Leve **Comportamento estrutural**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

João David Jardim de Sousa

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade

www.uma.pt

outubro | 2015

Painéis Compósitos de Betão Leve **Comportamento estrutural**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

João David Jardim de Sousa

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR

Lino Manuel Serra Maia



Painéis compósitos de betão leve - Comportamento estrutural

Tese submetida para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Universidade da
Madeira

por

João David Jardim de Sousa

Orientador

Lino Manuel Serra Maia

(Universidade da Madeira)

Outubro de 2015

Título: Painéis compósitos de betão leve – Comportamento estrutural.

Palavras-chave: Betão Leve; Comportamento Estrutural; Material Compósito; Pannel Compósito.

Keywords: Composite Material; Composite Panel; Lightweight Concrete; Structural Behavior.

Autor: João David Sousa

FCEE – Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia

Campus Universitário da Penteada

9020 - 105 Funchal – Portugal, s/n

Telefone + 351 291 705 230

Correio eletrónico: gabinete@reitoria.uma.pt

Funchal, Madeira

*“Tu que crês num mundo maior e melhor
grita bem alto que o céu está aqui”*

Leonel Neves

RESUMO

Os sucessivos avanços tecnológicos permitem a criação de novos materiais de construção com características otimizadas ao uso que lhes é designado. Nesta categoria enquadram-se os materiais compósitos e mais concretamente os painéis compósitos de betão aligeirado de EPS com revestimento superficial de placas Megapan® estudados neste documento.

Neste documento faz-se uma abordagem aos conceitos de material compósito e uma breve análise histórica do seu uso. Descreve-se também sucintamente as características gerais dos painéis em estudo e exemplifica-se algumas aplicações do material até à presente data.

São analisados testes de resistência efetuados ao material estudado e efetua-se a caracterização mecânica do mesmo. Verifica-se neste estudo que os painéis de betão aligeirado de EPS com revestimento superficial de placas Megapan® possuem resistências mecânicas que permitem a sua utilização como parte integrante de um sistema estrutural.

Sugere-se uma solução construtiva para uma estrutura que utilize os painéis estudados como elemento estrutural e os respetivos pormenores construtivos. É também sugerida uma metodologia de cálculo para dimensionar a estrutura analisada.

ABSTRACT

Successive technological advances allow the creation of new building materials with characteristics optimized for their assigned use. Composite materials in general and more specifically the composite panels of concrete lightened with EPS and Megapan® coating plates studied in this document, fit in this category of new materials.

This document makes an approach to the concepts of composite material and a brief historical analysis of their use. It also briefly describes the general characteristics of the panels on study and exemplifies some applications of the material until this day.

Resistance tests applied to the studied material are analyzed in order to ascertain its mechanical characteristics. It is verified in this study that the concrete lightened EPS panels with Megapan® coating plates possess mechanical strength to allow their use as part of a structural system.

It is suggested a constructive solution for a structure using the studied panels as structural element and the respective constructional details. It is also suggested a calculus methodology to conceive the structure analyzed.

ÍNDICE

Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice.....	ix
Índice de figuras	xiii
Índice de tabelas.....	xvii
Lista de acrónimos e simbologia	xix
Agradecimentos.....	xxiii
 1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	 1
1.1. Introdução.....	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objetivos	2
1.4. Contribuições científicas e limitações	3
1.5. Estrutura da dissertação	3
 2. GENERALIDADES	 5
2.1. Material compósito	5
2.2. Análise histórica do uso de painéis compósitos	5
2.3. Painéis em sistema estrutural Light Gauge Steel Framing (LGSF)	8
2.4. Descrição geral dos painéis em estudo	9
2.4.1. Materiais.....	10
• Betão	11
• Placas superficiais.....	11
2.4.2. Dimensões	11
2.4.3. Exemplos de aplicação.....	12
2.4.4. Vantagens na aplicação estrutural	13
 3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	 15
3.1. Enquadramento.....	15
3.2. Ensaio para caracterização mecânica	15
3.2.1. Ensaio de caracterização da resistência à flexão	16
3.2.2. Ensaio de caracterização da resistência à compressão	19
3.2.2.1 Metodologia directa	19
3.2.2.1 Metodologia indirecta	21

3.2.3.	Ensaio de caracterização da resistência ao arrancamento	25
3.3.	Análise dos resultados	26
3.3.1.	Caracterização da resistência à flexão	26
3.3.1.1.	Primeira análise: Cálculo da resistência à flexão média (M_r/m).....	27
3.3.1.2.	Segunda análise: Cálculo da resistência à flexão de cálculo (M_{rd})	28
I)	Carga máxima admissível ou carga de cedência	28
II)	Valor característico da carga máxima admissível.....	29
III)	Valor característico do peso próprio	29
IV)	Valor característico do momento resistente	29
V)	Valor de cálculo do momento resistente	30
	Comparação de resultados dos dois tipos de ensaios	30
3.3.1.3.	Cálculo do Produto de Rigidez (EI)	31
3.3.2.	Caracterização da resistência à compressão	32
	Ensaio a painéis	32
	Ensaio a cubos de betão	32
	Ensaio a carotes cilíndricas.....	33
3.3.2.1	Cálculo da tensão resistente à compressão de cálculo (σ_{rd}).....	33
I)	Tensão máxima admissível (σ_{ad}).....	33
II)	Valor característico da tensão máxima admissível (σ_{ad}, k).....	34
III)	Valor da tensão resistente de cálculo (σ_{rd}).	34
3.3.3.	Caracterização da resistência ao arrancamento.....	35
3.3.3.1	Cálculo da tensão de rotura ao arrancamento	35
I)	Valor característico da tensão de rotura ao arrancamento (T_r, k)	35
II)	Valor de cálculo da Tensão de rotura ao arrancamento (T_r, r_d)	35
4.	CASO DE ESTUDO.....	37
4.1.	Descrição	37
4.2.	Dimensionamento	38
4.2.1.	Modelo de apoio dos painéis e cargas atuantes.....	39
4.2.2.	Dimensionamento da estrutura de apoio do pavimento	42
4.2.2.1.	Dimensionamento das vigas metálicas	43
4.2.2.2.	dimensionamento da viga de bordadura	44
4.2.2.3.	Dimensionamento dos pilares.....	46
4.2.3.	Verificações de dimensionamento	49
4.2.3.1.	Verificação do dimensionamento dos painéis	50
4.2.3.2.	Verificação do dimensionamento das vigas metálicas.....	52
4.2.3.3.	Verificação do dimensionamento dos pilares	54

4.3. Aspetos construtivos	55
Disposição dos painéis em planta	55
Solução de pavimento.....	55
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	57
5.1. Notas finais.....	57
5.2. Conclusões.....	57
5.3. Perspetivas futuras	58
REFERÊNCIAS.....	59
ANEXOS	61

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Tijolos argilosos reforçados com palha no seu interior	6
Figura 2.2: Gravura egípcia nas paredes do túmulo de Rekhmire que ilustra trabalhos com tijolos	6
Figura 2.3: Construção de aeronaves com fuselagem de painéis <i>sandwich</i> de madeira durante a segunda guerra mundial	7
Figura 2.4: Aeronave “mosquito” construída com painéis de madeira de Balsa durante a segunda guerra mundial.....	7
Figura 2.5: Perfil de aço galvanizado.....	8
Figura 2.6: Habitação edificada em sistema LGSF.....	8
Figura 2.7: Pormenor construtivo de laje de piso em sistema LGSF com recurso a painel de laje.....	9
Figura 2.8: Amostra esquemática da constituição dos painéis	10
Figura 2.9: Encaixe vertical de dois painéis.....	10
Figura 2.10: Pormenor do material do núcleo num encaixe entre dois painéis.....	11
Figura 2.11: Placas Megapan®	11
Figura 2.12: Montagem de parede exterior	12
Figura 2.13: Painéis em paredes exteriores e interiores de uma moradia	12
Figura 2.14: Fachada exterior de um prédio.....	13
Figura 2.15: Montagem de paredes interiores	13
Figura 2.16: Painéis usados em sistema de contenção	13
Figura 2.17: Resultado final de um escritório de vendas construído com os painéis.....	13
Figura 3.1: a) Ensaio com duas cargas pontuais b) Rotura do Painel sujeito a duas cargas pontuais c) Ensaio a parte do painel sujeito a uma carga pontual.....	16
Figura 3.2: Ensaio a Painel inteiro de 60 mm	17
Figura 3.3: Ensaio a metades dos painéis de 60 mm.....	17
Figura 3.4: Ensaio a painel inteiro de 90 mm.....	17
Figura 3.5: Ensaio a metades do painel de 90 mm.....	17

Figura 3.6: Ensaio a painel inteiro de 120 mm.....	17
Figura 3.7: Ensaio a metades do painel de 120 mm	17
Figura 3.8: Ensaio a painel de 150 mm	17
Figura 3.9: Ensaio a metades do painel de 150 mm	17
Figura 3.10: Ensaio a painéis de 60 mm.....	20
Figura 3.11: Ensaio a terços de painéis de 60 mm	20
Figura 3.12: Ensaio a painéis de 90 mm.....	20
Figura 3.13: Ensaio a terços de painéis de 90 mm	20
Figura 3.14: Ensaio a painéis de 120 mm.....	20
Figura 3.15: Ensaio a terços de painéis de 120 mm	20
Figura 3.16: Ensaio a painéis de 150 mm.....	20
Figura 3.17: Ensaio a terços de painéis de 150 mm	20
Figura 3.18: Ensaio à compressão de cubos com 1 dia de idade	22
Figura 3.19: Ensaio à compressão de cubos com 7 dia de idade	22
Figura 3.20: Ensaio à compressão de cubos com 28 dia de idade	22
Figura 3.21: Extração de carotes cilíndricos	24
Figura 3.22: Carote cilíndrica.....	24
Figura 3.23: Ensaio à compressão da carote cilíndrica.....	24
Figura 3.24: Painel após extração das três carotes	24
Figura 3.25: Gráfico obtido nos ensaios à compressão das carotes cilíndricas	25
Figura 3.26: Tipos de rotura ao arrancamento.....	26
Figura 3.27: Determinação da força máxima admissível de um painel através da análise do gráfico de Força/Deformação	28
Figura 3.28: Comparação dos resultados de Força entre dois tipos de ensaio para as diferentes espessuras	32
Figura 3.29: Comparação dos resultados de Tensão entre dois tipos de ensaio para as diferentes espessuras	32

Figura 3.30: Determinação da Tensão máxima admissível de um painel através da análise do gráfico de Tensão/Extensão	34
Figura 4.1: Fachada principal da moradia	38
Figura 4.2: Planta do piso térreo	38
Figura 4.3: Planta do piso 1	38
Figura 4.4: Área da laje a dimensionar (a vermelho)	39
Figura 4.5: Painel apoiado nas extremidades	39
Figura 4.6: Painel a meio e nas pontas	39
Figura 4.7: Painel apoiado nos seus terços	39
Figura 4.8: Modelo de cálculo com sobrecarga atuando num só vão (3 apoios)	40
Figura 4.9: Diagrama de Momento Fletor do modelo com alternância de sobrecarga (3 apoios)	40
Figura 4.10: Modelo de cálculo com sobrecarga atuando num só vão (4 apoios)	41
Figura 4.11: Diagrama de Momento Fletor do modelo com alternância de sobrecarga (4 apoios)	41
Figura 4.12: Estrutura metálica adotada	42
Figura 4.13: Disposição dos painéis de laje	42
Figura 4.14: Modelo de cálculo da viga metálica	43
Figura 4.15: Aspeto do diagrama de Momento fletor do modelo de cálculo da viga metálica	43
Figura 4.16: Vigas em caixa de aço perfilado a frio	44
Figura 4.17: Geometria das seções transversais de caixa aço perfilado a frio	44
Figura 4.18: Modelo de cálculo da viga de bordadura	45
Figura 4.19: Aspeto do diagrama de Momento fletor do modelo de cálculo da viga metálica	45
Figura 4.20: Perfis de aço laminado a quente do tipo IPE	46
Figura 4.21: Características geométricas da seção transversal dos perfis IPE	46
Figura 4.22: Representação em planta da estrutura de apoio da cobertura	47
Figura 4.23: Representação tridimensional da estrutura de apoio da cobertura	47
Figura 4.24: Modelo de cálculo do pilar	48
Figura 4.25: Características geométricas da seção transversal do perfil HEB	49

Figura 4.26: Modelo de verificação de segurança dos painéis	50
Figura 4.27: Diagrama de momento fletor para verificação de segurança dos painéis	50
Figura 4.28: Modelo de verificação para painel cortado simplesmente apoiado e com uma parede divisória a meio vão.....	52
Figura 4.29: Aspeto do diagrama de momento fletor para o painel cortado simplesmente apoiado com uma parede divisória a meio vão	52
Figura 4.30: Representação tridimensional da estrutura modelada	53
Figura 4.31: Representação tridimensional da estrutura metálica modelada.....	53
Figura 4.32: Pormenorização do pavimento no vão do painel	56
Figura 4.33: Pormenorização do pavimento no encontro com uma parede.....	56

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Dimensões e massa dos painéis.....	12
Tabela 2: Valores obtidos nos dois ensaios à flexão para painéis das diferentes espessuras	18
Tabela 3: Valores obtidos nos ensaios à compressão de painéis inteiros e terços de painel	21
Tabela 4: Valores de forças e tensões máximas obtidos nos ensaios à compressão de cubos de betão leve constituinte do núcleo dos painéis.....	23
Tabela 5: Valores de forças e tensões máximas obtidos nos ensaios à compressão de carotes cilíndricas extraídas do núcleo dos painéis.....	25
Tabela 6: Valores de Força e Tensão de aderência obtidos dos ensaios ao arrancamento.....	26
Tabela 7: Valores médios de resistência à flexão.....	27
Tabela 8: Valores de cálculo da resistência à flexão.....	30
Tabela 9: Valores do Produto de Rigidez obtidos experimentalmente	31
Tabela 10: Valores de tensão resistente	35
Tabela 11: Valores de tensão de rotura ao arrancamento.....	36
Tabela 12: Valores de cargas e momentos considerados para dimensionamento dos painéis	41
Tabela 13: Comparação entre os momentos fletores atuantes e momentos resistentes.....	41
Tabela 14: Cálculos de pré-dimensionamento das vigas metálicas.....	44
Tabela 15: Propriedades geométricas do perfil de aço adotado	44
Tabela 16: Cálculos de pré-dimensionamento das vigas de bordadura.....	45
Tabela 17: Características geométricas do perfil IPE	46
Tabela 18: Cargas atuantes na cobertura.....	48
Tabela 19: Cálculos de pré-dimensionamento dos pilares	49
Tabela 20: Características geométricas da seção transversal do perfil HEB adotado.....	49
Tabela 21: Esforços de verificação de segurança dos painéis.....	51
Tabela 22: Valores de verificação da flecha elástica em serviço	51

Tabela 23: Valores de esforços para painel cortado simplesmente apoiado e com uma parede divisória a meio vão	52
Tabela 24: Valores de momentos máximos nas vigas obtidos na modelação	54
Tabela 25: Valores de esforço axial máximo nos pilares obtidos na modelação	54

LISTA DE ACRÓNIMOS E SIMBOLOGIA

Acrónimos

EC3 – Eurocódigo 3

EC4 – Eurocódigo 4

EPS – Poliestireno Expandido

F.S. – Fator de Segurança

LGSF – Light Gouge Steel Framing

LREC – Laboratório Regional de Engenharia Civil

OBS – Oriented Strand Board

RAM – Região Autónoma da Madeira

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes

Simbologia

Letras minúsculas

f_y – Tensão de cedência do aço

l_i – Largura de influência

pp – Peso próprio

pp_k – Valor característico do peso próprio

p_w - Valor da ação do vento

rcp – Restantes cargas permanentes

sc – Sobrecarga

t_f – Espessura do banzo do perfil metálico

t_w – Espessura da alma do perfil metálico

w_k – Valor característico da pressão dinâmica do vento

Letras maiúsculas

A – Área

EI – Produto de Rigidez de Flexão

L – Comprimento do vão

M_{Ed} – Valor de dimensionamento do momento fletor

$M_{Pad,k}$ – Momento fletor referente ao valor característico da carga máxima admissível

$M_{Pmáx}$ – Momento fletor devido à carga máxima

M_{pp} – Momento fletor devido ao peso próprio

M_r – Momento resistente

M_{rd} – Valor de cálculo do momento resistente

M_{rk} – Valor característico do momento resistente

$M_{r/m}$ – Momento de resistência média à flexão

N_{Ed} – Valor de dimensionamento do esforço normal

N_{rd} – Esforço normal resistente

P – Carga genérica

P_{ad} – Carga máxima admissível

$P_{ad,k}$ – Valor característico da carga máxima admissível

$P_{ad,média}$ – Valor médio da carga máxima admissível

P_{Ed} – Valor de dimensionamento da carga atuante

$P_{m\acute{a}x}$ – Carga máxima

S_d – Combinação de ações

$T_{r,k}$ – Valor característico da tensão de rotura ao arrancamento

$T_{r,m\acute{e}dia}$ – Valor médio da tensão de rotura ao arrancamento

$T_{r,rd}$ – Valor de cálculo da tensão de rotura ao arrancamento

W_{pl} – Módulo de flexão plástico

Letras Gregas

γ_g – Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

γ_q – Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis

δ – Flecha elástica

∂_{pe} – Coeficiente de pressão exterior

∂_{pi} – Coeficiente de pressão interior

σ_{ad} – Tensão máxima admissível

$\sigma_{ad,k}$ – Valor característico da tensão máxima admissível

$\sigma_{ad,m\acute{e}dia}$ – Valor médio da tensão máxima admissível

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – Tensão máxima

σ_{rd} – Valor de cálculo da tensão resistente à compressão

AGRADECIMENTOS

A vida é meramente passageira e no espaço temporal em que vivemos são as pessoas que encontramos e as experiências e sentimentos que trocamos que nos definem como Ser Humano. Todos os dias fazemos história e todos os dias há alguém que a partilha connosco. Findando este capítulo, gostaria assim de poder colocar em palavras a minha gratidão para com todos aqueles que partilharam comigo esta caminhada.

Ao meu professor e orientador, Professor Dr. Lino Maia, pela sua orientação na execução desta tarefa e pela sua disponibilidade.

Aos meus antigos professores, desde o início da minha vida de estudante até a esta etapa, por toda a sabedoria que me transmitiram e pela sua dedicação em ensinar.

A todos os meus amigos, que não necessitam de ser referenciados para saberem o quando lhes estou grato pelo seu apoio e sobretudo pela sua amizade.

A Catarina pelo seu apoio incondicional e por tudo.

Finalmente à minha família, em especial ao meu irmão e aos meus pais por todos os valores que me transmitiram, pelo seu apoio, o seu afeto e pelo esforço através do qual me proporcionaram educação. A eles devo tudo aquilo que sou.

O meu sincero obrigado.

Funchal, setembro 2015

João David Sousa

1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. INTRODUÇÃO

As exigências construtivas dos dias que correm apontam no sentido da execução de construções sustentáveis e otimizadas para um alto desempenho e rendimento. Visando esta meta, graças aos sucessivos avanços tecnológicos, têm vindo a surgir durante as últimas décadas soluções inovadoras de construção que integram novos tipos de materiais. Dentro desta categoria de materiais pouco tradicionais no sector da construção enquadram-se os materiais compósitos.

Os materiais compósitos permitem usufruir da simbiose de dois ou vários materiais com o objetivo de num só produto final obter as melhores características de cada material, otimizando assim o resultado da combinação. Devido à conjuntura económica atual o sector da construção encontra-se em fase de reinvenção e soluções construtivas com estes tipos de materiais geralmente utilizados noutros sectores, são um produto emergente no mercado.

Devido a estes aspetos, surgem no mercado produtos como os painéis compósitos pré-fabricados comercializados pela empresa “Painel Portugal, Lda.” Estes painéis pretendem satisfazer necessidades energéticas, económicas, estruturais e de conforto dos edifícios modernos através da sua integração em diferentes sistemas. O material em questão têm um bom desempenho no que diz respeito ao seu rendimento de aplicação, à suma simplicidade de aplicação e ao reduzido peso próprio. Até à presente data a sua utilização foi basicamente limitada à construção de sistemas de paredes de fachada e paredes divisórias interiores.

Como o material aparenta resistência, será essencial verificar a possibilidade da sua aplicação como material estrutural para que não se limite o mesmo às soluções nas quais já é aplicado. Desta forma o

material deve ser analisado em laboratório e ensaiado de forma normalizada para se aferirem as suas capacidades resistentes.

Existem no mercado soluções que já preconizam o uso de painéis de outros tipos em sistemas estruturais. Uma dessas soluções é o sistema de laje utilizado na filosofia estrutural de Light Gouge Steel Framing. Adaptando essas soluções julga-se possível e viável criar uma solução de laje que inclua os painéis aligeirados que são analisados no presente documento.

1.2. MOTIVAÇÃO

Os painéis de núcleo de betão leve aligeirado com granulado de EPS e placas superficiais de Megapan® comercializados pela empresa “Painel Portugal, Lda.” são um material de construção produzidos na ilha da Madeira onde as técnicas de construção mais correntes são sistematicamente aplicadas há décadas e advém de um período em que não se consideravam determinados aspetos de construção sustentável que são requisitos nos dias que correm.

Desta forma, dadas as características do material em estudo, julga-se necessário que um material que vise ser uma alternativa viável às soluções tradicionais seja analisado e sejam escrutinadas as suas propriedades de resistência para o caso de aplicação em sistemas estruturais.

Embora esta temática já tenha sido abordada numa dissertação de mestrado [8] a presente dissertação pretende aprofundar o estudo dos painéis em questão através de uma análise de testes de laboratório e de cálculo de propriedades do material.

1.3. OBJETIVOS

Esta dissertação tem por objetivo principal analisar a resistência mecânica dos painéis de núcleo de betão leve aligeirado com granulado de EPS e placas superficiais de Megapan® comercializados pela empresa “Painel Portugal, Lda.”

Pretende-se através dos dados obtidos em ensaios efetuados aos Painéis no Laboratório Regional de Engenharia Civil calcular as propriedades resistentes do material em questão e sugerir uma metodologia de dimensionamento e uma solução construtiva para o uso dos painéis integrados num sistema estrutural.

Desta forma pretende-se divulgar este produto que já se encontra no mercado e contribuir para a introdução de novas metodologias de construção na realidade do sector em Portugal.

1.4. CONTRIBUIÇÕES CIENTÍFICAS E LIMITAÇÕES

Esta dissertação vem contribuir para a divulgação dos painéis de betão leve como material de uso estrutural sugerindo valores de referência para futuras aplicações estruturais do material.

As principais limitações ao exercício de elaboração do presente documento, prendem-se com a relativamente pouca informação disponível sobre o produto em questão. O trabalho foi também limitado pela quantidade de ensaios realizados. Uma melhor caracterização carece de ensaios mais exaustivos e específicos que, por motivos económicos, a sua realização não foi possível.

1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos. O primeiro (presente) capítulo é introdutório e como tal, pretende descrever sucintamente o assunto estudado no documento fazendo uma breve introdução ao tema e explicitando a motivação do estudo.

O segundo capítulo pretende enquadrar o leitor no tema estudado e introduzir os conceitos de material compósito e da aplicação de painéis compósitos no sector da construção. Exemplifica-se nesse capítulo o uso de painéis compósitos em sistemas estruturais do tipo Light Gauge Steel Framing. São também apresentadas nesse capítulo as características gerais do material em estudo e as suas propriedades geométricas.

No terceiro capítulo é efetuada descrição dos ensaios realizados aos painéis em questão e são apresentados os respetivos resultados. Nesse capítulo é realizada um tratamento desses dados e calculadas as propriedades de resistência mecânica do material.

No quarto capítulo realiza-se um estudo expedito de dimensionamento de um sistema de laje que inclui os painéis em estudo como laje de pavimento. Apresenta-se uma solução construtiva e a pormenorização respetiva.

O último capítulo faz uma análise final ao trabalho realizado, descrevendo as conclusões obtidas e prevendo considerações e desenvolvimentos futuros no tema em estudo.

2

GENERALIDADES

2.1. MATERIAL COMPÓSITO

Em geral, pode-se definir um material compósito como um material composto por dois ou mais materiais que no conjunto oferecem certas propriedades, como se de um único material se tratasse. O fabrico de materiais compósitos tem por objetivo tomar partido das propriedades de dois materiais molecularmente separados mas mecanicamente separáveis, para que no conjunto, as propriedades finais do material compósito sejam superiores às propriedades iniciais de cada um dos seus constituintes [6, 14].

Logo atrás do sector da aeronáutica e dos transportes, o sector da construção é a segunda maior área de aplicação deste tipo de material. Estima-se que nos Estados Unidos da América, os materiais compósitos serão soluções prioritárias em reabilitações futuras, principalmente no que diz respeito a pontes e viadutos. A sua aplicação nesta área advém de diversas vantagens tais como: tempos de construção reduzidos, fácil manobrabilidade, rapidez de futuras reparações e reduzidos custos de manutenção durante o ciclo de vida do material [13].

2.2. ANÁLISE HISTÓRICA DO USO DE PAINÉIS COMPÓSITOS

Desde os seus primórdios que o Homem é confrontado com necessidade de sobreviver adaptando-se ao meio envolvente. E foi desse instinto de adaptação ao meio que surgiram as primeiras habitações contruídas pelos humanos. Com instrumentos e materiais primitivos tais como pedra, osso e madeira, foram construídos essencialmente pequenos abrigos de cariz temporário visto que inicialmente, para sobreviver, o Homem dependia unicamente dos produtos da natureza em bruto, motivo pelo qual a espécie adotou um comportamento nómada.

Com o desenvolvimento do conhecimento, nomeadamente das técnicas da agricultura e da pecuária, a espécie humana deixou de ter necessidade de praticar o nomadismo e passou a fixar-se em locais que permitiam aplicar os novos conhecimentos e garantir assim a sua subsistência. Desta fixação surgiram então novas carências habitacionais e uma demanda por novos materiais que permitissem construções duráveis, com maior resistência e maior nível de conforto.

Foi assim, nesta fase que surgiram os primeiros materiais compósitos. Sendo um dos mais notáveis o tijolo e as suas variantes, que se tornou assim o material de construção de eleição na zona da Mesopotâmia devido à escassez de outras matérias-primas como a madeira. Em exemplo destes primeiros materiais compósitos temos a civilização egípcia que desenvolveu tijolo para construção utilizando o barro proveniente das margens do Nilo e reforçando-o com palhas no seu interior (Figura 2.1), tomando assim vantagem das propriedades de dois materiais diferentes que existiam em abundância no seu meio [8]. A utilização de palha permite distribuir as tensões de retração por toda a massa durante a secagem diminuindo também a massa volúmica e aumentando a resistência mecânica [12]. A Figura 2.2 é uma ilustração da antiga civilização egípcia descoberta num túmulo da 18ª dinastia e que retrata eventos do quotidiano daquela civilização, de entre muitos, a execução de tijolos de barro e os trabalhos da sua aplicação.



Figura 2.1: Tijolos argilosos reforçados com palha no seu interior

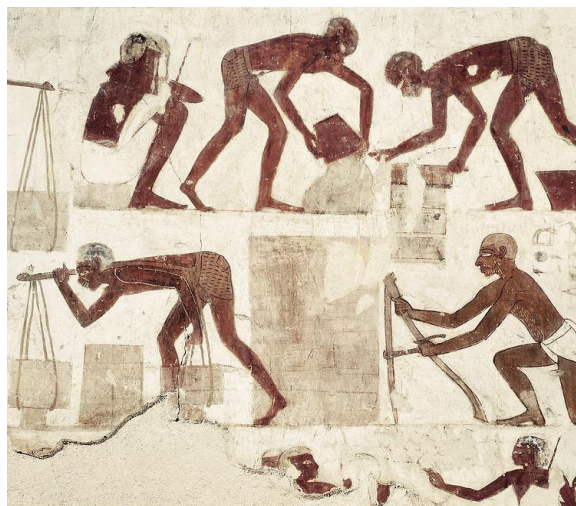


Figura 2.2: Gravura egípcia nas paredes do túmulo de Rekhmire que ilustra trabalhos com tijolos

Com a evolução do Homem e numa demanda por edifícios cada vez mais otimizados e adequados às necessidades das diferentes épocas foram surgindo novos materiais compósitos que permitissem

satisfazer as exigências. Temos assim a invenção do cimento e das misturas dele proveniente e mais tarde, em grande parte devido à revolução industrial, a introdução do aço na construção. Através do estudo da simbiose entre o betão e o aço, surgiu o betão armado que rapidamente se tornaria no material compósito mundialmente mais utilizado ramo da construção.

A introdução do betão armado na construção resultou num grande crescimento do sector e na materialização de soluções estruturais mais rebuscadas e inovadoras. Contudo, devido à crescente demanda por materiais que satisfaçam ambas exigências estruturais e de conforto, a procura de materiais cada vez mais otimizados não estagnou.

Nesta ordem de pensamento, a necessidade de elementos estruturais leves e resistentes levou à adaptação, ao sector da construção, dos painéis *sandwich* tipicamente utilizados na indústria aeronáutica e naval. Este tipo de painel foi introduzidos primeiramente durante a segunda grande guerra mundial na construção de aeronaves sob a forma de folhas laminadas de madeira, com núcleo também em madeira (Figura 2.3 e Figura 2.4) [7]. Acompanhando a evolução dos materiais tais como metais e polímeros, estes painéis encontram-se atualmente bastante estudados e otimizados para a construção naval e aeroespacial e existem em grande variedade, fazendo uso das propriedades de vários tipos de materiais.

A título de exemplo, temos o sucedido na cidade de Nova York que desde a década de 90 do século passado tem sido alvo da aplicação de materiais compósitos sob a forma de painel na construção de pontes novas e na substituição de pontes de betão. A utilização destes painéis é justificada pelo tempo de construção relativamente reduzido (no caso de pontes pequenas) o que permite reduzir custos diretos de mão-de-obra e custos inerentes ao impedimento da circulação na metrópole. É de salientar que esta solução vem também da necessidade de induzir pesos próprios menores a estruturas antigas [5].



Figura 2.3: Construção de aeronaves com fuselagem de painéis *sandwich* de madeira durante a segunda guerra mundial



Figura 2.4: Aeronave “mosquito” construída com painéis de madeira de Balsa durante a segunda guerra mundial

Na atualidade portuguesa, apesar da grande profusão destes novos materiais, ainda se verifica uma predominância dos materiais de construção mais tradicionais. Sendo que a construção nos dias de hoje baseia-se ainda em sistemas construtivos desenvolvidos há mais de 50 anos e que pouco evoluíram durante os tempos [12]. Na maior parte dos casos, a construção portuguesa segue sistematicamente uma fórmula: paredes exteriores em alvenaria dupla de tijolo, paredes interiores em alvenaria simples de tijolo (no caso da RAM o tijolo é substituído por blocos de cimento) e no que concerne à estrutura, utiliza-se vulgarmente sistemas de pórticos em betão armado (com lajes em vigotas pré-esforçadas em alguns casos).

A não proliferação em Portugal de materiais de construção recentes tais como os painéis sanduiche com núcleo de betão leve aligeirado com granulado de EPS e placas de revestimento superficial, prende-se em grande parte à baixa qualificação dos operários de construção, à falta de formação técnica e aos custos associados à utilização de materiais não convencionais.

2.3. PAINÉIS EM SISTEMA ESTRUTURAL LIGHT GAUGE STEEL FRAMING (LGSF)

Este sistema estrutural de estruturas metálicas de baixo peso próprio surgiu em resposta aos avanços no ramo da construção sustentável e eficiente. Os princípios desta filosofia estrutural assentam na utilização de elementos estruturais pré-fabricados e normalizados, permitindo uma maior eficácia nos processos de projeção e de construção.

O elemento principal destes sistemas estruturais, e daí o seu nome, é o aço galvanizado de baixa espessura moldado a frio (Figura 2.5). Para melhorar o seu desempenho, este sistema faz uso da interação do aço estrutural com variados materiais.



Figura 2.5: Perfil de aço galvanizado



Figura 2.6: Habitação edificada em sistema LGSF

Os pormenores construtivos para soluções de LGSF encontram-se bastante estudados e existem recomendações tipo para diversos casos tais como paredes exteriores, paredes interiores, lajes e coberturas.

No que diz respeito a lajes de piso, consoante as cargas atuantes, existem diversas soluções para o pavimento estrutural (ver exemplo da Figura 2.7). Entre outras, pode-se recorrer ao uso de painéis de aglomerados de madeira e cimento, painéis laminados de madeira (por exemplo painéis do tipo OSB) ou laje de betão com cofragem colaborante em chapa metálica [12]. No caso de painéis, estes assentam sobre uma estrutura de vigas metálicas calculada para as cargas em questão e geralmente a ligação entre a chapa e o perfil metálico da viga é feita mecanicamente através de aparafusamento.

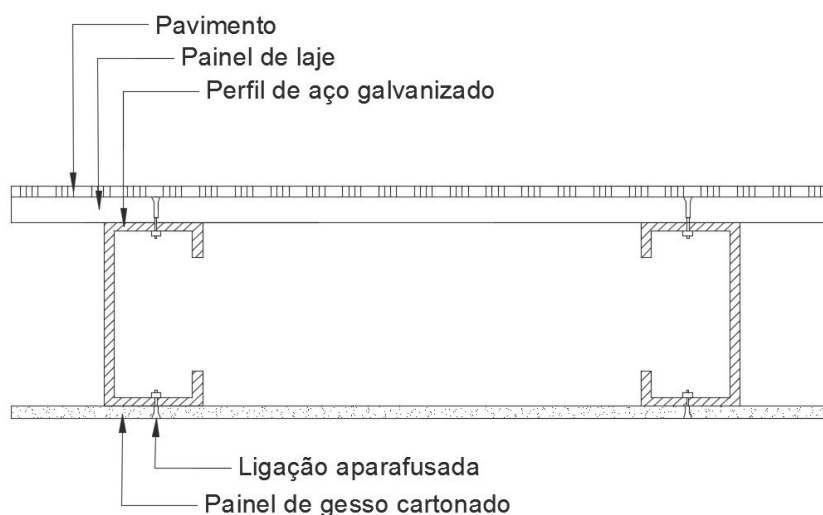


Figura 2.7: Pormenor construtivo de laje de piso em sistema LGSF com recurso a painel de laje

2.4. DESCRIÇÃO GERAL DOS PAINÉIS EM ESTUDO

Neste documento serão estudados painéis compósitos para utilização em sistemas modulares de construção (Figura 2.9) constituídos por um núcleo em betão aligeirado de EPS e por duas placas de revestimento superficial (Figura 2.8). Este material é produzido pela empresa “Painel Portugal, Lda.” que tem por objetivo oferecer um produto que permita reduzir custos de construção através da otimização dos materiais. Este produto encontra-se no mercado desde 2012 e já conta com aplicações em diferentes países da comunidade europeia e noutros, tais como Venezuela, Angola, Moçambique, Guiné Equatorial, Argélia e Paraguai.

Doravante, no presente documento, o produto será referido como “painel” (ou painéis).



Figura 2.8: Amostra esquemática da constituição dos painéis



Figura 2.9: Encaixe vertical de dois painéis

Estes painéis são pré-fabricados para construção modular e até à data, são essencialmente utilizados para a execução de paredes divisórias e fachadas. A sua aplicação em obra na montagem de paredes é relativamente simples pois os painéis são pré-fabricados com sistema de encaixe macho-fêmea e as suas dimensões estão padronizadas. As principais vantagens, anunciadas pela empresa, deste produto em relação a paredes de alvenaria tradicionais são [2]:

- Isolamento acústico – Em testes realizados os painéis obtiveram um diferencial sonoro de 24 Db na frequência dos 125 Hz e de 43 Db na frequência dos 2000 Hz.
- Isolamento térmico – Os materiais utilizados conferem propriedades de resistência à transferência térmica.
- Resistência à Água – O painel é completamente estanque pelo que permite a construção de infraestruturas de contenção de água desde que as juntas sejam bem isoladas.
- Resistência ao fogo – Os painéis estão em conformidade com critérios internacionais de segurança. As placas de revestimento superficial são idealizadas para resistir ao fogo. Testes realizados mostram que os painéis resistem a uma temperatura de 1000 graus centígrados durante 4 horas e não emitem gases tóxicos quando submetidos às chamas.
- Facilidade e rapidez de construção – As experiências efetuadas pelo produtor, indicam que para soluções de paredes de alvenaria, os painéis permitem obter um bom rendimento principalmente quando comparado com soluções tradicionais.

2.4.1. MATERIAIS

Os materiais utilizados no fabrico deste tipo de painéis consistem essencialmente em betão aligeirado que constitui o núcleo, e placas superficiais e na cola que garante a aderência entre o núcleo e as placas.

- **BETÃO**

O betão utilizado no núcleo dos painéis comercializados pela “Painel Portugal, Lda” é composto essencialmente por cimento CEM II / A-L 42.5R, areia fina e granulado de EPS (Figura 2.10).

- **PLACAS SUPERFICIAIS**

As placas de revestimento superficial são de marca registada e encontram-se no mercado com o nome Megapan® (Figura 2.11). A sua composição química assenta numa combinação de Oxido de Magnésio com cloreto de Magnésio. Estas placas possuem uma superfície lisa (acabada) e uma superfície rugosa para colagem ao núcleo do painel [1].

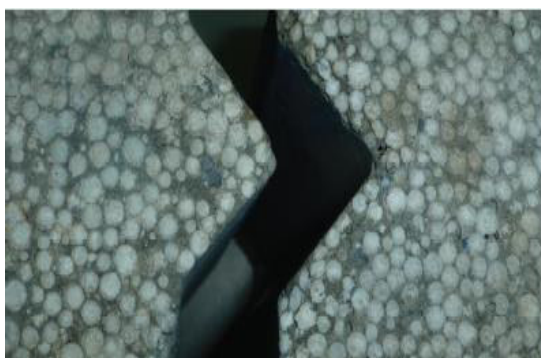


Figura 2.10: Pormenor do material do núcleo num encaixe entre dois painéis



Figura 2.11: Placas Megapan®

2.4.2. DIMENSÕES

Os painéis são produzidos em fábrica com dimensões otimizadas para o transporte em contentor e para a sua aplicabilidade, permitindo projetar e idealizar variadas soluções. Na Tabela 1 são apresentadas as características geométricas dos painéis e o seu peso próprio.

Note-se que para as dimensões apresentadas na Tabela 1 é desconhecido o respetivo coeficiente de variação.

Tabela 1: Dimensões e massa dos painéis

Espessuras [mm]	Altura [mm]	Largura [mm]	Massa [kg/painel]	Peso [kN/m ²]
60	2270	610	44,87	0,44
90			68,32	0,67
120			90,75	0,89
150			114,21	1,12

2.4.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A empresa “Painel Portugal, Lda” conta com aplicações do seu produto em vários países num variado leque de soluções. Numa generalidade dos casos, os painéis foram utilizados, consoante as suas espessuras, da seguinte forma [2]:

Painel com 60 mm – Revestimento de pavimentos em substituição de betonilhas; paredes de encosto; bancadas ou tampos; modulação de espaços comerciais.

Painel com 90 mm – Paredes divisórias interiores; revestimento de coberturas.

Painéis com 120 e 150 mm – Paredes exteriores.

Nas figuras seguintes (Figura 2.12 – Figura 2.17) estão representadas algumas aplicações deste produto pré-fabricado.



Figura 2.12: Montagem de parede exterior



Figura 2.13: Painéis em paredes exteriores e interiores de uma moradia



Figura 2.14: Fachada exterior de um prédio



Figura 2.15: Montagem de paredes interiores



Figura 2.16: Painéis usados em sistema de contenção



Figura 2.17: Resultado final de um escritório de vendas construído com os painéis

2.4.4. VANTAGENS NA APLICAÇÃO ESTRUTURAL

Na sua possível aplicação como material integrante de um sistema estrutural, verifica-se que os painéis analisados possuem as seguintes características gerais:

- Reduzido peso próprio;
- Facilidade e rapidez de aplicação;
- O material por si só já permite verificar certos requisitos energéticos;
- As soluções estruturais executadas em painéis dispensam a utilização de cofragem;
- Facilidade de reabilitações/reparações ou substituições futuras do material.

3

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1. ENQUADRAMENTO

Por ser um material de construção relativamente recente, ainda não existe uma norma europeia harmonizada afeta a painéis de sanduiche com núcleo de betão leve aligeirado com granulado de EPS e placas de revestimento superficial, que permita definir os ensaios necessários à caracterização dos mesmos. Assim, por analogia, foram adaptados ensaios normalizados usualmente utilizados na caracterização de outros materiais de construção.

3.2. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A seguinte avaliação vem na sequência do protocolo entre a empresa “Painel Portugal, Lda.” e a Universidade da Madeira, através do qual foram analisados os boletins de ensaios realizados no Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), que permitem a caracterização mecânica dos Painéis. Com base nessa análise, escrutina-se as resistências dos painéis, nomeadamente no que concerne à resistência à flexão, à compressão e ao arrancamento. É importante referir que todos os painéis ensaiados tinham pelo menos 28 dias de idade no momento do ensaio. No presente subcapítulo serão descritos os ensaios realizados e apresentados os respetivos valores obtidos.

3.2.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A fim de aferir a resistência à flexão dos painéis, foram realizados ensaios para diferentes espessuras de painel, nomeadamente 60, 90, 120 e 150 mm. Para cada uma das espessuras foram ensaiados três painéis, sendo que cada um dos painéis foi utilizado em dois ensaios diferentes.

Os ensaios realizados foram adaptados da norma NP EN 13747:2005 + A2:2012 – Produtos pré-fabricados em betão. Pré-lajes para pavimentos. Para se obter uma caracterização o mais refinada possível, adaptou-se o método descrito na norma para um primeiro ensaio com duas cargas pontuais e posteriormente para um ensaio com uma só carga pontual.

No primeiro ensaio, considerou-se o Painel como sendo uma laje com 2.0 metros de vão e aplicou-se cargas a 1/3 e a 2/3 do mesmo (Figura 3.1 a)). Carregou-se os painéis de modo a provocar rotura total (Figura 3.1 b)), pelo que cada painel ficou dividido em duas partes mais pequenas. O segundo ensaio consistiu em avaliar a resistência à flexão de cada uma dessas partes mais pequenas obtidas no primeiro ensaio, através da aplicação de uma carga pontual a meio do novo vão de cerca de 60 cm (Figura 3.1 c)).

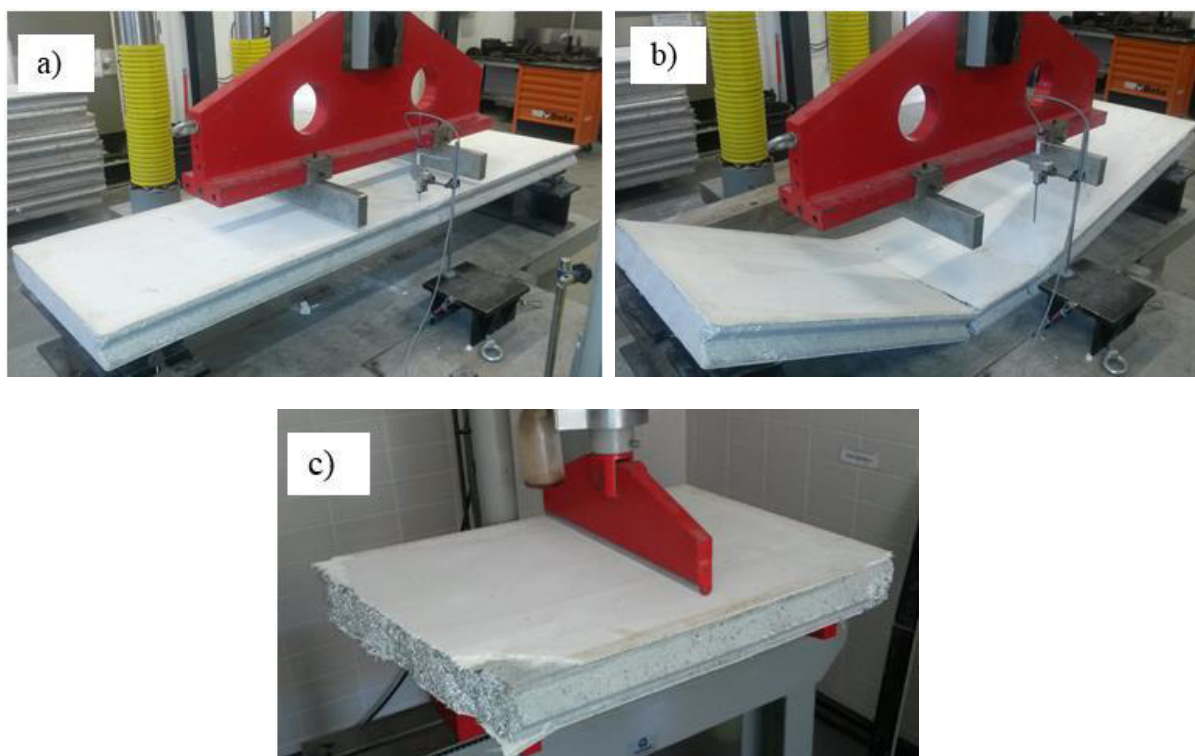


Figura 3.1: a) Ensaio com duas cargas pontuais b) Rotura do Painel sujeito a duas cargas pontuais c) Ensaio a parte do painel sujeito a uma carga pontual.

Na Tabela 2 estão representados valores de força máxima e deformação à força máxima obtidos para os diferentes painéis das diferentes espessuras (60, 90, 120 e 150 mm) quer no primeiro ensaio com duas cargas pontuais, quer no segundo com uma carga pontual em metades dos painéis. Analogamente, nas Figura 3.2 – Figura 3.9 apresentam-se os gráficos obtidos nos ensaios.

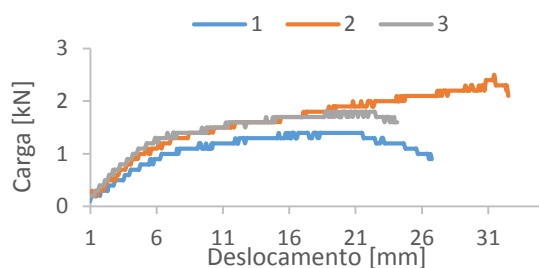


Figura 3.2: Ensaio a Pannel inteiro de 60 mm

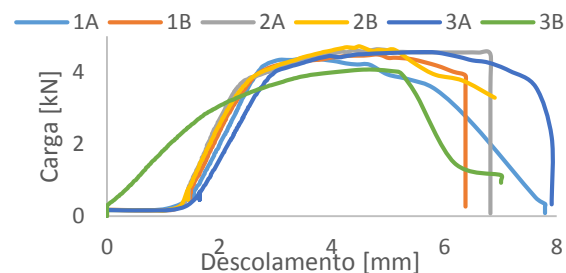


Figura 3.3: Ensaio a metades dos painéis de 60 mm

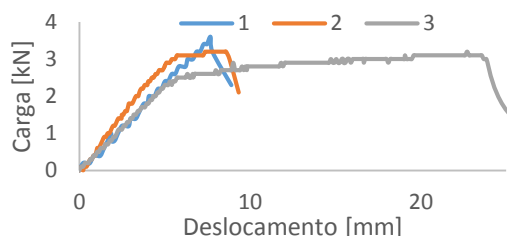


Figura 3.4: Ensaio a painel inteiro de 90 mm

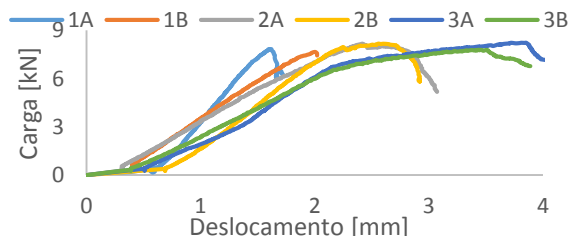


Figura 3.5: Ensaio a metades do painel de 90 mm

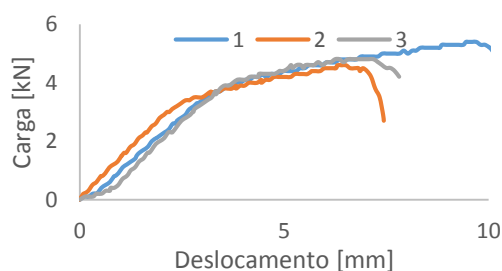


Figura 3.6: Ensaio a painel inteiro de 120 mm

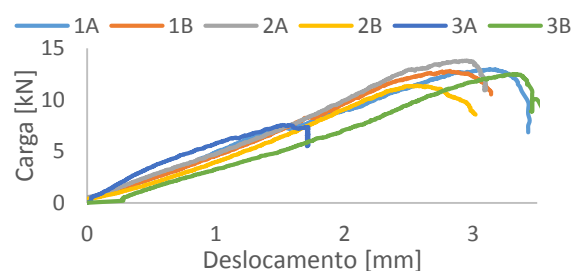


Figura 3.7: Ensaio a metades do painel de 120 mm

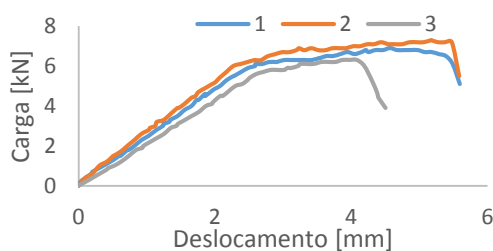


Figura 3.8: Ensaio a painel de 150 mm

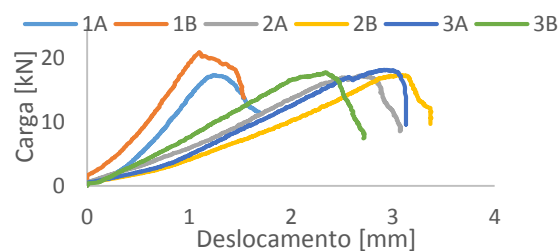


Figura 3.9: Ensaio a metades do painel de 150 mm

Tabela 2: Valores obtidos nos dois ensaios à flexão para painéis das diferentes espessuras

Espessura [mm]	Painel	Primeiro ensaio com duas cargas pontuais		Segundo ensaio com uma carga pontual	
		Força Máxima [kN]	Flecha à força Máxima [mm]	Força Máxima [kN]	Flecha à força Máxima [mm]
60	1	1,4	15,21	4,4	3,6
				4,5	4,81
	2	2,5	31,47	4,6	4,84
				4,7	4,5
	3	1,8	18,74	4,6	5,57
				4,1	4,61
	Média	1,6	17	4,5	4,7
90	1	3,6	7,67	7,8	1,6
				7,7	2
	2	3,2	7,35	8,2	2,42
				8,2	2,56
	3	3,2	22,71	8,2	3,85
				7,8	3,44
	Média	3,3	12,6	8	2,6
120	1	5,4	9,44	13	3,13
				12,8	2,82
	2	4,6	6,3	13,8	2,95
				11,4	2,57
	3	4,8	6,25	7,6	1,52
				12,5	3,31
	Média	4,9	7,3	11,9	2,7
150	1	6,9	4,57	17,4	1,24
				20,9	1,1
	2	7,3	5,17	17,3	2,68
				17,4	3,04
	3	6,3	3,88	18,2	2,94
				17,8	2,35
	Média	6,8	4,5	18,2	2,2
150	Desvio Padrão	0,41	0,53	1,26	0,78
	Coeficiente de Variação	6%	12%	7%	35%

3.2.2. ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para a caracterização da resistência à compressão dos painéis, foram adoptadas metodologias de ensaio directas e indirectas. A metodologia directa consistiu em ensaios efectuados directamente sobre os painéis ao passo que, na metodologia indirecta foram efectuados ensaios a mostras cúbicas de betão aligeirado de EPS e a carotes cilindricos extraídos do núcleo de um painel com 150 mm de espessura.

3.2.2.1 METODOLOGIA DIRECTA

Na metodologia directa foram efectuados ensaios directamente em painéis para todas as espessuras standard (60, 90, 120 e 150 mm). Para cada uma das espessuras foram efectuados dois tipos de ensaios à compressão que foram adaptados da norma ‘NP EN 1052-1:2002 Métodos de Ensaio para Alvenaria. Parte 1: Determinação da Resistência à Compressão’. O primeiro tipo foi um ensaio de compressão ao painel inteiro e consistiu na aplicação de uma carga uniformemente distribuída na direcção perpendicular à menor seção do painel. Para o segundo ensaio cortou-se painéis em três partes iguais (aproximadamente 75 cm de altura) e realizou-se o ensaio à compressão a cada uma delas, aplicando uma carga uniformemente distribuída perpendicularmente à menor seção do painel.

Seguidamente são apresentados os gráficos de carga/deslocamento registados nos ensaios de compressão de painéis inteiros e de terços de painel (Figura 3.10-Figura 3.17). Apresentam-se também na Tabela 3 os valores das respectivas forças e tensões máximas de compressão.

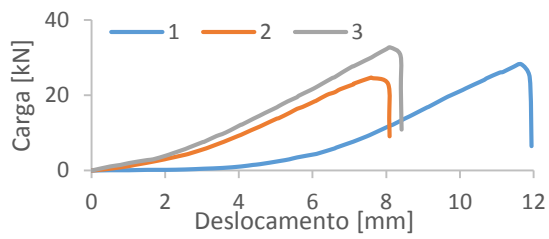


Figura 3.10: Ensaio a painéis de 60 mm

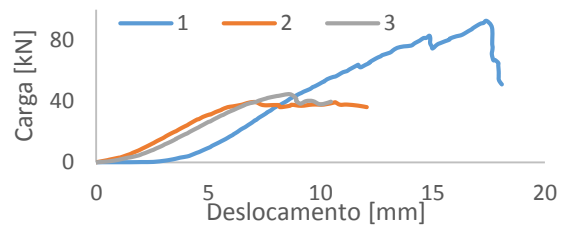


Figura 3.11: Ensaio a terços de painéis de 60 mm

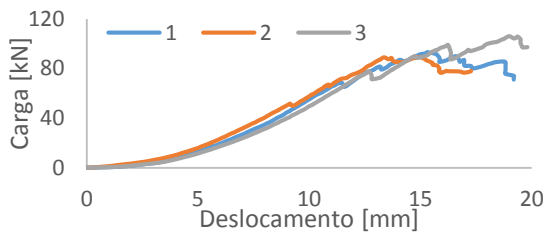


Figura 3.12: Ensaio a painéis de 90 mm

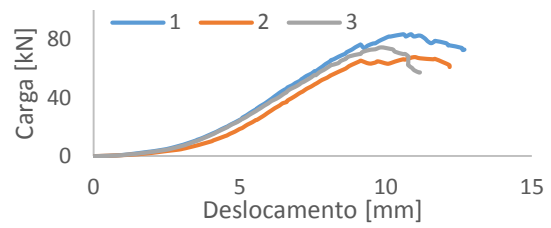


Figura 3.13: Ensaio a terços de painéis de 90 mm

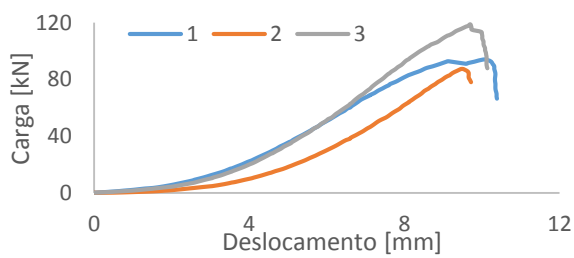


Figura 3.14: Ensaio a painéis de 120 mm

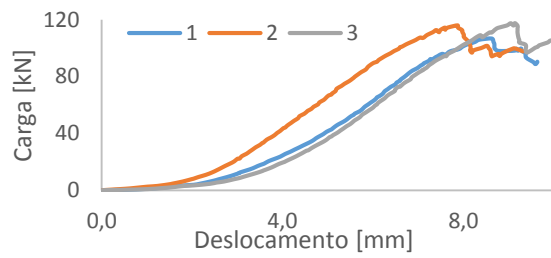


Figura 3.15: Ensaio a terços de painéis de 120 mm

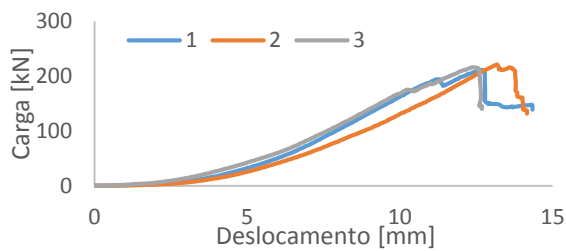


Figura 3.16: Ensaio a painéis de 150 mm

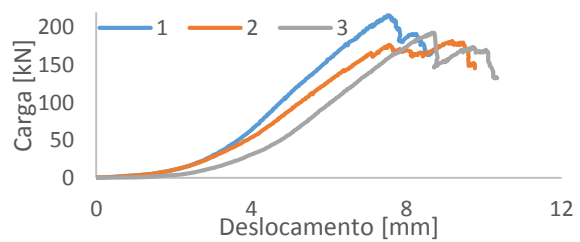


Figura 3.17: Ensaio a terços de painéis de 150 mm

Tabela 3: Valores obtidos nos ensaios à compressão de painéis inteiros e terços de painel

Espessura [mm]	Provete	Ensaio ao painel inteiro		Ensaio a 1/3 do painel inteiro	
		Força Máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]	Força Máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
60	1	28,2	0,77	92,5	2,53*
	2	24,7	0,67	39,4	1,08
	3	32,7	0,89	44,5	1,22
	Média	28,5	0,8	42	1,2
	Desvio padrão	3,27	0,09	2,55	0,07
	Coeficiente de Variação	11%	12%	6%	6%
90	1	93,2	1,7	83,5	1,52
	2	89,4	1,63	67,8	1,23
	3	106,1	1,93	74,4	1,36
	Média	96,2	1,8	75,2	1,4
	Desvio padrão	7,15	0,13	6,44	0,12
	Coeficiente de Variação	7%	7%	9%	9%
120	1	94	1,28	106,7	1,46
	2	87,4	1,19	116	1,58
	3	118,8	1,62	117,6	1,61
	Média	100,1	1,4	113,4	1,6
	Desvio padrão	13,52	0,19	4,81	0,06
	Coeficiente de Variação	14%	14%	4%	4%
150	1	211,1	2,31	215,7	2,36
	2	220,8	2,41	182	1,99
	3	215,9	2,36	193	2,11
	Média	215,9	2,4	196,9	2,2
	Desvio padrão	3,96	0,04	14,03	0,15
	Coeficiente de Variação	2%	2%	7%	7%

3.2.2.1 METODOLOGIA INDIRETA

i) Ensaio em amostras cúbicas de betão leve constituinte do núcleo dos painéis

A fim de avaliar a evolução da resistência à compressão dos painéis, optou-se por analisar a evolução da resistência à compressão do betão constituinte do núcleo dos mesmos. Esta avaliação, além de permitir obter informações diretas do betão, permite avaliar a evolução da resistência à compressão do

núcleo dos painéis e outras propriedades mecânicas do mesmo em idades relevantes, mais concretamente na idade de desmolde (aproximadamente 18 horas) e idade de fim de cura (aproximadamente 7 dias). Para a realização destes ensaios adaptou-se o ensaio descrito na norma NP EN 12390-3:2011 – Resistência à compressão de cubos de ensaio.

Desta forma, foram efetuados, durante uma amassadura realizada para a produção de painéis, provetes cúbicos de betão leve aligeirado com granulado de EPS. Os referidos provetes foram betonados com as devidas precauções por forma a garantir que os mesmos ficavam completamente preenchidos, contudo, por prevenção da ocorrência de segregação, optou-se por não vibrar os provetes.

Na

Tabela 4 apresentam-se os valores obtidos de Força e Tensão, às idades de 1 dia, 7 dias e 28 dias, para os provetes cúbicos ensaiados. É de salientar que o “Cubo 2” foi tido como válido (embora apresente valores diferentes dos restantes e induza um coeficiente de variação elevado fruto de ligeira segregação do betão aligeirado) pois, analisando os gráficos de Força/Descolamento presentes nos boletins de ensaio, não se detetou nenhuma anomalia.

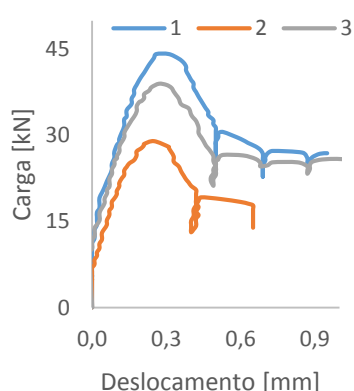


Figura 3.18: Ensaio à compressão de cubos com 1 dia de idade

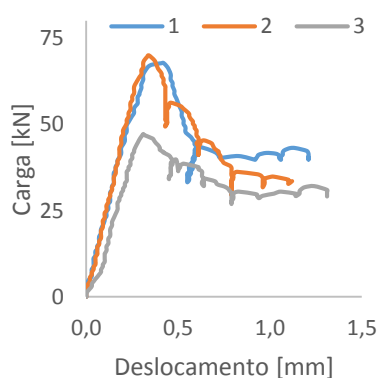


Figura 3.19: Ensaio à compressão de cubos com 7 dias de idade

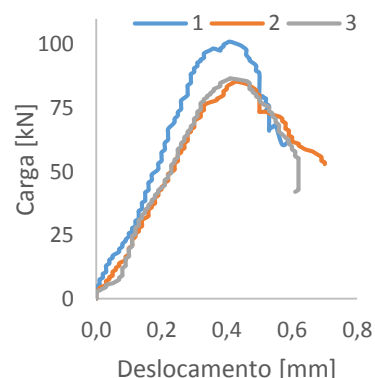


Figura 3.20: Ensaio à compressão de cubos com 28 dias de idade

Tabela 4: Valores de forças e tensões máximas obtidos nos ensaios à compressão de cubos de betão leve constituinte do núcleo dos painéis

Provete	1º Dia		7º Dia		28º Dia	
	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
Cubo 1	44,2	1,96	67,8	3,01	101	4,49
Cubo 2	29	1,29	69,9	3,11	85,3	3,79
Cubo 3	39	1,73	47,2	2,1	86,6	3,85
Média	37,4	1,7	61,6	2,7	91,0	4,0
Desvio padrão	6,31	0,28	10,24	0,45	7,11	0,32
Coeficiente de variação	17%		17%		8%	

ii) Ensaaios indiretos em amostras cilíndricas extraídas do núcleo de painéis

Para uma caracterização mais refinada da resistência à compressão dos painéis, foram ensaiadas carotes cilíndricos extraídos do núcleo de um painel. Uma vez que as faces do painel coincidem com as bases do cilindro, é de salientar que ao comprimir estas carotes na direção perpendicular à superfície plana do painel (bases do cilindro), os valores resultantes do ensaio são valores diretos para a resistência ao esmagamento dos painéis.

Para este ensaio adaptou-se o ensaio descrito na norma NP EN 12390-3:2011 – Resistência à compressão de cilindros de ensaio. Para a realização do ensaio foram extraídas três carotes cilíndricas (com 150 mm de diâmetro) de um painel com 150 mm de espessura e com mais de 28 dias de idade. As três carotes, Carote 1, Carote 2 e Carote 3, foram extraídas respetivamente das zonas superior, intermédia e inferior do painel. Isto porque os painéis são betonados na vertical, e assim sendo a zona superior, intermédia e inferior, referem-se à localização no momento da produção.

Na Figura 3.25 são apresentados os gráficos de força/deslocamento obtidos neste ensaio e na respetiva Tabela 5 apresenta-se os valores de força e tensão registados. Nenhum dos ensaios foi excluído e a partir da interpretação dos valores, mesmo aparentando existir um aumento da resistência à compressão em altura, tal tendência carece de mais ensaios para ser considerada.



Figura 3.21: Extração de carotes cilíndricos



Figura 3.22: Carote cilíndrica



Figura 3.23: Ensaio à compressão da carote cilíndrica



Figura 3.24: Pannel após extração das três carotes

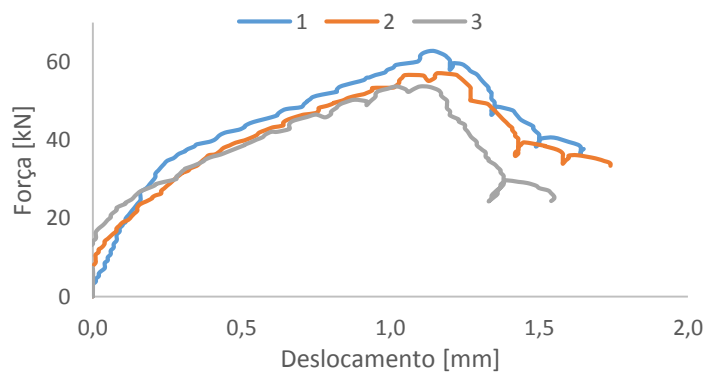


Figura 3.25: Gráfico obtido nos ensaios à compressão das carotes cilíndricas

Tabela 5: Valores de forças e tensões máximas obtidos nos ensaios à compressão de carotes cilíndricas extraídas do núcleo dos painéis

Provete	Força [kN]	Tensão [MPa]
Carote 1	62,7	3,55
Carote 2	57,1	3,23
Carote 3	53,7	3,04
Média	57,8	3,3
Desvio Padrão	3,71	0,21
Coeficiente de Variação	6%	

3.2.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Para avaliação da resistência da ligação entre as placas de revestimento superficial megapan® e o núcleo dos painéis, adaptou-se o ensaio descrito na norma EN 1015-12:2000 – Métodos de Ensaio de Argamassas para Alvenaria. Parte 19: Determinação da tensão de aderência de argamassas de reboco endurecidas sobre substratos. Ao todo foram realizados cinco ensaios.

Na realização destes ensaios, era expectável observar um dos seguintes tipos de rotura:

- A- Rotura coesiva da placa de revestimento superficial: O valor da aderência da placa de revestimento ao núcleo do painel é superior ao valor obtido
- B- Rotura coesiva do núcleo de betão leve: O valor da aderência da placa de revestimento ao núcleo do painel é superior ao valor obtido.
- C- Rotura adesiva entre a placa de revestimento superficial e o núcleo de betão: O valor da aderência da placa ao núcleo do painel é o valor obtido.

Na Figura 3.26 é representado de forma esquemática cada tipo de rotura. Na Tabela 6 são apresentados os valores de força e tensão de aderência obtidos nos ensaios, bem como o tipo de rotura apresentada.

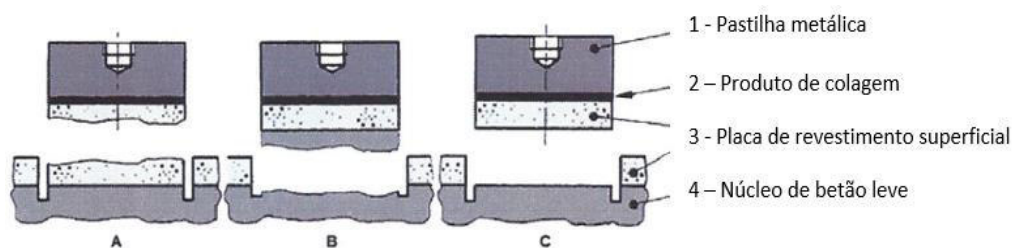


Figura 3.26: Tipos de rotura ao arrancamento

Tabela 6: Valores de Força e Tensão de aderência obtidos dos ensaios ao arrancamento

Ensaio	Força [kN]	Tensão de aderência [MPa]	Tipo de rotura
Arrancamento 1	400	0,204	B
Arrancamento 2	380	0,194	B
Arrancamento 3	470	0,239	B
Média	416,67	0,21	
Desvio Padrão	38,59	0,02	
Coeficiente de variação	9%		

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste subcapítulo é feita uma análise aos resultados atrás apresentados, pretendendo assim, proceder à caracterização mecânica dos painéis ensaiados. Segue-se assim com o cálculo das principais grandezas para caracterização mecânica do painel: momento resistente à flexão, a tensão resistente à compressão e tensão de rotura ao arrancamento.

O objetivo desta análise será avaliar a possibilidade de utilização dos painéis ensaiados em sistemas estruturais (como por exemplo o seu uso como laje pré-fabricada). Por se tratar de um material relativamente recente e devido à escassez de informação relativa ao seu comportamento estrutural e à quantidade de testes realizados, optou-se por aplicar coeficientes de segurança mais conservadores do que aqueles utilizados para materiais de construção mais correntes.

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Para a caracterização da resistência à flexão foram efetuados cálculos utilizando os dados presentes na Tabela 2. Dessa forma foi possível aferir o Momento Resistente dos painéis através de duas análises:

- Uma análise que teve em conta apenas os valores médios (cálculo da resistência à flexão média);
- Outra análise que introduz um tratamento de dados que tem em conta a resposta elástica do painel ao carregamento (cálculo da resistência à flexão de cálculo).

3.3.1.1. PRIMEIRA ANÁLISE: CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO MÉDIA ($M_{r/m}$)

Através dos ensaios efetuados, verifica-se que para o cálculo da resistência à flexão é necessário considerar duas parcelas de esforços:

- Parcela da carga máxima aplicada diretamente pelo macaco hidráulico da prensa;
- Parcela referente ao peso próprio do painel ensaiado.

Sendo que a parcela referente ao peso próprio do painel, para efeitos de cálculo, é considerada como uma carga uniformemente distribuída que atua no mesmo sentido das cargas aplicadas.

Os valores obtidos nos dois tipos de ensaios para resistência média à flexão ($M_{r/m}$) estão apresentados na Tabela 7. Note-se que estes valores correspondem a valores médios e caso se pretenda efetuar dimensionamento estrutural utilizando estes valores de $M_{r/m}$, é necessário que através de uma análise pelo método dos coeficientes globais de segurança, se adote um coeficiente de segurança bastante conservativo.

Tabela 7: Valores médios de resistência à flexão

Painel	Tipo de Ensaio	pp [kN/m/0,61m]	M_{pp} [kN.m/0,61m]	P_{max} [kN/0,61m]	$M_{P_{max}}$ [kN/0,61m]	M_r [kN.m/0,61m]	$M_{r/m}$ [kN.m/m]
60 mm	2 Cargas	0,27	0,13	1,90	0,63	0,77	1,26
	1 Carga	0,26	0,01	4,48	0,67	0,68	1,12
90 mm	2 Cargas	0,41	0,20	3,33	1,11	1,32	2,16
	1 Carga	0,40	0,02	7,98	1,20	1,21	1,99
120 mm	2 Cargas	0,54	0,27	4,93	1,64	1,92	3,14
	1 Carga	0,53	0,02	11,84	1,78	1,80	2,95
150 mm	2 Cargas	0,68	0,34	6,83	2,28	2,62	4,29
	1 Carga	0,67	0,03	18,15	2,72	2,75	4,51

3.3.1.2. SEGUNDA ANÁLISE: CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE CÁLCULO (M_{rd})

Para efeitos de dimensionamento estrutural, é comum utilizar uma análise baseada em coeficientes parciais de segurança. Por esse motivo, é necessário determinar os valores da resistência à flexão de cálculo para cada painel.

Considerou-se que para efeitos de dimensionamento, importa considerar a resposta elástica do painel ao carregamento. Para tal, decidiu-se ajustar uma reta aos gráficos de Força/Deslocamento obtidos para cada ensaio na zona em que os mesmos apresentassem comportamento linear (aumento de força aproximadamente proporcional ao aumento de deslocamento). Através deste tratamento de dados, tornou-se possível calcular as seguintes grandezas:

I) CARGA MÁXIMA ADMISSÍVEL OU CARGA DE CEDÊNCIA

À semelhança do que acontece com o aço, é sensato considerar que o valor da resistência é dado por uma “tensão de cedência” (f_y no caso do aço) e não diretamente pela “tensão máxima” (f_u no caso do aço). Neste sentido o painel entrará em “cedência” quando atingir o valor da força máxima admissível ou carga de cedência (P_{ad}).

A metodologia adotada para determinar a carga máxima admissível baseou-se na análise dos gráficos de Força/Deformação resultantes dos ensaios. Foram selecionados os pontos do gráfico que induziam o mesmo a uma variação aproximada do comportamento linear e, com os mesmos, foi definida uma reta de tendência que exprimisse essa linearidade. Para definir o valor de P_{ad} , decidiu-se adotar o valor da interceção dessa reta ajustada com o gráfico de Força/Deslocamento (Figura 3.27), tendo em conta valores inferiores a 75% da carga máxima. As retas ajustadas para cada caso, encontram-se em anexo em A1. e A2.

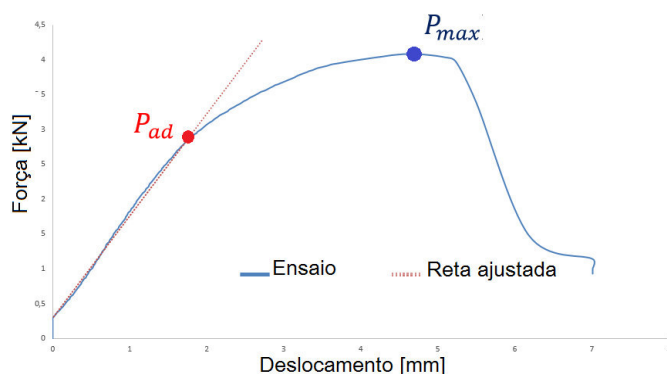


Figura 3.27: Determinação da força máxima admissível de um painel através da análise do gráfico de Força/Deformação

Note-se que para cada caso foram desprezadas as incoerências dos gráficos no arranque do ensaio. Através dos diversos valores experimentais obtém-se então o valor médio para a carga máxima admissível ($P_{ad,média}$) e o coeficiente de variação que lhe corresponde.

II) VALOR CARACTERÍSTICO DA CARGA MÁXIMA ADMISSÍVEL

O valor característico da carga máxima admissível ($P_{ad,k}$) deve ser determinado de modo a garantir que pelo menos 95% das vezes o valor obtido para P_{ad} é superior ao valor de $P_{ad,k}$. Admitindo que os resultados seguem uma distribuição normal, temos que:

$$P_{ad,k} = P_{ad,médio} \times (1 - 1,645 \times Coef. Variação_{P_{ad,médio}})$$

Partindo do valor de $P_{ad,k}$ é assim possível determinar o valor do momento resistente característico ($M_{P_{ad,k}}$) devido à aplicação da carga.

III) VALOR CARACTERÍSTICO DO PESO PRÓPRIO

Dado que o peso próprio do painel (pp) é uma variável sobre a qual se desconhece o coeficiente de variação mas que devido à produção em massa é relativamente pouco dispersa, de forma conservadora adota-se que o valor característico para o peso próprio do painel (pp_k) é de 90% do peso próprio do painel. Ou seja:

$$pp_k = 0,90 \times pp$$

Partindo do valor de pp_k é assim possível determinar o valor do momento resistente característico ($M_{pp,k}$) relativo à parcela do peso próprio.

IV) VALOR CARACTERÍSTICO DO MOMENTO RESISTENTE

Como já referido, o momento resistente, consideram-se as parcelas referentes à força atuante ($M_{P_{ad,k}}$) e a parcela referente ao peso próprio ($M_{pp,k}$). Assim, para determinação do momento resistente característico (M_{rk}), temos:

$$M_{rk} = M_{P_{ad,k}} + M_{pp,k}$$

V) VALOR DE CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE

Como os painéis em questão são um material relativamente pouco estudado, a probabilidade de erro associada ao material ser ainda desconhecida e o seu comportamento à exposição a agentes agressivos ainda não ter sido estudado; Admite-se que é necessário recorrer a um coeficiente de segurança conservativo para determinação do momento resistente de cálculo (M_{rd}). Na presente análise optou-se por usar um coeficiente de segurança de 2,0 dado que os painéis em questão são de materiais derivados de betão e que o coeficiente usual para o material betão é de 1,5. Note-se que este coeficiente de segurança poderá ser aumentado sempre que seja posta em causa a qualidade dos painéis ou caso se considerem valores de P_{ad} superiores a 75% da carga máxima.

$$M_{rd} = M_{rk}/2,0$$

Os valores obtidos através desta análise são apresentados seguidamente na forma de tabela.

Tabela 8: Valores de cálculo da resistência à flexão

Painel	Tipo de Ensaio	p_p [kN.m/0,61m]	$p_{p,k}$ [kN.m/0,61m]	$M_{pp,k}$ [kN.m/0,61m]	$P_{ad,média}$ [kN]	$P_{ad,k}$ [kN]	$M_{P_{ad,k}}$ [kN.m/0,61m]	M_{rk} [kN.m/0,61]	M_{rk} [kN.m/m]	M_{rd} [kN.m/m]
60 mm	2 Cargas	0,27	0,24	0,12	1,17	1,09	0,36	0,48	0,79	0,40
	1 Carga	0,26	0,24	0,01	3,53	2,79	0,42	0,43	0,70	0,35
90 mm	2 Cargas	0,41	0,37	0,18	2,77	2,33	0,78	0,96	1,58	0,79
	1 Carga	0,40	0,36	0,02	6,83	6,30	0,94	0,96	1,58	0,79
120 mm	2 Cargas	0,54	0,49	0,24	3,87	3,31	1,10	1,35	2,21	1,10
	1 Carga	0,53	0,48	0,02	9,16	5,26	0,79	0,81	1,33	0,66
150 mm	2 Cargas	0,68	0,61	0,31	6,17	5,36	1,79	2,09	3,43	1,72
	1 Carga	0,67	0,60	0,03	14,01	11,87	1,78	1,81	2,96	1,48

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DOS DOIS TIPOS DE ENSAIOS

Comparando os resultados da Tabela 8 para os valores obtidos nos dois tipos de ensaio (duas cargas aplicadas a painéis inteiros com uma carga aplicada a metades de painéis) observa-se que os valores dos momentos resistentes são semelhantes para esses dois tipos de ensaio. Assim sendo, os resultados obtidos podem dizer-se consistentes.

Contudo, como no ensaio a partes de painéis, essas partes já teriam sido ensaiadas no primeiro ensaio e como a carga aplicada no segundo ensaio impõe um momento máximo somente à única secção de aplicação de carga que pode não corresponder à secção de menor resistência. Assim, considera-se que os valores obtidos no primeiro ensaio são mais representativos dos valores de resistência dos painéis. Desta forma aconselha-se, para efeitos de análise estrutural, considerar os valores do momento resistente obtidos no primeiro ensaio. Para casos devidamente justificados poder-se-á considerar os valores provenientes do segundo ensaio (como por exemplo cargas de faca aplicadas ao painel ou utilização de partes de um painel).

3.3.1.3. CÁLCULO DO PRODUTO DE RIGIDEZ (EI)

Através dos dados experimentais, foi possível determinar o produto de rigidez para cada espessura de painel ensaiado. Este valor é um dado importante para futuras verificações de serviço do comportamento dos painéis sujeitos à flexão.

Neste ponto foram considerados unicamente os ensaios efetuados a painéis inteiros por se considerar que são mais representativos do comportamento total de um painel à flexão.

Para determinação de EI, considerou-se comportamento elástico de deformação da viga de tal forma que só se consideraram os valores experimentais consignados à parte do gráfico de Força/Deslocamento que apresentava comportamento aproximado ao elástico. Ou seja, foi considerada a reta já antes definida no cálculo da carga máxima admissível (note-se que foi desprezada a contribuição do peso próprio do painel na flecha elástica). Através da adaptação de tabelas de deslocamento elásticos em vigas [10] foi admitida, para as condições do carregamento e de apoios do painel, a seguinte equação:

$$\delta = \frac{23}{648} \times \frac{P}{2} \times \frac{L^3}{EI}$$

Resolvendo em ordem a EI e, considerando que $\frac{P}{\delta}$ é dado pelo declive da reta já enunciada que define o comportamento elástico do gráfico Força/Deslocamento obteve-se os valores presentes na Tabela 9 para o Produto de Rigidez.

Tabela 9: Valores do Produto de Rigidez obtidos experimentalmente

Painel [mm]	60	90	120	150
EI [kN.m ²]	28,60	69,31	158,25	300,87

3.3.2. CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

ENSAIOS A PAINÉIS

Fazendo uma comparação entre os dados obtidos nos ensaios à compressão (Figura 3.28 e Figura 3.29) para painéis inteiros e terços de painéis, verificamos que ao contrário do que seria de esperar, não é possível afirmar com clareza que os ensaios aos provetes menores (terços de painel) conduzem a resistências à compressão superiores às obtidas através dos ensaios a painéis inteiros.

Analizando separadamente os resultados para cada tipo de ensaio, verificamos que os ensaios a terços de painéis apresentam uma tendência relativamente definida de aumento da carga resistente e das tensões de compressão com o aumento da espessura do painel. Ao contrário, para os ensaios a painéis inteiros não é possível definir semelhante tendência. Esta diferença deve-se essencialmente ao facto de alguns dos ensaios a painéis inteiros poderem ter sido efetuados com o painel a desenvolver encurvadura devido à sua esbelteza.

Assim sendo, considera-se mais representativo para cálculo da resistência à compressão, considerar apenas os valores obtidos nos ensaios a terços de painel.

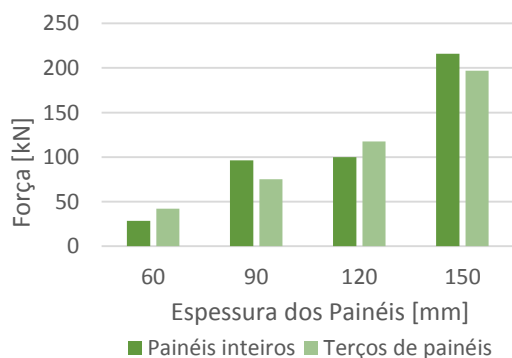


Figura 3.28: Comparação dos resultados de Força entre dois tipos de ensaio para as diferentes espessuras

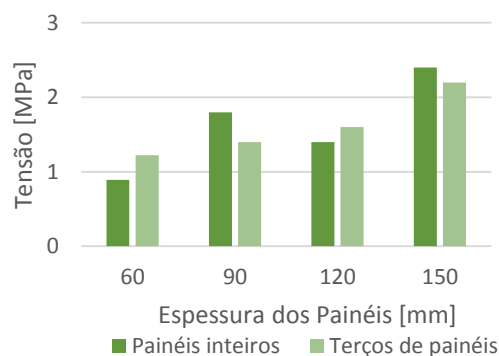


Figura 3.29: Comparação dos resultados de Tensão entre dois tipos de ensaio para as diferentes espessuras

ENSAIOS A CUBOS DE BETÃO

Comparando os resultados obtidos nos ensaios a cubos de betão com os resultados obtidos para os ensaios de compressão a painéis, verificamos que não há convergência de valores. Enquanto que nos ensaios a cubos de betão leve com idade de 28 dias o valor médio de tensão obtido é de 4.0 MPa, o valor

médio obtido para painéis inteiros de 150 mm de espessura é de 2.4 MPa e o valor médio para terços de painel é de 2.2 MPa. Desta forma julga-se mais conservativo considerar, para efeitos de cálculo estrutural, os dados obtidos nos ensaios a terços de painéis.

ENSAIOS A CAROTES CILÍNDRICAS

Embora os resultados mostrem um aumento de resistência em altura, esta tendência carece de mais ensaios para poder ser considerada. Mesmo que coeficiente de variação para o painel ensaiado seja relativamente pequeno (6%) pode ser posta em causa a homogeneidade do núcleo.

3.3.2.1 CÁLCULO DA TENSÃO RESISTENTE À COMPRESSÃO DE CÁLCULO (σ_{rd})

Para este processo de cálculo, e pelos motivos anteriormente mencionados, foram considerados apenas os ensaios efetuados a terços de painéis. À semelhança do efetuado para o cálculo da resistência à flexão de cálculo, optou-se por considerar, para efeitos de cálculo, a parte de comportamento aproximadamente elástico do gráfico de Tensão/Extensão. Através desse tratamento de dados, obteve-se as seguintes grandezas:

I) TENSÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL (σ_{ad})

Analisando os gráficos de Tensão/Extensão, verificamos que antes de se atingir a tensão máxima (σ_{max}) o painel perde o seu comportamento aproximado do elástico. Assim por analogia ao já efetuado para a caracterização da resistência à flexão, optou-se por considerar uma tensão admissível (σ_{ad}) em detrimento da σ_{max} .

A metodologia adotada baseou-se no mesmo princípio utilizado na determinação da carga máxima admissível de flexão, pelo que foi definida, através dos pontos do gráfico experimental, uma reta de tendência referente à parcela do gráfico que apresentasse um comportamento aproximado a linear. Para definir o valor de σ_{ad} , decidiu-se adotar o valor da interceção da reta ajustada com o gráfico de Tensão/Extensão (Figura 3.30), sendo que este valor foi limitado a 75% da tensão máxima.

Os gráficos representativos das retas ajustadas para cada caso encontram-se em anexo em A3.

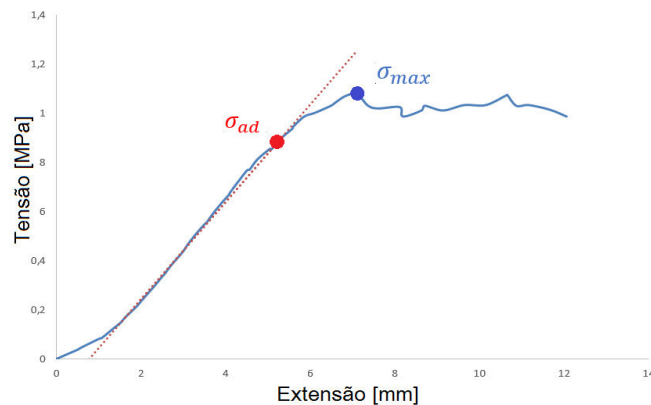


Figura 3.30: Determinação da Tensão máxima admissível de um painel através da análise do gráfico de Tensão/Extensão

Usando os dados dos diferentes ensaios é assim possível determinar o valor médio da tensão admissível ($\sigma_{ad,média}$) e o seu coeficiente de variação.

II) VALOR CARACTERÍSTICO DA TENSÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL ($\sigma_{ad,k}$)

O valor característico da tensão de máxima admissível ($\sigma_{ad,k}$) deve ser determinado de modo a garantir que pelo menos 95% das vezes o valor obtido para σ_{ad} é superior ao valor de $\sigma_{ad,k}$. Admitindo que os resultados seguem uma distribuição normal, temos que:

$$\sigma_{ad,k} = \sigma_{ad,média} \times (1 - 1,645 \times Coef. Variação_{\sigma_{ad,média}})$$

III) VALOR DA TENSÃO RESISTENTE DE CÁLCULO (σ_{rd}).

À semelhança do que foi anteriormente efetuado no cálculo do momento resistente à flexão, pelos motivos já dispostos, optou-se por considerar um fator de segurança de 2,0 para o cálculo do valor da tensão resistente de cálculo. Assim, temos que:

$$\sigma_{rd} = \sigma_{ad,k} / 2.0$$

Seguindo o procedimento descrito chegamos aos resultados apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Valores de tensão resistente

Espessura	σ_{max} [MPa]	$\sigma_{ad,média}$ [MPa]	$\sigma_{ad,k}$ [MPa]	σ_{rd} [MPa]
60 mm	1,61	1,20	0,57	0,28
90 mm	1,37	1,15	1,10	0,55
120 mm	1,55	1,33	1,22	0,61
150 mm	2,15	1,88	1,65	0,83

3.3.3. CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Relativamente à resistência ao arrancamento, verificou-se que a rotura ao arrancamento deu-se sempre pelo núcleo do painel, o que significa que os valores de aderência entre a placa de revestimento e núcleo do painel são superiores aos valores obtidos.

3.3.3.1 CÁLCULO DA TENSÃO DE ROTURA AO ARRANCAMENTO

Através dos resultados obtidos nos ensaios, calculou-se assim as seguintes grandezas:

I) VALOR CARACTERÍSTICO DA TENSÃO DE ROTURA AO ARRANCAMENTO ($T_{r,k}$)

O valor característico da tensão de rotura ao arrancamento foi determinado de forma a garantir que pelo menos 95% das vezes o valor médio obtido para a tensão de rotura ao arrancamento ($T_{r,média}$) é superior ao valor de ($T_{r,k}$). Admitindo que os resultados seguem uma distribuição normal, temos que:

$$T_{r,k} = T_{r,média} \times (1 - 1,645 \times Coef.Variação_{T_{r,média}})$$

II) VALOR DE CÁLCULO DA TENSÃO DE ROTURA AO ARRANCAMENTO ($T_{r,rd}$)

Em semelha ao considerado anteriormente, optou-se por considerar um fator de segurança de 2,0 para obtenção da $T_{r,rd}$. Assim, temos:

$$T_{r,rd} = T_{r,k}/2.0$$

Assim seguindo estes procedimentos de cálculo, obteve-se os valores apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Valores de tensão de rotura ao arrancamento

$T_{r,max}$ [MPa]	$T_{r,média}$ [MPa]	$T_{r,k}$ [MPa]	$T_{r,rd}$ [MPa]
0,24	0,21	0,18	0,09

4

CASO DE ESTUDO

4.1. DESCRIÇÃO

No presente capítulo apresenta-se o dimensionamento de uma solução estrutural que tem por base a utilização dos painéis em estudo. Partindo de peças desenhadas de uma possível moradia unifamiliar a executar na zona periférica da cidade do Funchal, idealizou-se um sistema estrutural que combina a utilização de vigas e colunas metálicas com laje de painéis de betão leve.

Na Figura 4.1 é ilustrada a fachada principal do edifício em questão. Este consiste num edifício para habitação com dois pisos habitáveis e uma cobertura inclinada (não acessível). As paredes exteriores foram projetadas para serem executadas utilizando painéis de betão leve de 150 mm de espessura e as paredes divisórias interiores foram idealizadas em painéis de 90 mm.

No que diz respeito à utilização do edifício, idealizou-se que no primeiro piso (Figura 4.3) se situariam somente quartos de dormir e casas de banho acessórias ao passo que no piso térreo (Figura 4.2) temos a cozinha, sala de jantar e sala de estar.

Para efeitos de coerência e homogeneidade para com o sistema estrutural, e minimizando a quantidade de betão armado utilizado no edifício, considerou-se escadas metálicas.

Para o presente estudo estrutural, importa referir que apenas se optou por dimensionar a parte acessível da laje do primeiro piso, pois o objetivo principal é averiguar a possibilidade da integração dos painéis de betão leve comercializados pela empresa “Painel Portugal, Lda.” num sistema estrutural. Verificando-se esta possibilidade, apresentar-se-á uma solução e recomendações construtivas a adotar, adaptadas de soluções que são geralmente utilizadas para outros tipos de materiais.

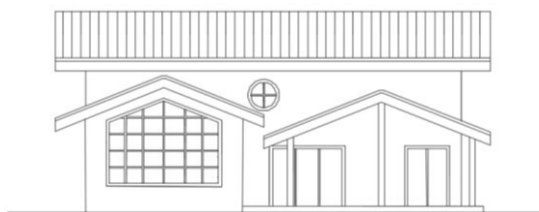


Figura 4.1: Fachada principal da moradia



Figura 4.2: Planta do piso térreo

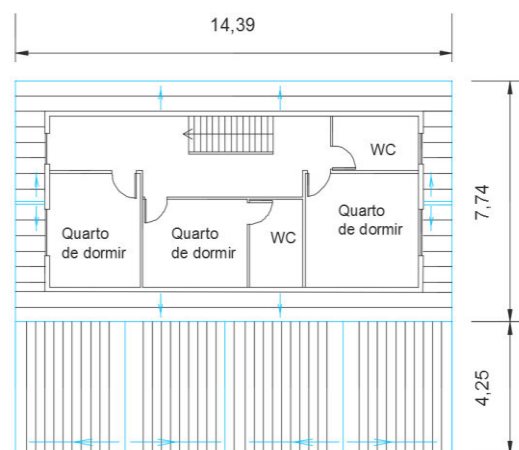


Figura 4.3: Planta do piso 1

Note-se que a arquitetura apresentada é apenas um exemplo com o propósito de sustentar o exercício académico em causa, pelo que não foi tido em conta um grande rigor no que toca a aspetos arquitetónicos. Os desenhos à escala encontram-se em anexo no Desenho n.º 1.

4.2. DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento do sistema de laje, a metodologia adotada pretende aferir o primeiramente o sistema de apoio a adotar para os painéis. Seguidamente será efetuado um primeiro dimensionamento da estrutura metálica de suporte aos painéis. Numa fase posterior será verificada a segurança dos painéis para os casos mais gravosos de carregamento e será também analisado o seu comportamento em serviço.

Para verificar a segurança da estrutura metálica como um todo, optou-se por modela-la num *software* de cálculo de elementos finitos. Assim analisou-se expeditamente o esforço máximo em cada elemento (pilar e viga) e verificou-se que este não ultrapassava o valor de esforço resistente da seção adotada.

Para efeitos de dimensionamento, como referido anteriormente, considerou-se apenas a parte acessível da cobertura do piso 1 (Figura 4.4).

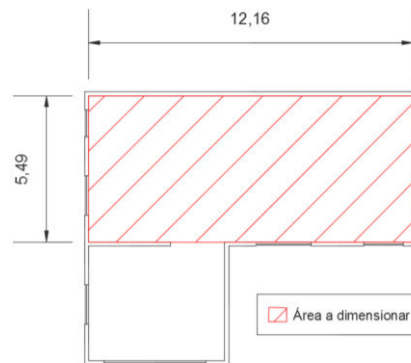


Figura 4.4: Área da laje a dimensionar (a vermelho)

4.2.1. MODELO DE APOIO DOS PAINÉIS E CARGAS ATUANTES

Para definir o sistema estrutural da laje e para seleccionar a espessura de painel a utilizar, foi calculado o momento atuante para vários modelos de apoio. Partindo do pressuposto que o painel assenta sobre vigas metálicas, optou-se por analisar primeiramente um modelo com um só vão em que o painel é apoiado somente nas extremidades (Figura 4.5), seguidamente um modelo com dois vãos em que o painel é apoiado nas extremidades e a meio (Figura 4.6) e ainda um modelo em que o painel é apoiado nos seus terços (Figura 4.7).



Figura 4.5: Painel apoiado nas extremidades



Figura 4.6: Painel a meio e nas pontas



Figura 4.7: Painel apoiado nos seus terços

Para determinação das cargas atuantes considerou-se o disposto pelo Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [3].

Desta forma, optou-se por dividir as cargas actantes em cargas permanentes e cargas variáveis. Nas cargas permanentes considerou-se o peso próprio dos painéis e as restantes cargas permanentes (rcp) – peso de restantes elementos não estruturais (pavimento, paredes divisórias, etc.). Nas ações variáveis foi apenas considerada a ação vertical da sobrecarga.

Por desconhecimento e de forma análoga ao geralmente adotado para estruturas semelhantes, para o peso dos elementos não estruturais de equipamentos, pavimento e afins, adotou-se um valor de carga de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Para finalizar as cargas permanentes, o peso das paredes divisórias foi considerado como uma carga uniformemente distribuída na laje. Tendo em conta que as paredes divisórias foram idealizadas em painéis de 90 mm, adaptou-se, à semelhança do que é vulgar considerar no dimensionamento de estruturas de betão armado, que a carga uniformemente distribuída que diz respeito ao peso das paredes divisórias é 40% do peso das mesmas. Assim temos: $rcp = 1,5 + (0,4 \times pp_{\text{paredes divisórias}} \times P_{\text{é direito}})$.

Para o valor da sobrecarga adotou-se o recomendado no artigo 35 do RSA para sobrecargas em pavimentos destinados a utilização de carácter privado, ou seja $2,0 \text{ kN/m}^2$.

Para uma análise ao Estado Limite Último de rotura do painel, optou-se por considerar fatores de majoração das cargas de 1,5 para as ações variáveis e igualmente de 1,5 para as ações permanentes. Note-se que se poderia adotar um valor inferior para o facto de majoração do peso próprio devido a que a incerteza na determinação do seu valor é menor que a incerteza de determinação do valor da sobrecarga, ainda assim adotou-se, de forma conservativa, o mesmo valor.

Obtiveram-se assim os resultados da Tabela 12 para valores de momento máximo atuante de dimensionamento para os painéis das diferentes espessuras, nos dois sistemas estruturais analisados.

Note-se que para analisar o painel apoiado nas extremidades e a meio (dois vãos) e o painel apoiados nos terços (3 vãos), foi considerada alternância de sobrecarga, ou seja, verificou-se ser mais condicionante a sobrecarga atuando apenas num dos vãos do painel (Figura 4.8 e Figura 4.10).

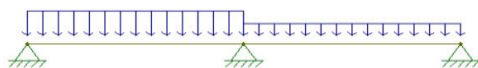


Figura 4.8: Modelo de cálculo com sobrecarga atuando num só vão (3 apoios)



Figura 4.9: Diagrama de Momento Fletor do modelo com alternância de sobrecarga (3 apoios)

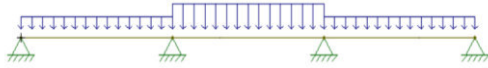


Figura 4.10: Modelo de cálculo com sobrecarga atuando num só vão (4 apoios)

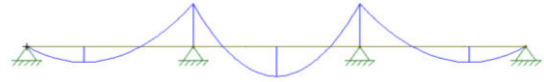


Figura 4.11: Diagrama de Momento Fletor do modelo com alternância de sobrecarga (4 apoios)

Como é possível verificar pelo diagrama de momento fletor da Figura 4.9 e da Figura 4.11, obtiveram-se dois momentos máximos para a solução do painel com três e quatro apoios: o momento máximo positivo (M_{Ed+}) e o momento máximo negativo (M_{Ed-}). Para fins de dimensionamento, considerou-se o maior dos dois como sendo o condicionante.

Tabela 12: Valores de cargas e momentos considerados para dimensionamento dos painéis

Espessura [mm]	s_c [kN/m ²]	s_p [kN/m ²]	s_{cp} [kN/m ²]	P_{Ed} [kN/m ²]	P_{Ed} [kN/m]	Painel apoiado nas extremidades		Painel apoiado nas extremidades e a meio			Painel apoiado nos terços		
						Vão [m]	M_{Ed} [kN.m]	Vãos [m]	M_{Ed+} [kN.m]	M_{sd-} [kN.m]	Vãos [m]	M_{Ed+} [kN.m]	M_{sd-} [kN.m]
60	2,0	0,4	2,1	6,8	4,1	2,27	2,65	1,14	0,44	0,53	0,76	0,11	0,19
90	2,0	0,7	2,1	7,1	4,3	2,27	2,78	1,14	0,46	0,56	0,76	0,12	0,20
120	2,0	0,9	2,1	7,4	4,5	2,27	2,89	1,14	0,48	0,58	0,76	0,12	0,21
150	2,0	1,1	2,1	7,7	4,7	2,27	3,02	1,14	0,50	0,61	0,76	0,12	0,22

Após a obtenção dos valores de momentos máximos de dimensionamento, comparou-se os mesmos com os valores de cálculo do momento resistente à flexão (M_{rd}) afim de escolher uma solução e espessura de painel que garantisse a segurança. Como critério de escolha adotou-se que M_{Ed} teria de ser inferior a M_{rd} . Também calculou-se um coeficiente comparativo entre o momento resistente e o momento de dimensionamento ($C.C. = M_{rd}/M_{Ed,max}$). Efetuou-se assim a comparação presente na seguinte tabela:

Tabela 13: Comparação entre os momentos fletores atuantes e momentos resistentes

Espessura [mm]	M_{rd} [kN.m]	2 apoios		3 apoios		4 apoios	
		$M_{Ed,max}$ [kN.m]	C.C.	$M_{Ed,max}$ [kN.m]	C.C.	$M_{Ed,max}$ [kN.m]	C.C.
60	0,40	2,30	Não cumpre	0,53	Não cumpre	0,19	3,64
90	0,79	2,42	Não cumpre	0,56	1,42	0,20	6,58
120	1,10	2,53	Não cumpre	0,58	1,90	0,21	9,17
150	1,72	2,66	Não cumpre	0,61	2,84	0,22	14,33

Através desta análise, descartou-se a solução dos painéis apoiados somente nas extremidades pois nenhuma das espessuras garante a condição de $M_{Ed,max}$ inferior a M_{rd} . Comparando a solução de 3 apoios com a de 4 apoios, verifica-se que, para a mesma espessura, com uma solução de 4 obtemos um coeficiente comparativo maior. Optou-se então por uma solução de painéis de 90 mm de espessura apoiados nas extremidades e nos seus terços pois esta espessura garante-nos um coeficiente comparativo conservativo entre o momento de dimensionamento e o resistente que nos poderá garantir melhor comportamento da solução em serviço (verificado na análise final após a modelação).

4.2.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE APOIO DO PAVIMENTO

Tendo selecionado a solução a utilizar, passou-se ao dimensionamento da estrutura metálica de suporte dos painéis. Optou-se por uma solução com pilares em perfis de aço laminado a quente do tipo HEB e com uma viga de bordadura também em perfis de aço laminado a quente desta feita do tipo IPE. Para as vigas de apoio dos painéis, optou-se por utilizar, à semelhança dos sistemas de LGSF, perfis estruturais com formato C em caixa de chapa de aço galvanizado perfilada a frio.

Tentando manter distâncias entre as vigas de apoio dos painéis de 0,76 m (vão para o qual se dimensionou os painéis). Optou-se por pilares nos cantos e a meio do maior comprimento da laje. Idealizou-se assim estrutura desenhada na Figura 4.12 e Figura 4.13 (Os desenhos com dimensões à escala encontram-se pormenorizados em anexo no Desenho n.º 2).

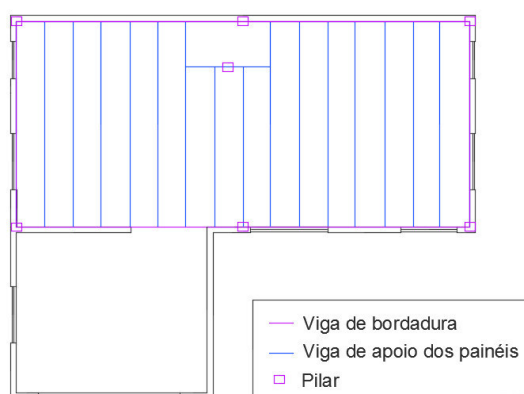


Figura 4.12: Estrutura metálica adotada



Figura 4.13: Disposição dos painéis de laje

Como é visível, foi possível harmonizar a solução adotada com a arquitetura por forma a garantir, que a maior parte dos vãos de painéis (transversais às vigas) fossem idênticos. Contudo, é possível verificar que numa das extremidades utilizou-se apenas terços de painel, pelo que estas secções serão

condicionantes na futura verificação da flecha em serviço. Note-se também que foi pensada uma abertura na laje na zona das escadas.

4.2.2.1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS METÁLICAS

Para dimensionar as secções metálicas perfiladas a frio que fazem de apoio aos painéis, adaptou-se o disposto no Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios [4].

Considerou-se uma largura de influência da viga (l_i) de tal forma que todas as cargas do piso naquela largura são encaminhadas para a viga. Seguidamente adaptou-se uma carga uniformemente distribuída sobre a viga que equivallesse às cargas da largura efetiva correspondente. Para esse valor de carga, e desprezando o peso próprio da viga, calculou-se o momento fletor atuante, considerando a viga simplesmente apoiada (Figura 4.14).

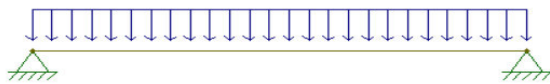


Figura 4.14: Modelo de cálculo da viga metálica



Figura 4.15: Aspeto do diagrama de Momento fletor do modelo de cálculo da viga metálica

Tendo obtido o momento fletor, adotando aço da classe S280D, calculou-se o módulo de flexão plástico (W_{pl}) resultante desse mesmo momento através da seguinte expressão adaptada do EC3:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Através do valor obtido para o módulo de flexão plástico, adotou-se um perfil de aço normalizado (com as características tabeladas) que garantisse um módulo de flexão plástico superior ao obtido no cálculo.

Com as características do perfil adotado, repetiu-se o processo considerando agora, o peso próprio da viga como carga uniformemente distribuída sobre a mesma e verificou-se que a secção adotada ainda verificava um módulo de flexão plástico superior ao calculado. Calculou-se também através da expressão anterior o momento resistente para a solução adotada.

Os resultados finais são apresentados na Tabela 14. Note-se que foi também calculado um coeficiente comparativo que permite comparar o momento resistente da secção adotada com o momento atuante de

dimensionamento permitindo assim ter a perceção do nível de otimização da solução adotada ($C.C. = M_{rd}/M_{Ed}$).

Tabela 14: Cálculos de pré-dimensionamento das vigas metálicas

Viga de apoio dos painéis	l_i [m]	L [m]	P_{Ed} [kN/m]	Pré-Dimensionamento			Caixa de 200 mm		
				M_{Ed} [kN.m]	f_y [N/mm ²]	W_{pl} [cm ³]	W_{pl} [cm ³]	M_{Rd} [kN.m]	C.C.
	0,79	5,49	7,75	29,19	280	104,25	124,11	34,75	1,19

Como é verificável na tabela, adotou-se um perfil de aço do tipo caixa de 200 mm de altura. Esta solução consiste numa junção de dois perfis de tipo C, formando assim um perfil em “caixa” (Figura 4.16). As suas dimensões e características geométricas (Figura 4.17) encontram-se tabeladas em catálogos de fabricantes e são apresentadas na (Tabela 15).



Figura 4.16: Vigas em caixa de aço perfilado a frio

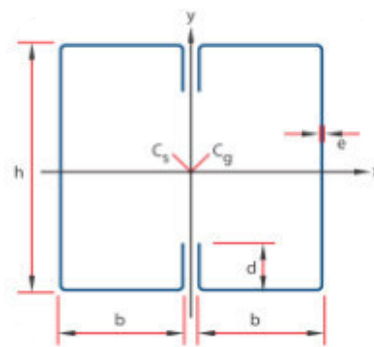


Figura 4.17: Geometria das secções transversais de caixa aço perfilado a frio

Tabela 15: Propriedades geométricas do perfil de aço adotado

Perfil em Caixa 200 mm de altura				
h [mm]	b [mm]	d [mm]	e [mm]	pp [kN/m]
200	75	25	2,65	0,17

4.2.2.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE BORDADURA

Para dimensionar as secções metálicas de bordadura, adaptou-se o disposto no Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios [4].

Considerou-se que as cargas referentes ao peso próprio das paredes exteriores são totalmente suportadas pelas vigas, assim foram consideradas como sendo uma carga uniformemente distribuída ao longo do

comprimento das vigas. Foi considerado também que as vigas de bordadura servem de apoio às vigas de apoio dos painéis. Tendo em conta um modelo de viga simplesmente apoiada, adotou-se o modelo apresentado na Figura 4.18 e Figura 4.19.

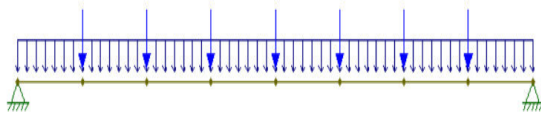


Figura 4.18: Modelo de cálculo da viga de bordadura

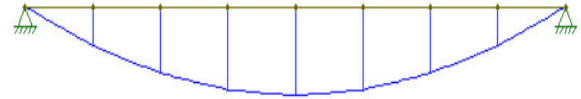


Figura 4.19: Aspeto do diagrama de Momento fletor do modelo de cálculo da viga metálica

Tendo obtido o momento fletor máximo, adotando aço normalizado pela EN 10025-2 da classe S235, calculou-se o módulo de flexão plástico (W_{pl}) resultante desse mesmo momento através da seguinte expressão adaptada do EC3:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Através do valor obtido para o módulo de flexão plástico, adotou-se um perfil de aço normalizado (com as características tabeladas) que garantisse um módulo de flexão plástico superior ao obtido no cálculo.

Com as características do perfil adotado, repetiu-se o processo considerando agora, o peso próprio da viga como carga uniformemente distribuída sobre a mesma e verificou-se que a secção adotada ainda verificava um módulo de flexão plástico superior ao calculado. Calculou-se também através da expressão anterior o momento resistente para a solução adotada.

Os resultados deste cálculo são apresentados na Tabela 16. À semelhança do efetuado anteriormente, foi também calculado um comparativo de momentos para o material selecionado ($C.C. = M_{rd}/M_{Ed}$).

Tabela 16: Cálculos de pré-dimensionamento das vigas de bordadura

Viga de bordadura	L [m]	P_{Ed} [kN/m]	Pré-Dimensionamento			Caixa de 200 mm		
			M_{Ed} [kN.m]	f_y [N/mm ²]	W_{pl} [cm ³]	W_{pl} [cm ³]	M_{Rd} [kN.m]	C.C.
	6,08	3,73	35,44	235	150,81	194	45,59	1,29

Assim adotou-se por um perfil de aço laminado a quente do tipo IPE (Figura 4.20 e Figura 4.21) com 200 mm de altura. As características geométricas deste perfil encontram-se normalizadas e são apresentadas na Tabela 17.

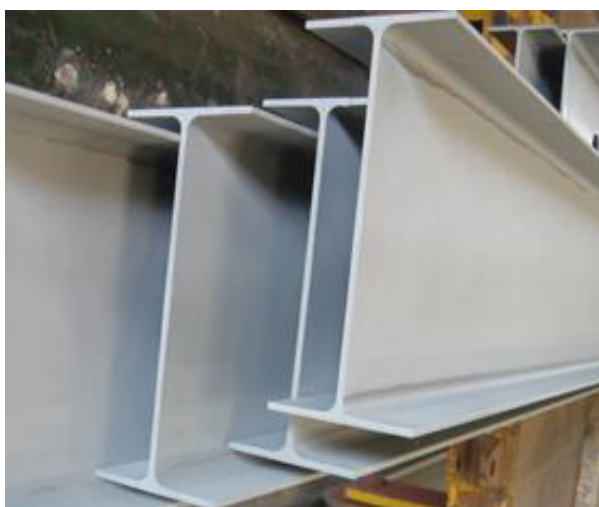


Figura 4.20: Perfis de aço laminado a quente do tipo IPE

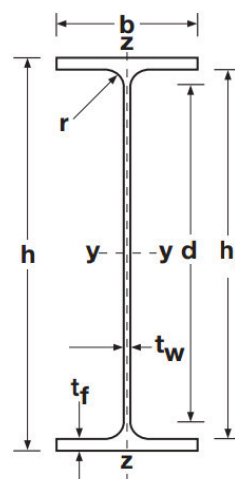


Figura 4.21: Características geométricas da seção transversal dos perfis IPE

Tabela 17: Características geométricas do perfil IPE

Perfil IPE 200					
h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	A [cm ²]	pp [kN/m]
200	100	5,9	9,2	33,4	0,22

4.2.2.3. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

À semelhança do efetuado para as vigas, para dimensionar os perfis metálicos do tipo HEB a utilizar como pilares, adotou-se o disposto no Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios [4].

Como o objetivo em questão é dimensionar a laje do piso 1, decidiu-se considerar que o pilar termina no piso 1 adotando uma carga vertical de compressão equivalente às restantes cargas superiores ao piso 1, ou seja as cargas referentes à cobertura do edifício.

- Quantificação das cargas referentes à cobertura do edifício.

Para quantificar esta carga, calculou-se, simplificada, uma área de influência de cada pilar, para que todas as cargas aplicadas na cobertura dentro dessa área são encaminhadas para o pilar correspondente.

A cobertura foi pensada para utilização de painéis de 60 mm apoiados em 4 vigas devido às menores exigências de carregamento do que na laje do piso 1. Na Figura 4.22 e na Figura 4.23 encontra-se

representada a estrutura de apoio da cobertura do edifício (Os desenhos com dimensões à escala encontram-se pormenorizados em anexo nas peças desenhadas).

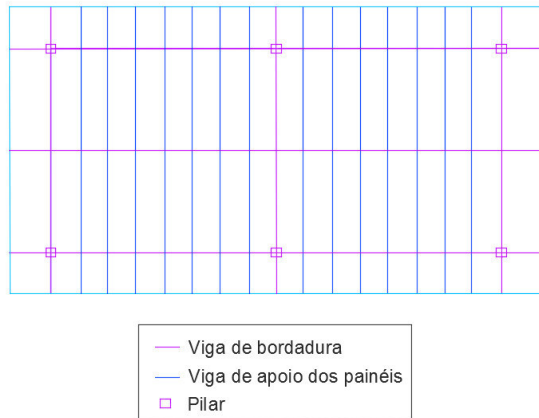


Figura 4.22: Representação em planta da estrutura de apoio da cobertura

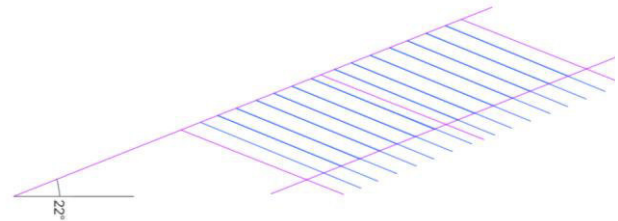


Figura 4.23: Representação tridimensional da estrutura de apoio da cobertura

Para as cargas aplicadas na cobertura, considerou-se um peso próprio referente ao peso de painéis de 60 mm. No que diz respeito a ações variáveis, optou-se por considerar a ação da sobrecarga e a ação do vento actante na cobertura. Devido à localização do edifício não se considerou necessário verificar ação da neve na cobertura.

Para quantificação da sobrecarga, utilizou-se o valor de $0,3 \text{ kN/m}^2$, apresentado no artigo 34.2 – a) do RSA (para coberturas ordinárias).

Igualmente seguiu-se o procedimento proposto no RSA para quantificação da ação do vento. Sabendo que o edifício é de localização periférica à zona do Funchal, considerou-se, à luz do RSA, ser de Zona B e de Rugosidade do tipo II.

Assim foi obtido o valor característico para a pressão dinâmica (w_k). Seguidamente foram calculados os coeficientes de pressão exterior (∂_{pe}) e, admitindo permeabilidade idêntica em todas as fachadas, os coeficientes de pressão interior (∂_{pi}). Fazendo o equilíbrio de pressões nas fachadas, temos que o valor da ação do vento (p_w) é uma carga uniformemente distribuída que se obtém multiplicando o valor característico da pressão dinâmica pelo coeficiente de pressão resultante a atuar na fachada.

Optou-se por considerar a seguinte combinação com a sobrecarga como ação variável base:

$$S_d = 1,5 \times pp + 1,5 \times (sc + 0.6 \times p_w)$$

Desta forma obteve-se os valores apresentados na Tabela 18 para as cargas atuantes na cobertura e para o esforço normal transmitido para o pilar ($N_{cobertura}$) com maior área de influência (mais esforçado).

Tabela 18: Cargas atuantes na cobertura

w_k [kN/m ²]	$\delta_{p,max}$	p_w [kN/m ²]	pp [kN/m ²]	sc [kN/m ²]	S_d [kN/m ²]	Ai [m ²]	$N_{cobertura}$ [kN]
0,9	0,1	0,09	0,44	0,3	1,19	23,22	27,66

- Escolha do perfil transversal a adotar

Para dimensionar a seção transversal a adotar para os pilares, considerou-se o pilar vertical, encastrado na base e sujeito unicamente a cargas verticais (Figura 4.24).



Figura 4.24: Modelo de cálculo do pilar

Estimou-se assim o esforço de compressão atuante (N_{Ed}) que consiste na soma das cargas transferidas ao pilar pela viga de bordadura e a viga de apoio dos painéis que descarrega diretamente sobre o mesmo com a carga vertical equivalente às cargas da cobertura.

Tendo obtido o esforço de compressão atuante, adotando aço normalizado pela EN 10025-2 da classe S235, calculou-se a área de secção necessária para resistir a esse mesmo esforço através da seguinte expressão adaptada do EC3:

$$N_{Ed} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Através do valor obtido para a área resistente à compressão, adotou-se um perfil de aço normalizado (com as características tabeladas) que garantisse uma área superior à obtida no cálculo. Calculou-se então o valor de esforço de compressão resistente para o perfil de aço adotado (N_{rd}).

Tal como o efetuado aquando do dimensionamento das vigas, voltou-se a repetir o processo tendo em conta o peso próprio do perfil metálico adotado verificando-se assim que este ainda cumpria a imposição de ter uma área superior à calculada.

Os resultados finais do pré-dimensionamento são apresentados na Tabela 19. Foi também calculado o coeficiente comparativo de esforços para a solução adotada ($C.C. = N_{Ed}/N_{rd}$).

Tabela 19: Cálculos de pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	L [m]	Pré-Dimensionamento			HEB 360		
		N_{Ed} [kN]	f_y [N/mm ²]	A [cm ²]	A [cm ²]	N_{rd} [kN]	C.C.
Pilar 1	2,35	41,89	235	178,27	181	42,54	1,02

Como é possível verificar na tabela, adotou-se um perfil de aço HEB (Figura 4.25) com 360 mm de altura. As características geométricas deste perfil encontram-se normalizadas e são apresentadas na (Tabela 20).

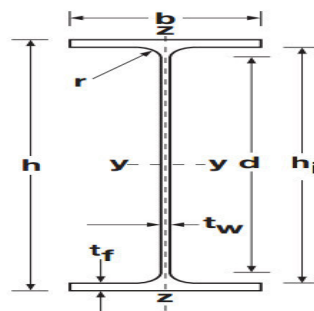


Figura 4.25: Características geométricas da seção transversal do perfil HEB

Tabela 20: Características geométricas da seção transversal do perfil HEB adotado

Perfil HEB 360					
h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	A [cm ²]	pp [kN/m]
360	300	12,5	22,5	181	1,11

4.2.3. VERIFICAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

Nesta análise escolheu-se por considerar a sobrecarga como única ação variável a atuar na estrutura. Para o dimensionamento em questão não foram consideradas a ação do vento, da neve e do sismo, pelo que, este dimensionamento carece de uma análise do comportamento dinâmico do edifício.

Segundo o RSA, adotaram-se os valores de ações atuantes já usados anteriormente no dimensionamento e efetuou-se análises às seguintes combinações de ações:

- Estado limite último de rotura com sobrecarga como ação variável de base:

$$S_d = \gamma_{g,1} \times pp + \gamma_{g,2} \times rcp + \gamma_q \times sc$$

Onde o peso próprio é afetado por um coeficiente de segurança ($\gamma_{g,1}$) de 1.35; as restantes cargas permanentes (rcp) são afetadas por um coeficiente ($\gamma_{g,2}$) de 1.5; e a sobrecarga é afetada por um coeficiente de segurança (γ_q) de 1.5.

- Estado limite de utilização – Combinação frequente com sobrecarga como ação variável de base:

$$S_d = pp_m + rcp_m + \psi_1 \times sc$$

Onde o peso próprio e as restantes cargas permanentes intervêm na combinação com os seus respetivos valores médios e a sobrecarga é quantificada com o seu valor frequente (com $\psi_1 = 0.3$).

4.2.3.1. VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS

Para verificar a segurança do sistema de laje adotado, analisou-se o caso mais gravoso para a resistência à flexão da seção. Considerou-se que, por motivos de facilidade de execução dos trabalhos, poderia ser utilizado no sistema de laje um painel cortado simplesmente apoiado nas vigas metálicas. Optou-se então por verificar a segurança a esse caso.

Assim, para um vão de 0.76 m, considerando o modelo e o diagrama de momento fletor apresentados na Figura 4.26 e na Figura 4.27, foram calculados os esforços para a combinação de estado limite último e para a combinação de serviço.

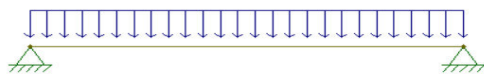


Figura 4.26: Modelo de verificação de segurança dos painéis



Figura 4.27: Diagrama de momento fletor para verificação de segurança dos painéis

Os valores de momento fletor obtidos através desta análise foram comparados com o momento resistente da seção e assim verificada a segurança. Os resultados são assim apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Esforços de verificação de segurança dos painéis

	P_{Ed} [kN/m]	Vão [m]	M_{Ed} [kN.m]	M_{rd} [kN.m]
Estado limite último	4,31	0,76	0,31	0,79
Combinação frequente	2,06	0,76	0,15	

Pelo lado da segurança à rotura, podemos visualizar na tabela, que a solução de painéis adotada nos garante momentos resistentes superiores aos momentos atuantes para a combinação de estado limite último.

Para a combinação frequente de ações, obtivemos um coeficiente de segurança global ($M_{rd}/M_{Ed,comb.freq.}$) de 5.3, ou seja, o momento resistente da seção é 5.3 vezes maior que o momento atuante.

Para verificar o comportamento em serviço dos painéis, para o modelo de cargas da Figura 4.26, foi analisada a flecha elástica para a combinação frequente de ações com sobrecarga como ação variável de base. Para tal verificação analisou-se também a secção de painel cortada (simplesmente apoiada) por ser condicionante.

Efetuuou-se o cálculo da flecha elástica através do valor determinado anteriormente para o produto de rigidez e adotando de tabelas de flechas elásticas em vigas [9] a seguinte expressão:

$$\delta = \frac{1}{EI} \times \left[\frac{5PL^4}{384} \right]$$

Verificou-se assim que a flecha elástica obtida é inferior aos valores tipicamente recomendados como valores limite, dentro dos mais restritivos a flecha elástica é inferior ao valor de $\frac{L}{500}$. Apresenta-se assim na Tabela 22 os valores obtidos nesta verificação.

Tabela 22: Valores de verificação da flecha elástica em serviço

EI [kN.m ²]	P_{Ed} [kN/m]	L [m]	$M_{Ed,max}$ [kN.m]	δ [mm]	$\frac{L}{500}$ [mm]
69,31	2,06	0,76	0,31	0,12	1,51

No que diz respeito à rotura, para a combinação de estado limite último, foi ainda verificado um caso mais extremo de aplicação de cargas, que prevê simultaneamente que em obra sejam utilizados painéis cortados simplesmente apoiados (0.76 m de vão) e que haja uma alteração na arquitetura que faça com que uma parede divisória seja colocada a meio do vão do painel (Figura 4.28).

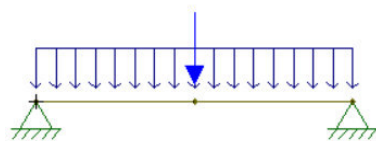


Figura 4.28: Modelo de verificação para painel cortado simplesmente apoiado e com uma parede divisória a meio vão

Considerando a combinação de estado limite último com a sobrecarga como ação variável de base, e tendo em conta os valores de ações considerados anteriormente, obteve-se o valor para a carga uniformemente distribuída no painel.

Tendo em conta o peso próprio de uma parede divisória de painel de 90 mm de espessura, foi calculada a carga “F” aplicada no meio vão do painel.

A partir desse carregamento, obteve-se o diagrama de momento fletor apresentado na Figura 4.29.

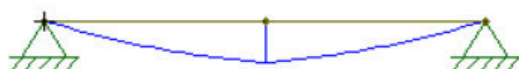


Figura 4.29: Aspeto do diagrama de momento fletor para o painel cortado simplesmente apoiado com uma parede divisória a meio vão

Assim, através destas considerações, obteve-se os resultados presentes na Tabela 23.

Tabela 23: Valores de esforços para painel cortado simplesmente apoiado e com uma parede divisória a meio vão

Painel	F	P_{Ed} [kN/m]	Vão [m]	$M_{Ed,max}$ [kN.m]	M_{rd} [kN.m]
90 mm	0,93	3,75	0,76	0,5	0,79

Como é possível verificar, ainda neste caso extremo, o painel dimensionado garante um momento fletor resistente superior ao momento fletor atuante.

4.2.3.2. VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS METÁLICAS

Para dimensionar a estrutura, e verificar o seu funcionamento num todo, optou-se por modela-la no software de cálculo de elementos finitos *Sap2000* (Figura 4.30 e Figura 4.31). Desta forma foi possível

obter os esforços máximos de cálculo e compara-los com os esforços resistentes das peças adotadas. Para este efeito, admitiram-se as geometrias dimensionadas anteriormente e os respetivos materiais.

Para modelar o pavimento foi utilizado um elemento genérico de betão com a mesma espessura dos painéis usados pois o software de cálculo não possui um material com as mesmas características do material compósito em estudo. Desta forma foi necessário desativar o peso próprio que é calculado automaticamente pelo software e introduzir o valor do peso próprio dos painéis adotados como carga uniformemente distribuída no pavimento.

Considerou-se que todos os pilares se encontravam encastrados na base assentes em fundações rígidas. Note-se que só se considerou que os pilares atingiam o piso 1, mas na realidade alguns dos pilares são mais longos e suportam também a cobertura do edifício. Esta simplificação deve-se ao objetivo principal da análise ser dimensionar essencialmente o sistema de laje. Assim foram consideradas a atuar nos pilares as cargas referentes à cobertura do edifício já consideradas no primeiro dimensionamento.

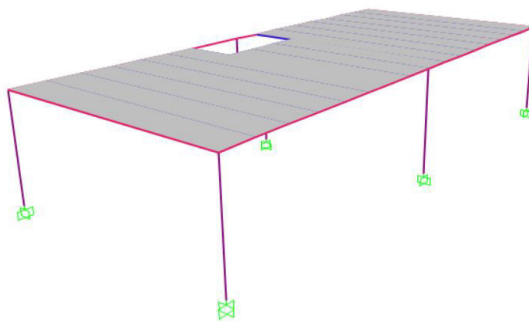


Figura 4.30: Representação tridimensional da estrutura modelada

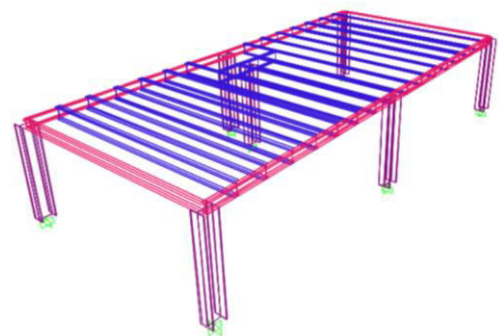


Figura 4.31: Representação tridimensional da estrutura metálica modelada

As vigas metálicas da estrutura foram modeladas no software como elementos de barra e segundo o RSA definiu-se as combinações de ações anteriormente descritas (Estado limite último de rotura com sobrecarga como ação variável de base e Estado limite de utilização – Combinação frequente com sobrecarga como ação variável de base).

Aplicaram-se as combinações à estrutura e para cada uma delas, obtiveram-se os momentos fletores atuantes nas vigas metálicas. Para verificar a segurança, esses momentos fletores foram comparados com o momento resistente do perfil de aço adotado.

Os resultados são apresentados na Tabela 24. À semelhança do que se fez anteriormente, calculou-se também o coeficiente de utilização que o perfil de aço adotado nos garante.

Tabela 24: Valores de momentos máximos nas vigas obtidos na modelação

Perfil em caixa	M_{rd} [kN.m]	E.L. último		E.L. utilização	
		$M_{Ed,max}$ [kN.m]	C.U.	$M_{Ed,max}$ [kN.m]	C.U.
h = 200 mm	34,75	30,46	1,14	21,88	1,59

Através da análise desta tabela, observamos que o momento atuante resultante da modelação no software de elementos finitos é inferior ao momento resistente da seção dimensionada. Desta forma, prevê-se que para o dimensionamento expedito em causa, as seções encontram-se dimensionadas pelo lado da segurança.

4.2.3.3. VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Como já foi indicado, os pilares da estrutura foram modelados no software como elementos de barra e segundo o RSA definiu-se as combinações de ações anteriormente descritas (Estado limite último de rotura com sobrecarga como ação variável de base e Estado limite de utilização – Combinação frequente com sobrecarga como ação variável de base).

Aplicaram-se as combinações à estrutura e para cada uma delas, obtiveram-se os valores do esforço de compressão atuantes nos pilares. Esses valores foram comparados com o valor de momento resistente do perfil de aço selecionado anteriormente.

Os resultados são apresentados na Tabela 25. À semelhança do que se fez anteriormente, calculou-se também o coeficiente de comparação entre esforços atuantes e resistentes que o perfil de aço adotado nos garante.

Tabela 25: Valores de esforço axial máximo nos pilares obtidos na modelação

HEB	N_{rd} [kN]	E.L. último		E.L. utilização	
		N_{Ed} [kN]	C.C.	N_{Ed} [kN]	C.C.
360	42,54	39,99	1,06	28,16	1,51

Através da análise da tabela, verificamos que o momento resistente da seção adotada é superior ao momento atuante que resulta da modelação estrutural. Desta forma, para as cargas consideradas o pilar encontra-se dimensionado pelo lado da segurança, contudo para se afirmar que a seção está efetivamente

bem dimensionada, seria necessário num dimensionamento real, efetuar análise às ações horizontais (como por exemplo a ação do sismo e a ação do vento).

4.3. ASPETOS CONSTRUTIVOS

Após o dimensionamento acima efetuado passa-se à pormenorização da solução adotada. Os pormenores construtivos apresentados consistem numa solução pensada para satisfazer nas necessidades de conforto do edifício de habitação em questão. Foram assim adotados materiais e técnicas comuns no sector da construção de maneira a integrar o melhor possível os painéis estudados.

As plantas e pormenores à escala encontram-se em anexo.

DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS EM PLANTA

Como já foi referido anteriormente optou-se por colocar as vigas afastadas de cerca de 0.76 m, permitindo dividir o painel em 3 vãos. Os painéis assentam assim diretamente sobre as vigas e recomenda-se que seja utilizado poliuretano expandido ou silicone para melhorar a ligação e manter os painéis no sítio.

A nível de aspetos de execução, primeiramente deverá ser executada toda a estrutura metálica de suporte dos painéis e seguidamente procede-se à colocação dos painéis. Prevê-se que os painéis sejam utilizados inteiros e que as partes dos painéis cortados a utilizar sejam somente utilizadas consoante o que está representado nas plantas.

SOLUÇÃO DE PAVIMENTO

Para solução de pavimento, optou-se por adotar um pavimento de soalho de madeira flutuante. Nos encontros entre o pavimento e as paredes sugere-se a adoção de um rodapé também ele em madeira do mesmo tipo da madeira utilizada no pavimento.

Para melhor isolamento acústico e inclusive melhoramento das capacidades térmicas do pavimento, optou-se pela colocação de uma manta de Espuma de Polietileno (Figura 4.32). Além das suas características de isolamento térmico e acústico, este material distingue-se por ser muito leve, ser flexível, ser resistente à água e a produtos químicos, ser um material imputrescível e por ter capacidade

de absorção ao choque [11]. Esta manta deve dobrar no encontro das paredes com o pavimento até uma altura de cerca de 10 cm.

Para fazer o acabamento do teto do piso inferior, recomenda-se que se apliquem painéis de gesso cartonado devidamente ligados às vigas metálicas através de ligações aparafusadas.

Apesar de não se apresentar nos pormenores desenhados, caso se verifique necessário cumprir requisitos de isolamento mais restritivos, pode-se preencher o espaço entre o painel de laje e o painel de gesso cartonado com Lã de Rocha.

Na Figura 4.33 é apresentado um corte no sentido transversal ao vão dos painéis mostrando a pormenorização do pavimento no encontro com uma parede.

Os pormenores à escala são apresentados em anexo no Desenho n.º 3.

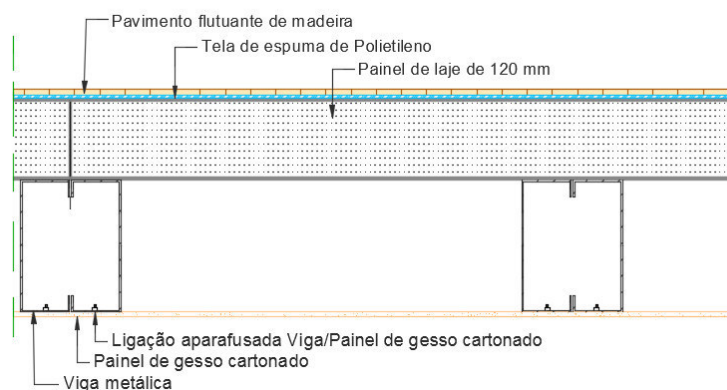


Figura 4.32: Pormenorização do pavimento no vão do painel

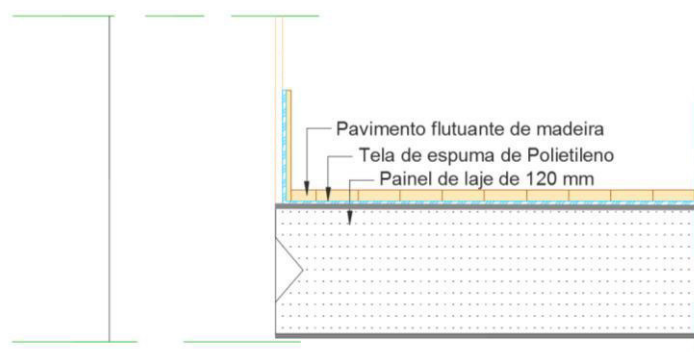


Figura 4.33: Pormenorização do pavimento no encontro com uma parede

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. NOTAS FINAIS

Na elaboração deste documento verificou-se que a construção moderna evolui proporcionalmente à evolução tecnológica e às novas exigências de conforto dos utilizadores. E devido à elevada competitividade de mercado, surgem constantemente materiais novos que por vezes não são propriamente analisados antes de começarem a ser aplicados.

Notou-se que relativamente aos painéis de betão compósitos de betão aligeirado de EPS em estudo nesta dissertação, a inserção no mercado foi feita de forma segura; Promovendo o material como elemento de construção modelar sem grande aplicação estrutural uma vez que não existiam dados referentes às suas resistências mecânicas.

Através das análises do comportamento estrutural efetuadas, observou-se que os resultados finais são diretamente afetados pela metodologia adotada. Contudo, desde que a mesma seja correta, a disparidade nos valores finais torna-se pouco significativa quando se dimensiona segundo a adoção das metodologias de segurança dos regulamentos em vigor.

5.2. CONCLUSÕES

Através da análise efetuada aos painéis em estudo, podemos concluir que é possível sua utilização como elemento integrado num sistema estrutural.

Os momentos resistentes encontram-se averiguados e descritos para futuras aplicações, julgando-se assim ser possível dimensionar uma estrutura através da sua utilização. Conclui-se que uma das aplicações estruturais interessante para aplicar os painéis é a sua utilização como laje de pavimento num sistema idêntico ao dimensionado e proposto neste documento.

Numa perspetiva geral, considera-se que os painéis analisados podem surgir no mercado integrados em sistemas estruturais pré-fabricados como o caso do sistema Light Steel Gouge Framing. Desta forma crê-se que o material poderá vir a ser mais utilizado em detrimento de outras soluções mais tradicionais, permitindo às construções usufruírem das suas propriedades.

No caso de obras de reconstrução, à semelhança do que já é efetuado noutros países, verificou-se que os painéis compósitos podem ser uma alternativa de reparação rápida e eficiente devido à sua leveza e capacidade resistente.

5.3. PERSPETIVAS FUTURAS

Futuramente sugere-se que se efetue um estudo económico que permita verificar a viabilidade a esse nível de uma estrutura onde são utilizados os painéis estudados face a uma estrutura que recorra ao uso de materiais tradicionais.

Sugere-se que seja realizado, para dimensionamento de um caso real de uma estrutura que utilize os painéis em questão, um estudo que considere as ações variáveis do sismo e do vento actante sobre a estrutura.

Para efeitos de marketing e facilidade de dimensionamento, o produtor deste tipo de painéis poderá elaborar um catálogo das propriedades resistentes do material prevendo a sua utilização em sistemas standard à semelhança dos catálogos fornecidos pelos produtores de lajes pré-fabricadas.

Pormenores construtivos como os apresentados neste documento podem também vir a ser estudados e otimizados para várias situações de exigências energéticas e catalogados como pormenores standard.

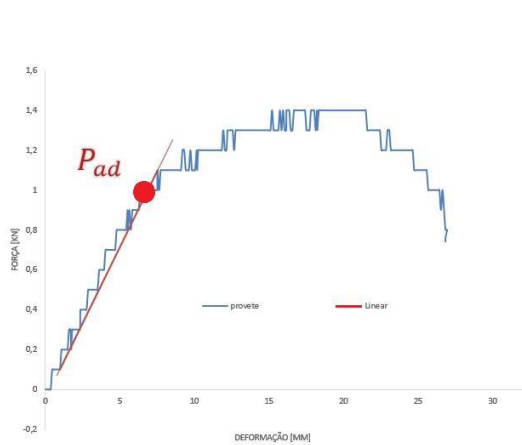
REFERÊNCIAS

1. MEGAPAN®. 02-08-2015]; Available from: <http://www.megapan.org/>.
2. PAINEL PORTUGAL. 01-08-2015]; Available from: <http://www.painelportugal.com/>.
3. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)*. 1986.
4. *Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, I.P.d. Qualidade, Editor. 2010.
5. Alampalli, S., *Field performance of an FRP slab bridge*. Elsevier - Composite Structures, 2005. 72(4): p. 494-502.
6. Almeida, M.I.A.d., *Comportamento estrutural de painéis sanduíche compósitos para aplicações na indústria da construção*, in *Instituto Superior Técnico* 2009, Universidade Técnica de Lisboa.
7. Davies, J.M., ed. *Lightweight Sandwich Construction*. 2001, Blackwell Science Ltd: Osney Mead, Oxford OX2 0EL.
8. Faria, R., *Construção com Painéis Sanduíche de Silicato de Cálcio, Cimento e EPS*, in *Centro de Ciências Exatas e da Engenharia*. 2014, Universidade da Madeira.
9. Gomes, A., *Betão Armado e Pré-Esforçado I - Tabelas de Cálculo*. 1997, Instituto Superior Técnico: Departamento de Engenharia Civil.
10. Isnard, V., *Formulario del ingeniero : métodos prácticos de cálculo de obras de ingeniería*. 1982: Urmo.
11. Lopes, A.P.d.S., *Revestimentos Flutuantes - Processos Construtivos e Patologia*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2010, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
12. Mateus, R., *Novas tecnologias construtivas com vista à sustentabilidade da construção*, in *Escola de Engenharia*. 2004, Universidade do Minho.
13. Mazumdar, S.K., *COMPOSITES MANUFACTURING, Materials, Product, and Process Engineering*. 2002: CRC Press LLC.
14. Pinheiro, D.J.G., *Análise Estática e Dinâmica de Painéis Corrugados Construídos em Materiais Compósitos*, in *Departamento de Engenharia Mecânica*. 2010, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

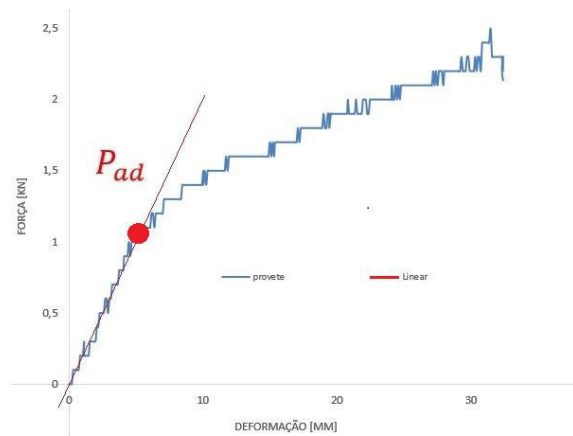
ANEXOS

A1.

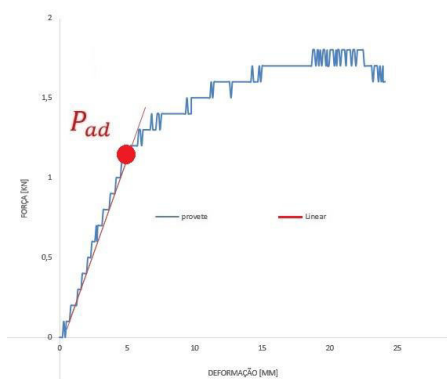
Determinação da Carga máxima admissível – Ensaio a painéis inteiros



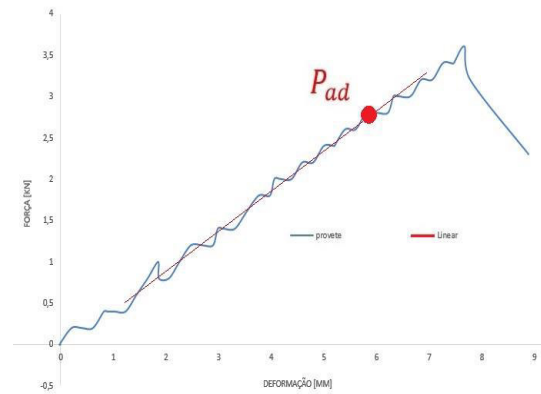
Painel de 60 mm – Provete 1



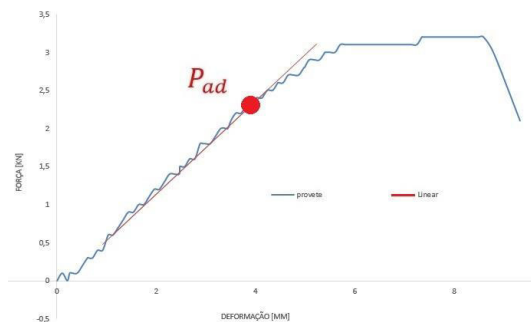
Painel de 60 mm – Provete 2



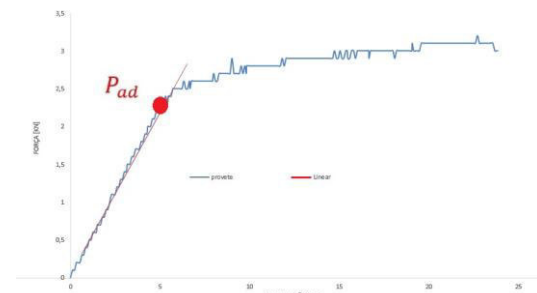
Painel de 60 mm – Provete 3



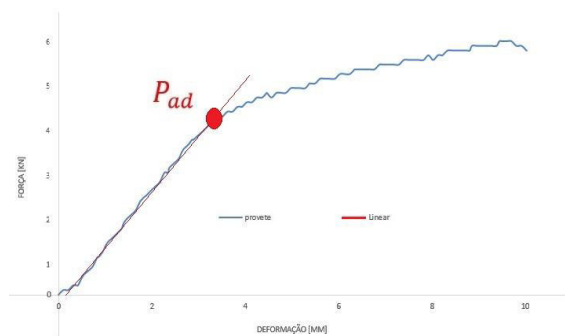
Painel de 90 mm – Provete 1



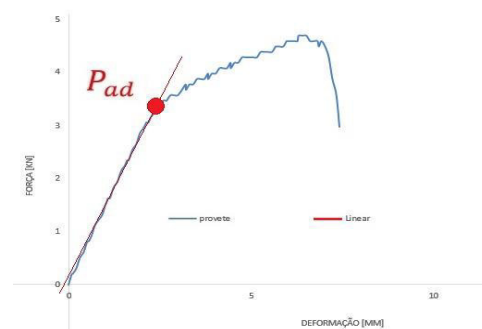
Painel de 90 mm – Provete 2



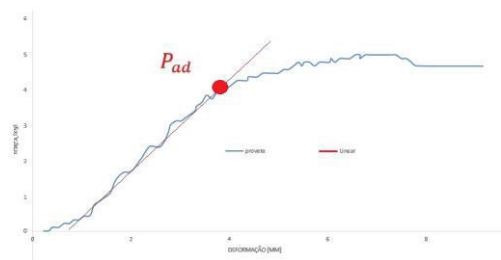
Painel de 90 mm – Provete 3



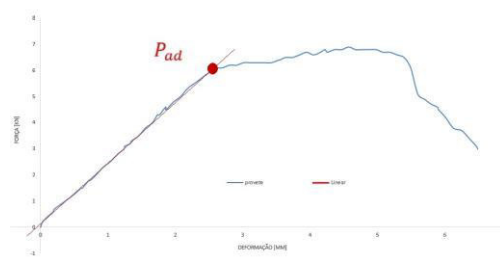
Painel de 120 mm – Provete 1



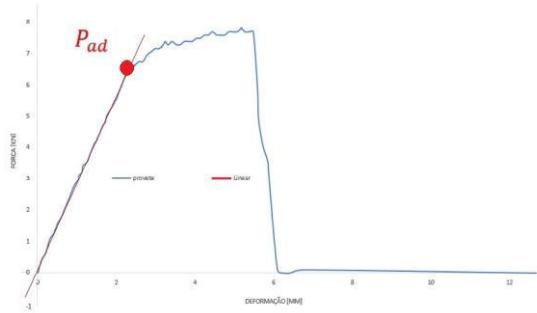
Painel de 120 mm – Provete 2



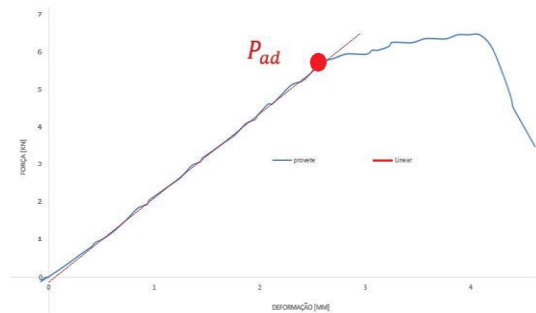
Painel de 120 mm – Provete 3



Painel de 150 mm – Provete 1



Painel de 150 mm – Provete 2



Painel de 150 mm – Provete 3

A2.

Determinação da Carga máxima admissível – Ensaio a metades de painéis

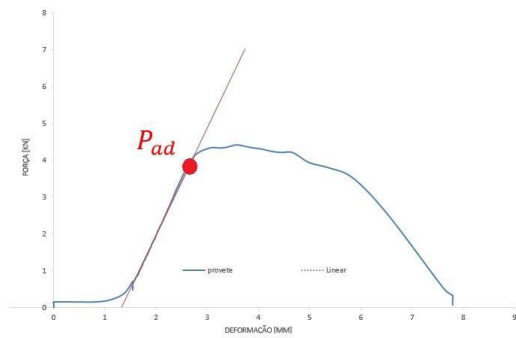
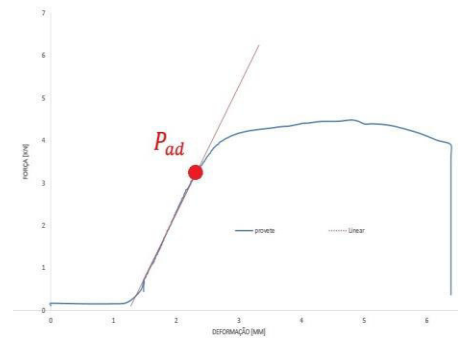
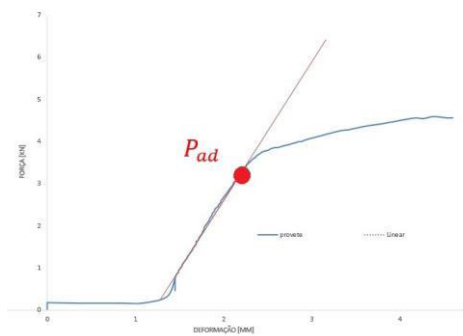


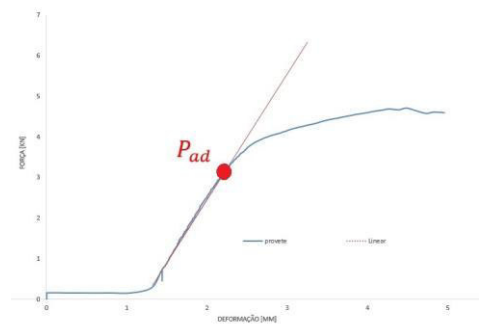
Figura Painele de 60 mm – Provete 1A



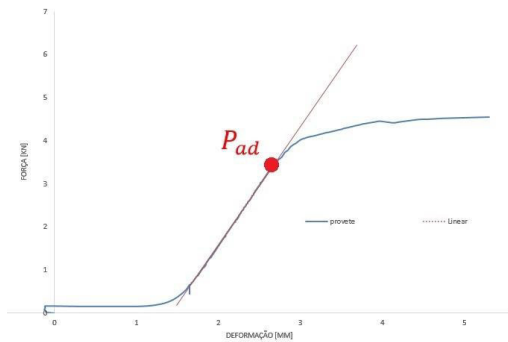
Painele de 60 mm – Provete 1B



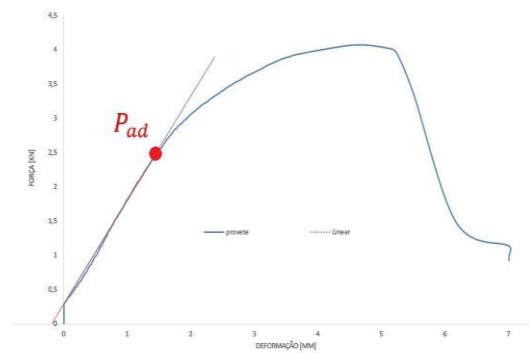
Painele de 60 mm – Provete 2A



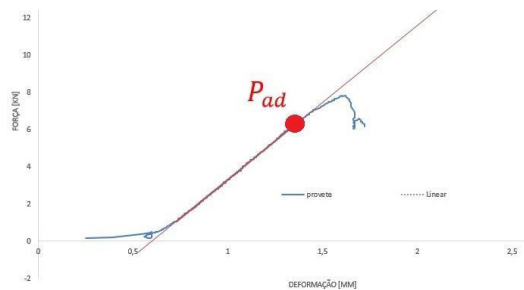
Painele de 60 mm – Provete 2B



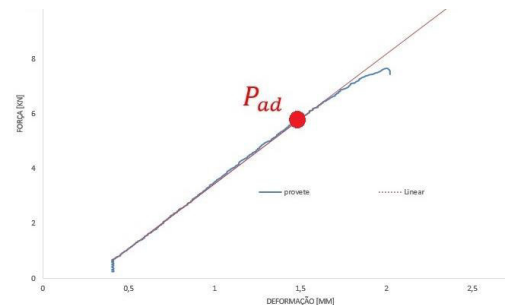
Painele de 60 mm – Provete 3A



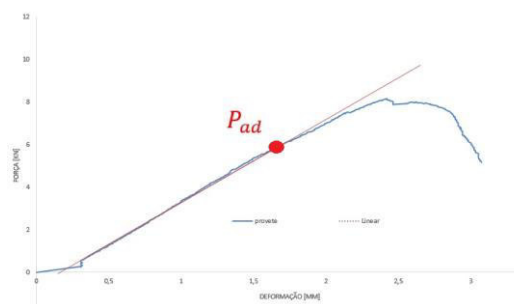
Painele de 60 mm – Provete 3B



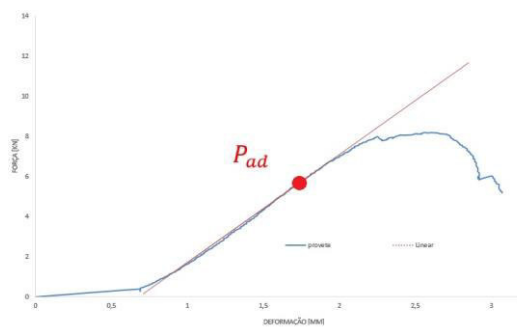
Painele de 90 mm – Provete 1A



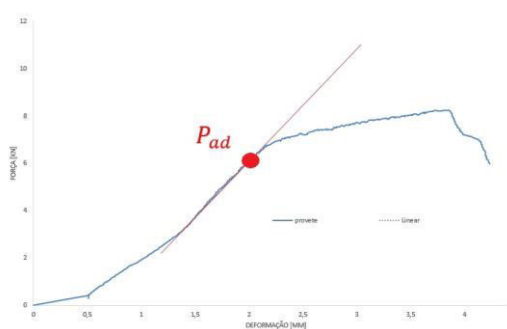
Painele de 90 mm – Provete 1B



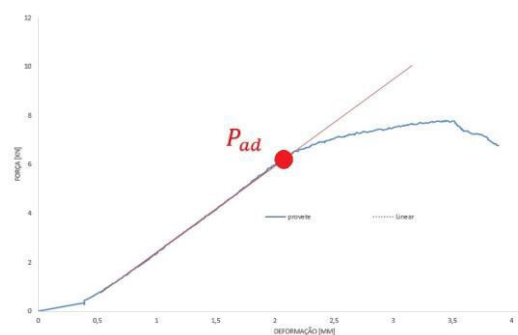
Painel de 90 mm – Provete 2A



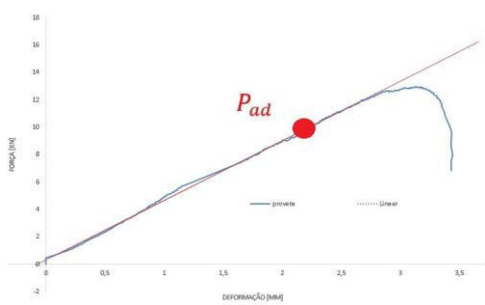
Painel de 90 mm – Provete 2B



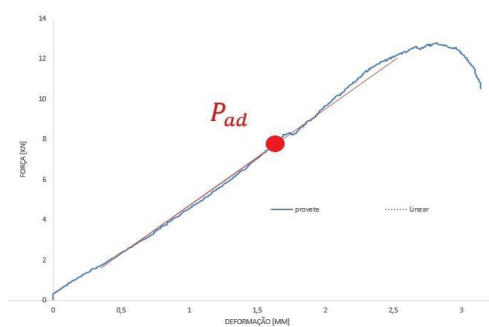
Painel de 90 mm – Provete 3A



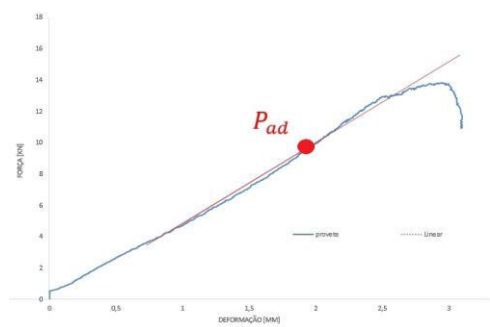
Painel de 90 mm – Provete 3B



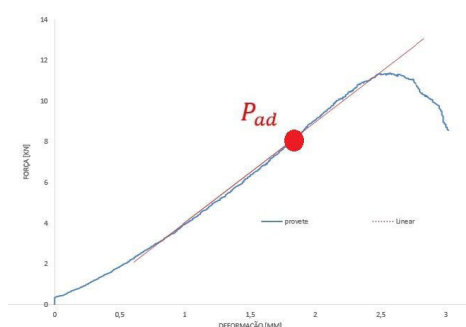
Painel de 120 mm – Provete 1A



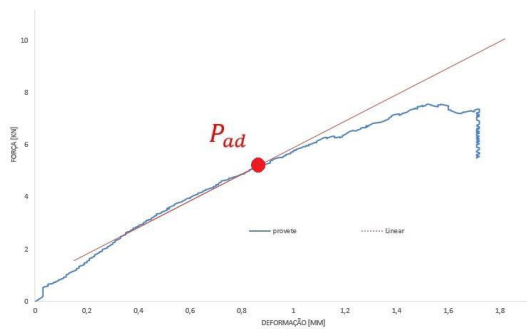
Painel de 120 mm – Provete 1B



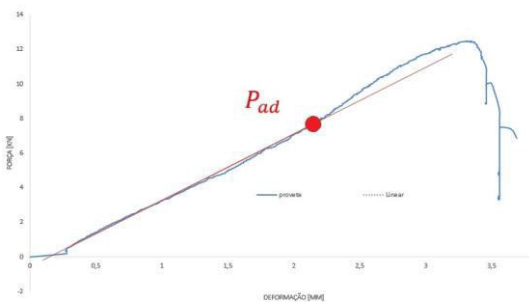
Painel de 120 mm – Provete 2A



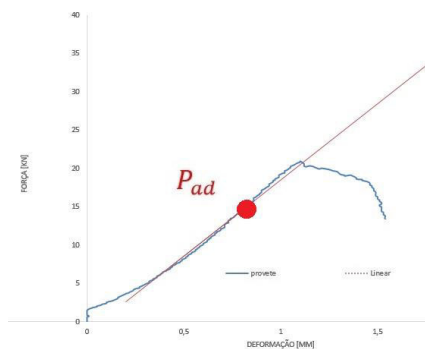
Painel de 120 mm – Provete 2B



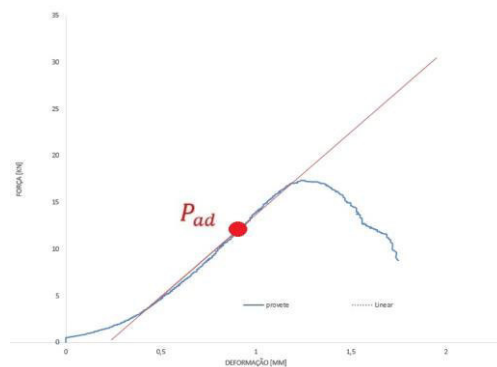
Painel de 120 mm – Provete 3A



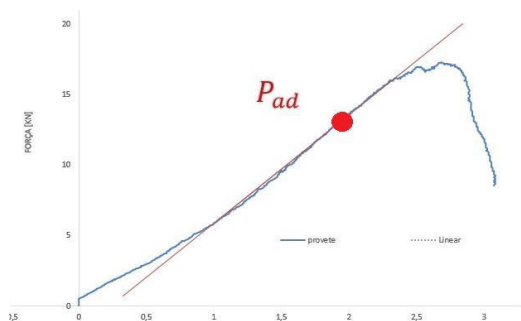
Painel de 120 mm – Provete 3B



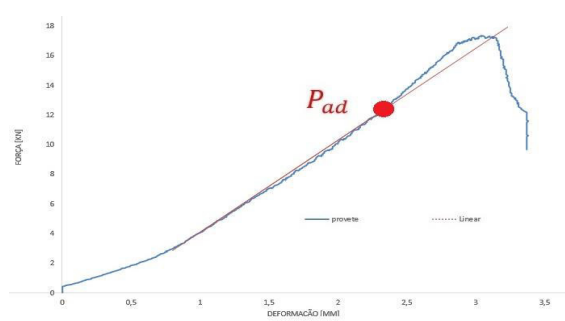
Painel de 150 mm – Provete 1A



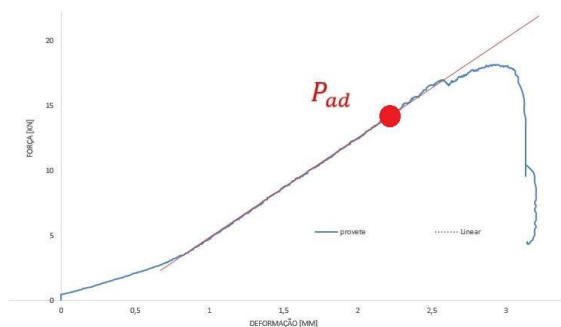
Painel de 150 mm – Provete 1B



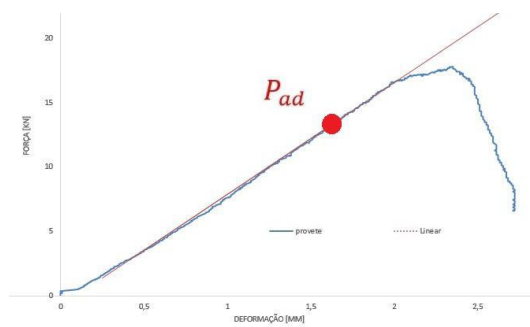
Painel de 150 mm – Provete 2A



Painel de 150 mm – Provete 2B



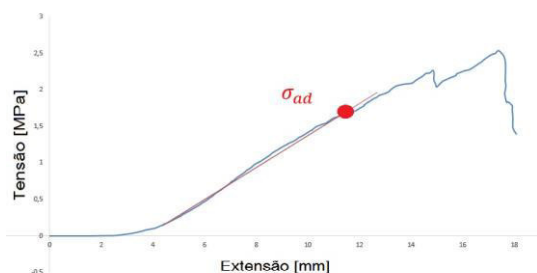
Painel de 150 mm – Provete 3A



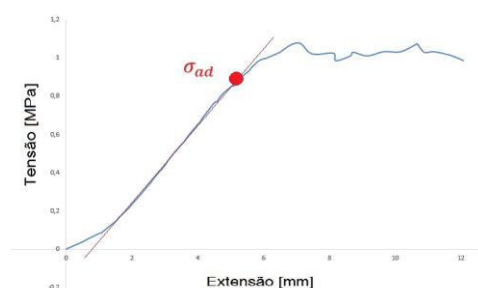
Painel de 150 mm – Provete 3B

A3.

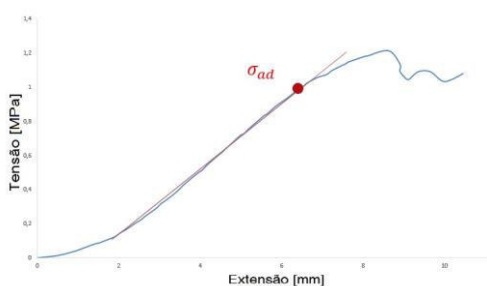
Determinação da Tensão máxima admissível – Ensaio a terços de painéis



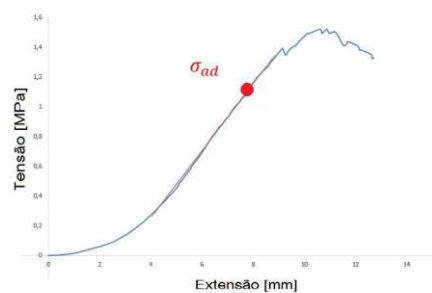
Painel de 60 mm – Provete 1



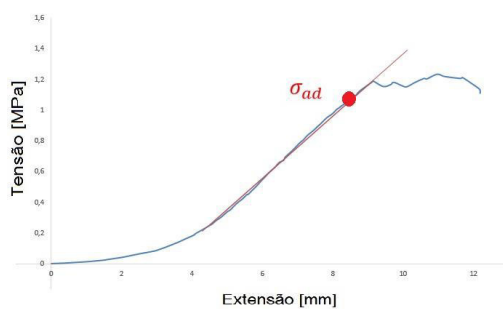
Painel de 60 mm – Provete 2



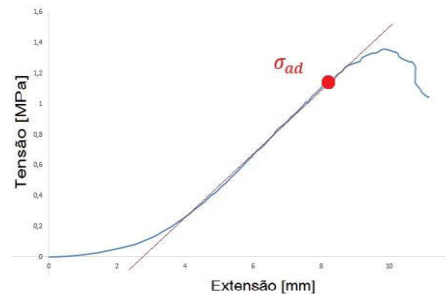
Painel de 60 mm – Provete 3



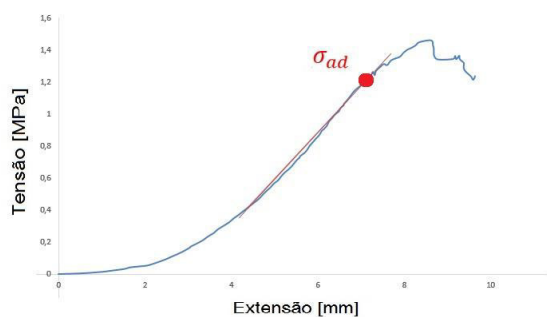
Painel de 90 mm – Provete 1



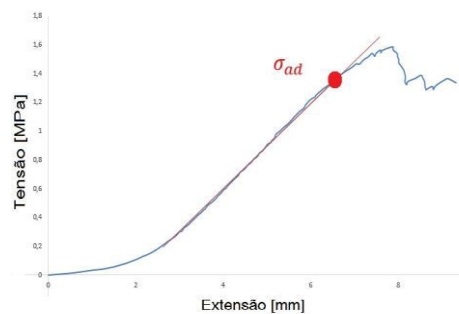
Painel de 90 mm – Provete 2



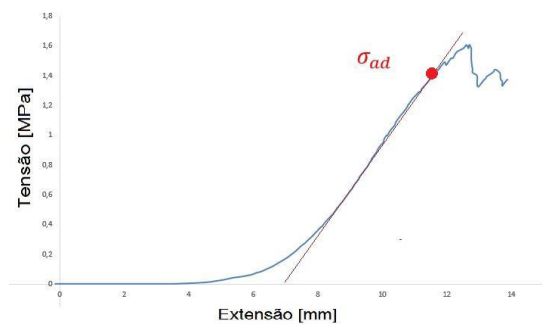
Painel de 90 mm – Provete 3



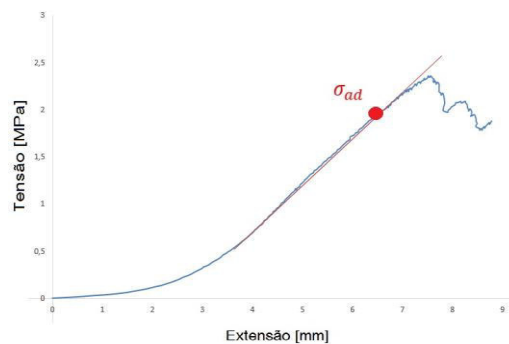
Painel de 120 mm – Provete 1



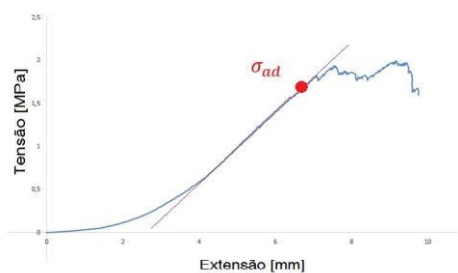
Painel de 120 mm – Provete 2



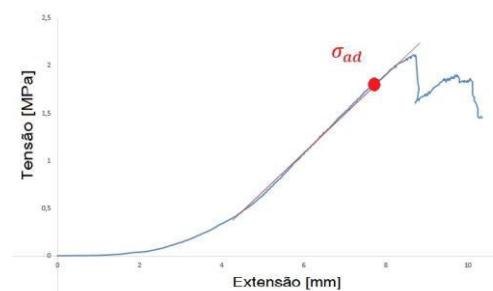
Painel de 120 mm – Provete 3



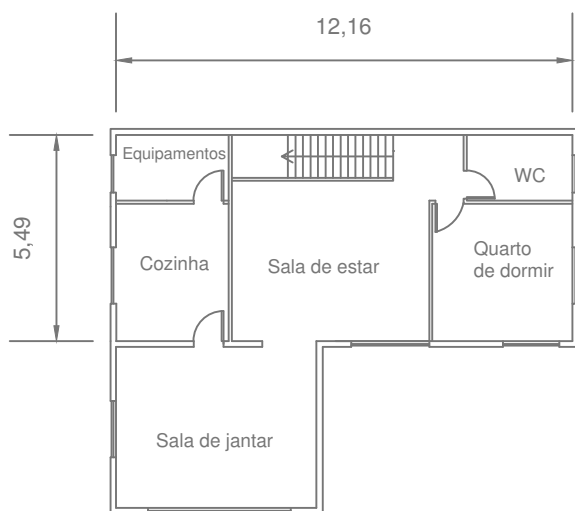
Painel de 150 mm – Provete 1



Painel de 150 mm – Provete 2

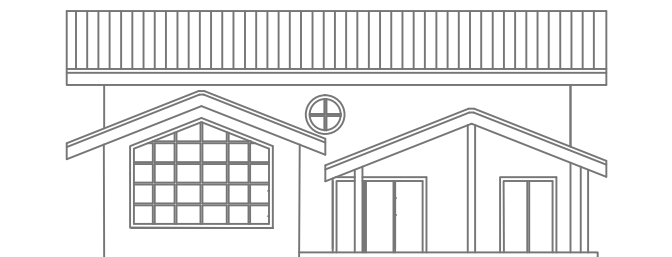
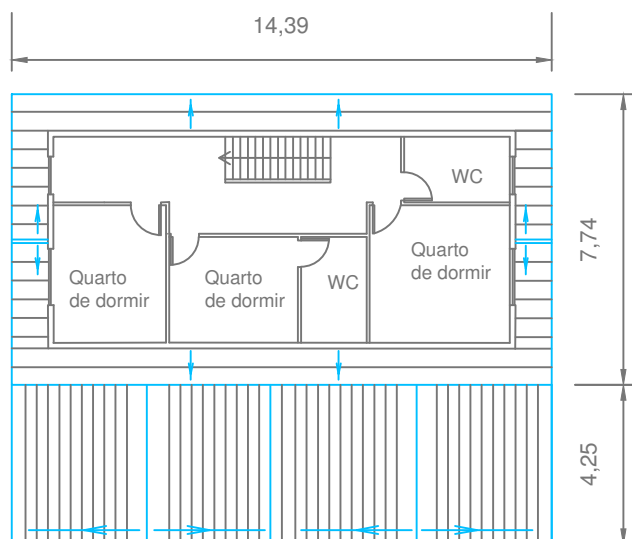


Painel de 150 mm – Provete 3



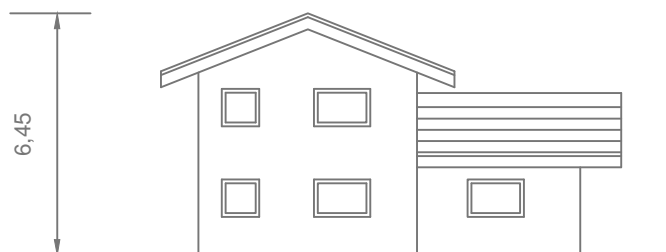
PLANTA DO PISO 0

PLANTA DO PISO 1



Alçado frontal

Alçado lateral



Dissertação de Mestrado: Painéis Compósitos de betão leve - Análise estrutural

Desenho n.º

Plantas e alçados da moradia do caso de estudo

Escala: 1:200

01

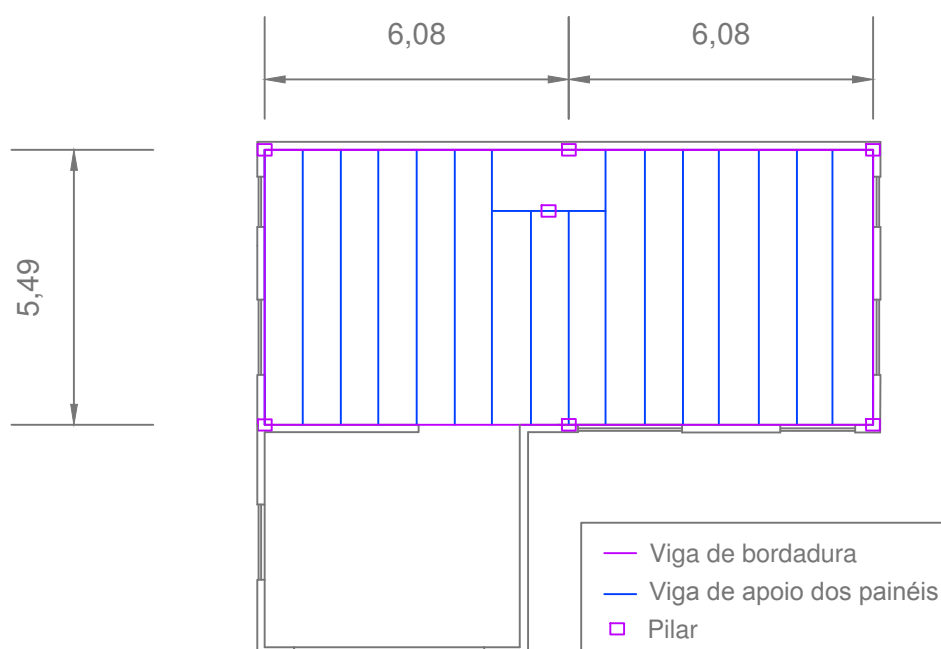
Autor:

João David Jardim de Sousa

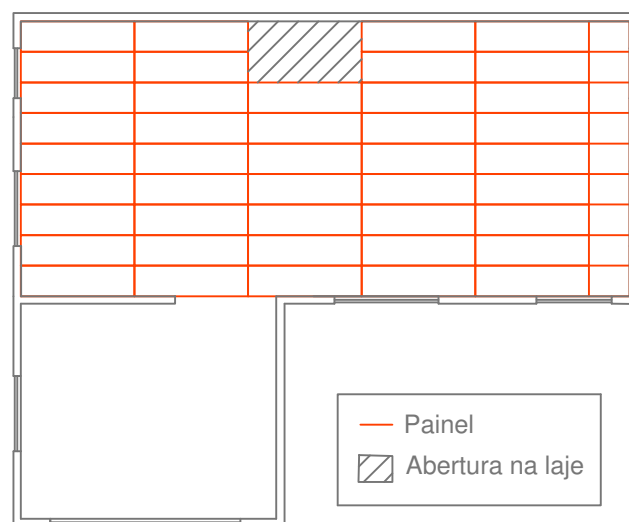
Setembro de 2015

UNIVERSIDADE DA MADEIRA

Estrutura metálica da laje do piso 1



Disposição dos painéis de laje



Dissertação de Mestrado: Painéis Compósitos de betão leve - Análise estrutural

Desenho n.º

Disposição dos painéis e vigas do sistema de laje

Escala: 1:150

02

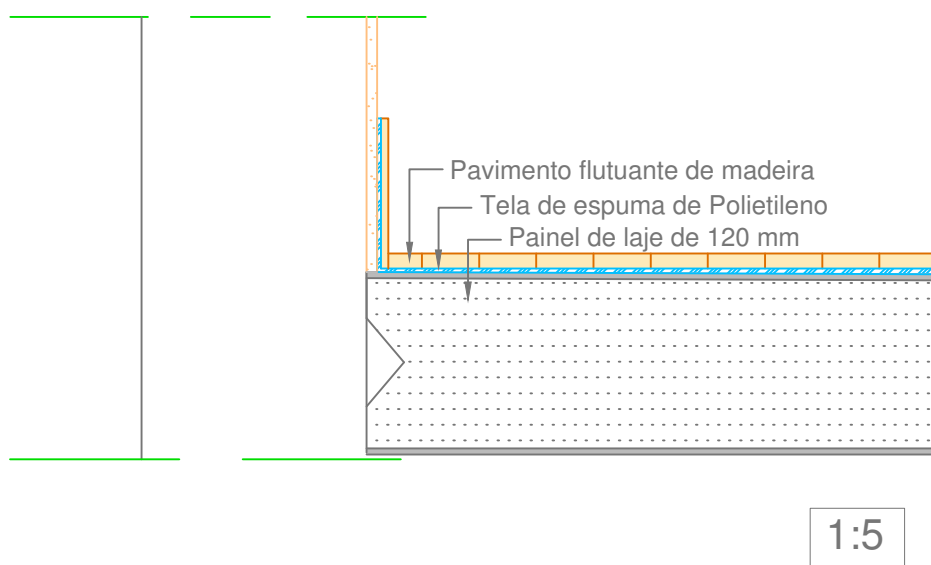
Autor:

João David Jardim de Sousa

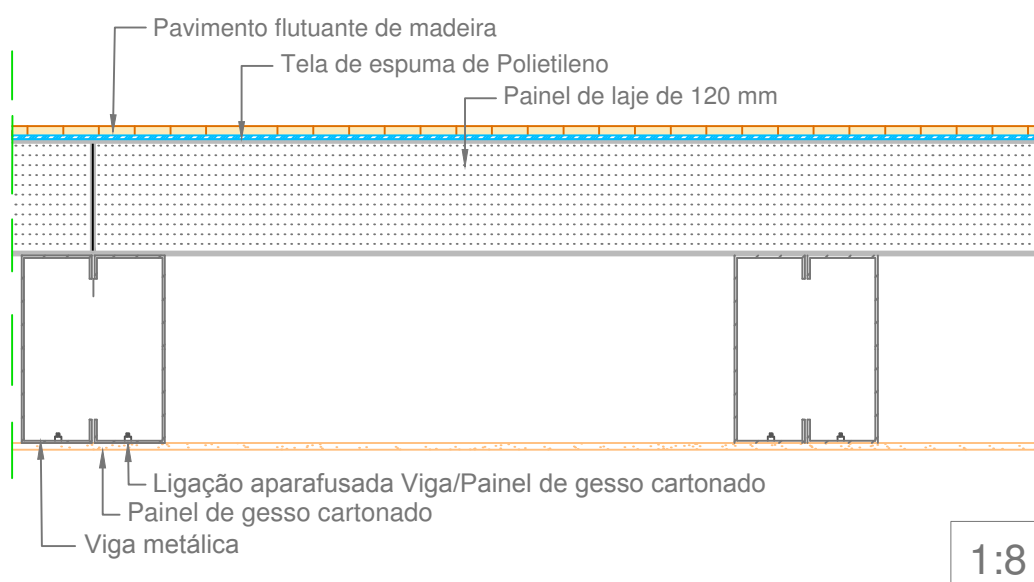
Setembro de 2015

UNIVERSIDADE DA MADEIRA

Encontro pavimento/parede



Pavimento no vão do painel



Dissertação de Mestrado: Painéis Compósitos de betão leve - Análise estrutural

Desenho n.º

Pormenores do pavimento

Escala: 1:5 e 1:8

03

Autor:

João David Jardim de Sousa

Setembro de 2015

UNIVERSIDADE DA MADEIRA