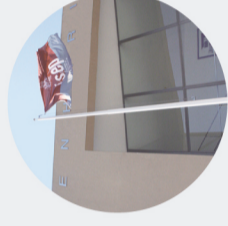


Acompanhamento de Projetos de Estruturas: Modelação, Cálculo e Peças Desenhadas

LUÍS MANUEL MOREIRA MAGALHÃES

novembro de 2022



Acompanhamento de Projetos de Estruturas: Modelação, Cálculo e Peças Desenhadas

Acompanhamento de Projetos de Estruturas: Modelação, Cálculo e Peças Desenhadas

LUÍS MANUEL MOREIRA MAGALHÃES
Outubro de 2022

LUÍS MANUEL MOREIRA MAGALHÃES
Outubro de 2022



ACOMPANHAMENTO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS: MODELAÇÃO, CÁLCULO E PEÇAS DESENHADAS

LUÍS MANUEL MOREIRA MAGALHÃES

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

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Engenheiro José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: João Filipe Pires Esteves (CCAD – Serviços de Engenharia, Lda)

OUTUBRO DE 2022

Eu, Luís Manuel Moreira Magalhães, estudante nº 1160957, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Acompanhamento de Projetos de Estruturas: Modelação, Cálculo e Peças Desenhadas” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2022/10/17

Luís Manuel Moreira Magalhães

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Empresa de Acolhimento.....	3
CAPÍTULO 3 Modelação e Cálculo.....	7
CAPÍTULO 4 Dimensionamento.....	11
CAPÍTULO 5 Quantificações das Ações	35
CAPÍTULO 6 Trabalhos Desenvolvidos	63
CAPÍTULO 7 Conclusão.....	119
Referências Bibliográficas	121
Anexo I – Edifício Comercial Maxmat de Portalegre.....	123
Anexo II – Edifício Comercial LIDL de Marateca, Palmela	127

RESUMO

O presente relatório foi escrito com o principal objetivo de descrever os trabalhos desenvolvidos durante o período do estágio curricular enquadrado no plano de estudos do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

O estágio decorreu ao longo de cinco meses na empresa CCAD – Serviço de Engenharia, Lda. O estudante integrou numa equipa de projetos com o intuito de desenvolver competências ao nível da modelação e cálculo, através do acompanhamento de projetos de estruturas de betão armado e estruturas metálicas.

Finalmente, este relatório caracteriza alguns dos trabalhos realizados durante o estágio, sustentados pela aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico do estudante.

Palavras-chave: Projetos Estruturais, Edifícios, Estágio, Verificações de Segurança, Modelos de cálculo.

ABSTRACT

This report was written with the main objective of describing the work developed during the curricular internship framed in the study plan of the 2nd year of the Master's degree in Civil Engineering of the Instituto Superior de Engenharia do Porto to obtain the degree of Master in Civil Engineering .

The internship took place over five months at the company CCAD – Serviço de Engenharia, Lda. The student was part of a project team with the aim of developing skills in modeling and calculation, through the monitoring of projects of reinforced concrete structures and metal structures.

Finally, this report characterizes some of the work carried out during the internship, supported by the application of the knowledge acquired during the student's academic career.

Keywords: Structural Projects, Buildings, Internship, Safety Checks, Calculation Models.

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro José Lello, orientador de estágio, pela oportunidade de realizar o estágio numa empresa como a CCAD – Serviços de Engenharia, Lda. Agradeço-lhe igualmente por todos os meios que dispôs e pelos conhecimentos transmitidos ao longo de todo o estágio.

A toda a equipa de projeto composta pelos Engenheiros João Esteves, Miguel Carvalho, Pedro Calisto, Pedro Silva e Vera Azevedo, por me terem recebido e integrado num ambiente empresarial de excelência.

Um agradecimento especial aos Engenheiros João Esteves e Miguel Carvalho, pois acompanharam-me diretamente nos trabalhos que desenvolvi durante o estágio. Agradeço principalmente pela sua disponibilidade, simpatia e compreensão, e por todos os ensinamentos e conselhos transmitidos na conceção dos projetos de estruturas nas mais diversas vertentes, quer práticas, teóricas ou técnicas.

À minha família, com especial destaque para os meus pais e avó, pelos valores transmitidos e por todos os sacrifícios em prol do meu sucesso académico.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Estrutura do Relatório	1
CAPÍTULO 2	Empresa de Acolhimento	3
2.1	Empresa	3
2.2	Trabalhos Desenvolvidos	4
CAPÍTULO 3	Modelação e Cálculo	7
3.1	Considerações iniciais	7
3.2	<i>Softwares</i>	7
3.2.1	<i>AutoCAD</i>	7
3.2.2	<i>Robot Structural Analysis</i>	8
3.3	Regulamentação	8
CAPÍTULO 4	Dimensionamento.....	11
4.1	Bases de Dimensionamento	11
4.1.1	Considerações Iniciais.....	11
4.1.2	Estados Limites	11
4.2	Dimensionamento Segundo a Norma NP EN 1992–1–1.....	13
4.2.1	Considerações Iniciais.....	13
4.2.2	Betão: Classes de Resistência	13
4.2.3	Betão: Módulo de Elasticidade.....	13
4.2.4	Estados Limites Últimos.....	14
4.2.5	Flexão.....	14

ÍNDICE DE TEXTO

4.2.6	Esforço Transverso.....	17
4.2.7	Torção	19
4.2.8	Estados Limites de Utilização.....	21
4.2.9	Controlo de Fendilhação.....	21
4.2.10	Controlo da Deformação	23
4.3	Dimensionamento Segundo a Norma NP EN 1993–1–1.....	25
4.3.1	Considerações Iniciais.....	25
4.3.2	Propriedades das Secções Transversais.....	25
4.3.3	Geometria das Secções Transversais.....	25
4.3.4	Classificação das Secções Transversais.....	26
4.3.5	Coeficientes de Segurança.....	27
4.3.6	Verificações de Segurança	27
4.3.7	Resistência à encurvadura	29
CAPÍTULO 5	Quantificações das Ações.....	35
5.1	Considerações Iniciais	35
5.2	Classificação de Ações.....	35
5.3	Diferentes Tipos de Ações.....	36
5.3.1	Cargas Permanentes	36
5.3.2	Sobrecarga de Utilização	36
5.3.3	Ação do Vento	37
5.3.4	Ação Sísmica	43
5.3.5	Ação Térmica	54
5.3.6	Retração.....	56
5.3.7	Impulso de Terras	58
5.4	Combinação de Ações.....	60
5.4.1	Estados Limites Últimos.....	60
5.4.2	Estados Limites de Utilização.....	61

5.4.3	Coeficientes Parciais de Segurança das Ações	61
CAPÍTULO 6	Trabalhos Desenvolvidos	63
6.1	Considerações iniciais	63
6.2	Maxmat de Portalegre – Cobertura.....	63
6.2.1	Enquadramento geral.....	63
6.2.2	Solução Estrutural.....	64
6.2.3	Análise Estrutural.....	66
6.2.4	Ações e Combinações de Ações	67
6.2.5	Materiais.....	67
6.2.6	Verificação de Segurança	68
6.2.7	Análise da Cobertura	68
6.2.8	Conclusão.....	78
6.3	LIDL de Marateca, Palmela	78
6.3.1	Enquadramento geral.....	78
6.3.2	Solução Estrutural.....	79
6.3.3	Análise Estrutural.....	81
6.3.4	Ações e Combinações de Ações	82
6.3.5	Materiais.....	85
6.3.6	Verificações de segurança	85
6.3.7	Cálculo – Edifício Técnico da Portaria.....	86
6.3.8	Cálculo – Estrutura de Treliças Metálicas.....	102
CAPÍTULO 7	Conclusão	119
7.1	Considerações Finais.....	119
7.2	Desenvolvimentos Futuros	119
	Referências Bibliográficas	121
	Anexo I – Edifício Comercial Maxmat de Portalegre.....	123
	Anexo II – Edifício Comercial LIDL de Marateca, Palmela	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Logotipo da empresa de acolhimento. [1]	3
Figura 2.2 – Países intervencionados. [1].....	4
Figura 2.3 – Modelo de cálculo do edifício Maxmat de Portalegre.	5
Figura 2.4 – Trabalhos desenvolvidos no LIDL de Marateca.....	5
Figura 4.1 – Relação tensões-extensões para a análise estrutural. [4].....	13
Figura 4.2 – Espaçamento longitudinal e transversal de armaduras de esforço transversal [4].....	19
Figura 4.3 – Noções e definições utilizadas no cálculo da torção. [5].....	20
Figura 4.4 – Obtenção dos valores dos diferentes KT , $K\sigma$, Kl e Kf . [4]	24
Figura 4.5 – Dimensões e eixos das seções. [7]	25
Figura 4.6 – Comprimentos de encurvadura. [5]	31
Figura 4.7 – Curvas de encurvadura. [7].....	32
Figura 5.1 – Coeficiente de exposição cez , para $cdir$ e $cseason$ igual a 1,0. [10].....	40
Figura 5.2 – Pressão exercida em superfícies. [10]	41
Figura 5.3 – Altura de referência ze em função de h e b . [10]	41
Figura 5.4 – Zonas em paredes verticais. [10].....	42
Figura 5.5 – Forma do espectro de resposta elástica. [11]	44
Figura 5.6 – Espectros de resposta elástica de tipo 1 recomendados dos tipos A e E (5% de amortecimento). [11].....	45
Figura 5.7 - Espectros de resposta elástica de tipo 2 recomendados dos tipos A e E (5% de amortecimento). [11].....	46
Figura 5.8 – Zonamento sísmico em Portugal continental. [11]	46
Figura 5.9 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1). [11]	47

Figura 5.10 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Açores (Ação sísmica Tipo 2). [11].....	47
Figura 5.11 – Zonamento térmico no Continente. [12]	56
Figura 6.1 – Planta estrutural da cobertura metálica existente.....	64
Figura 6.2 – Disposição de um dos pórticos principais do edifício.....	65
Figura 6.3 – Geometria da secção das madres das coberturas.....	65
Figura 6.4 – Perspetiva global do modelo numérico de cálculo da estrutura.	66
Figura 6.5 – Cargas admissíveis para a chapa de cobertura.....	68
Figura 6.6 - Cálculo dos diversos esforços resistentes.	69
Figura 6.7 – Resultados dos esforços atuantes.	70
Figura 6.8 – Verificações de segurança: flexão e corte (E.L.U.).....	70
Figura 6.9 – Verificações de segurança: deformação (E.L.S.).....	70
Figura 6.10 – Verificação da encurvadura lateral.....	71
Figura 6.11 – Cálculo dos diversos esforços resistentes.	71
Figura 6.12 – Resultados dos esforços atuantes.	72
Figura 6.13 – Verificações de segurança: flexão e corte (E.L.U.).....	72
Figura 6.14 – Verificações de segurança: deformação (E.L.S.).....	72
Figura 6.15 – Verificação da encurvadura lateral.....	73
Figura 6.16 – Verificação de segurança: resultados.	73
Figura 6.17 – Rácios de solicitação nas vigas da cobertura para a condição original.	74
Figura 6.18 – Verificação de segurança: resultados.	74
Figura 6.19 – Rácios de solicitação nas vigas de cobertura para a hipótese de intervenção.....	75
Figura 6.20 – Verificação de segurança: resultados.	76
Figura 6.21 – Rácios de solicitação nos pilares da estrutura para a condição original.	76
Figura 6.22 – Verificação de segurança: resultados.	77
Figura 6.23 – Rácios de solicitação nos pilares da cobertura para a hipótese de intervenção.....	77
Figura 6.24 – Representação das intervenções do estudante no projeto	79
Figura 6.25 – Configuração geométrica do edifício em planta.	80

Figura 6.26 – Configuração geométrica do edifício técnico em corte.	80
Figura 6.27 – Alçado provisório da treliça principal mais desfavorável.	81
Figura 6.28 – Alçado provisório da treliça principal mais desfavorável.	81
Figura 6.29 – Modelos numéricos das duas estruturas.	82
Figura 6.30 – Combinações de ações do edifício técnico da portaria.	84
Figura 6.31 – Combinações de ações de estrutura de treliças metálicas.	84
Figura 6.32 – Quadro de materiais para ambas as estruturas.	85
Figura 6.33 – Definição do tipo de laje.	86
Figura 6.34 – Cálculo da solução pelo <i>software</i> da PAVINORTE.	86
Figura 6.35 – Solução obtida e correspondente peça desenhada.	87
Figura 6.36 – Direção <i>x</i> - Momento fletor face superior.	87
Figura 6.37 – Direção <i>y</i> - Momento fletor face superior.	88
Figura 6.38 – Direção <i>x</i> - Momento fletor face inferior.	89
Figura 6.39 – Direção <i>y</i> - Momento fletor face inferior.	89
Figura 6.40 – Direção <i>x</i> - Momento fletor face superior.	90
Figura 6.41 – Direção <i>y</i> - Momento fletor face superior.	91
Figura 6.42 – Direção <i>x</i> - Momento fletor face inferior.	91
Figura 6.43 – Direção <i>y</i> - Momento fletor face inferior.	92
Figura 6.44 – Solução adotada: Pormenor das armaduras.	92
Figura 6.45 – Solução adotada: Pormenor das armaduras.	96
Figura 6.46 – Definição do segundo modelo numérico.	97
Figura 6.47 – Representação da conversão dos esforços dos pilares.	100
Figura 6.48 – Validação dos pilares.	100
Figura 6.49 – Pormenor da solução adotada.	101
Figura 6.50 – Validação das sapatas.	101
Figura 6.51 – Solução adotada.	102

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto. [2]	11
Tabela 4.2 - Propriedades de resistência e de deformabilidade do betão. [4]	13
Tabela 4.3 – Valores recomendados de w_{max} . [5]	22
Tabela 4.4 – Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural. [4]	24
Tabela 4.5 – Valores da relação ld_{tab} . [4]	24
Tabela 4.6 (1/2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos. [7]	26
Tabela 4.7 (2/2) - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos. [7]	27
Tabela 4.8 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura. [7]	31
Tabela 4.9 – Definição da curva de encravadura em função da secção transversal da secção transversal.[7]	31
Tabela 4.10 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.[7]	33
Tabela 4.11 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas. [7]	33
Tabela 5.1 – Categorias de utilização de edifícios. [4]	36
Tabela 5.2 – Valores das sobrecargas correspondentes às categorias. [9]	37
Tabela 5.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento. [10]	38
Tabela 5.4 – Categorias e parâmetros de terreno. [10]	39
Tabela 5.5 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais. [10] ..	42
Tabela 5.6 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1. [11]	45

Tabela 5.7 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2. [11]	45
Tabela 5.8 – Classes de importância para os edifícios. [11]	48
Tabela 5.9 – Valores dos coeficientes de importância, γ_1 . [11]	48
Tabela 5.10 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1. [11]	49
Tabela 5.11 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2. [11]	49
Tabela 5.12 – Tipos de terreno. [11]	49
Tabela 5.13 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 . [11]	50
Tabela 5.14 – Fator de majoração. [8]	51
Tabela 5.15 – Valores de φ para o cálculo de ψE_i . [11]	52
Tabela 5.16 – Temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores. [12]	55
Tabela 5.17 – Temperaturas indicativas T_{out} para zonas de edifícios acima do solo. [12]	55
Tabela 5.18 – Temperaturas indicativas T_{out} para zonas de edifícios enterradas. [12]	56
Tabela 5.19 – Valores de kh . [4]	57
Tabela 5.20 – Valores de ads_1 e ads_2 . [4]	58
Tabela 5.21 – Coeficientes parciais para as ações, γ_F . [13]	59
Tabela 5.22 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo, γ_M . [13]	59
Tabela 5.23 – Coeficientes parciais de segurança para as ações em edifícios. [4]	62
Tabela 5.24 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios. [2]	62
Tabela 6.1 – Deformação nas vigas.	75

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório foi desenvolvido ao longo do estágio curricular, no âmbito da unidade curricular DIPRE do 2º semestre do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil – Especialização de Estruturas, através da orientação de um docente do ISEP e supervisão de um engenheiro sénior da empresa de acolhimento.

O estágio teve uma duração de cinco meses e foi realizado em ambiente empresarial, mais concretamente na empresa CCAD – Serviço de Engenharia, Lda. O estudante integrou numa equipa experiente na elaboração de projetos de estruturas, com o principal objetivo de desenvolver competências ao nível da modelação e cálculo, bem como na conceção das peças desenhadas, através do acompanhamento de projetos de estruturas de betão armado e estruturas metálicas.

Por fim, este relatório tem como base a caracterização dos diferentes trabalhos realizados durante o estágio curricular, sustentados pela aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo de todo o percurso académico do estudante.

1.2 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O presente relatório desenvolve-se ao longo de sete capítulos. No primeiro capítulo constam as considerações iniciais e a estrutura do relatório. O segundo capítulo é referente à apresentação da empresa de acolhimento e dos trabalhos desenvolvidos durante o estágio curricular. Em seguida, o terceiro capítulo diz respeito à regulamentação e aos softwares utilizados para a elaboração dos projetos desenvolvidos ao longo do estágio. Em seguida, o quarto capítulo é caracterizado pela demonstração das bases para a realização dos projetos de estruturas. O quinto capítulo demonstra como são quantificadas e caracterizadas as ações e as combinações das ações. No sexto capítulo é apresentada a informação sobre os trabalhos desenvolvidos ao longo do estágio. Por fim, o sétimo capítulo diz respeito à apresentação das considerações finais e desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2

EMPRESA DE ACOLHIMENTO

2.1 EMPRESA

A empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda, criada em junho de 2005, sediada atualmente no concelho da Maia, no distrito do Porto, é uma empresa de prestação serviços na área da engenharia civil, que se destaca fundamentalmente na elaboração de projetos de estruturas.



Figura 2.1 – Logotipo da empresa de acolhimento. [1]

A CCAD evidencia-se principalmente pela sua competência, inovação e rigor, garantindo a confiança e satisfação dos seus clientes e colaboradores, através da execução de soluções económicas e de qualidade. Esta empresa, suportada por uma equipa competente e motivada, procura ser cada vez mais uma referência de destaque em Portugal ao nível da prestação de serviços de excelência no ramo da Engenharia Civil. Contudo, procura igualmente promover a aposta noutra tipo de mercados, visto ter efetuado projetos para países como Espanha, Angola, Moçambique, Marrocos, Argélia, Macau e Ucrânia.

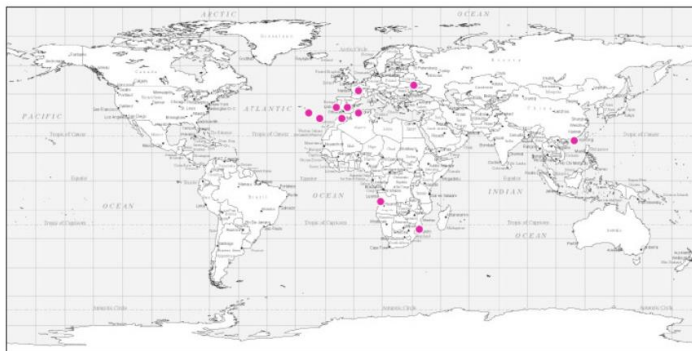


Figura 2.2 – Países intervencionados. [1]

Com mais de 100 projetos de obras de arte executados, destacam-se essencialmente a conceção de estruturas metálicas, em betão armado e em betão armado pré-esforçado, nas mais diversas áreas de intervenção, desde:

- Projetos de obras de arte e pontes;
- Edifícios industriais, comércio e habitação;
- Estações de tratamento de água e de águas residuais;
- Contenções especiais, reforço e reabilitação de estruturas;
- Revisão de projetos, peritagens e pareceres técnicos.

2.2 TRABALHOS DESENVOLVIDOS

No decorrer do estágio curricular, foi possível ao estudante colaborar ativamente no desenvolvimento de alguns projetos solicitados ao gabinete da empresa de acolhimento, onde em conjunto com a equipa de projeto, este pode dar o seu contributo para a melhor realização dos trabalhos propostos.

Neste ponto, são apresentados alguns dos projetos intervencionados pelo estudante, acompanhados por uma pequena descrição do que foi pretendido pelos clientes, a fim de se realizar um enquadramento geral para cada um deles. Por fim, de referir que no capítulo 6 será feita uma caracterização mais detalhada dos projetos que irão constituir este documento.

- **Edifício Comercial: Maxmat de Portalegre**

Neste projeto foi requisitada uma alteração na cobertura do edifício com o objetivo de analisar o comportamento da cobertura relativamente à adição de revestimento térmico (lã de rocha) e tela de impermeabilização à solução da chapa de cobertura existente. Neste caso de estudo, o estudante necessitou de dimensionar a estrutura metálica do edifício através de um programa de cálculo automático, *Robot Structural Analysis*.

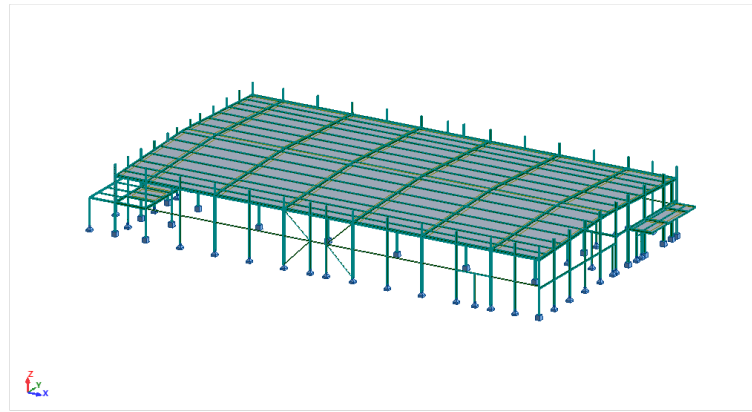
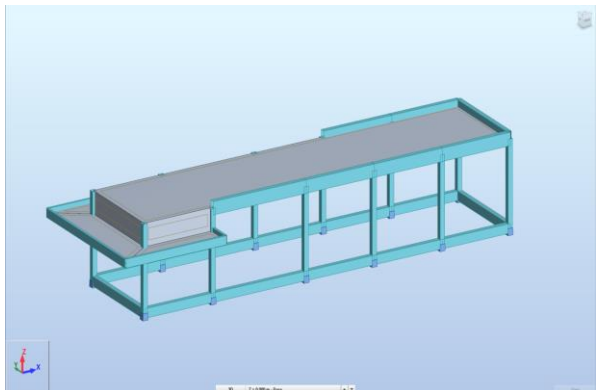


Figura 2.3 – Modelo de cálculo do edifício Maxmat de Portalegre.

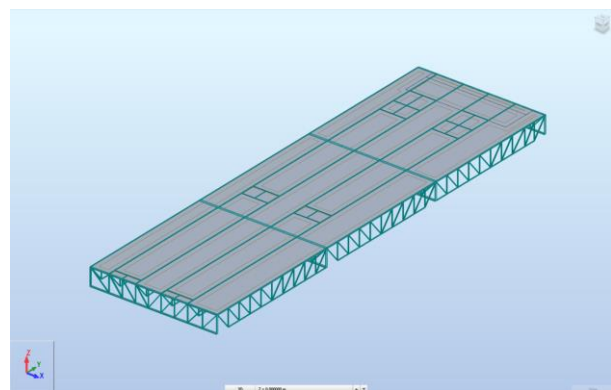
- **Edifício Comercial – LIDL de Marateca, Palmela**

Neste projeto, o estudante esteve presente em diversos trabalhos com o principal destaque para a elaboração de uma estrutura de treliças metálicas para o suporte das máquinas de frio e de um edifício técnico, mais concretamente o edifício da portaria.

Igualmente, para este caso de estudo, o estudante necessitou de dimensionar o edifício técnico e a estrutura metálica através do programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*.



a) Edifício da portaria



b) Estrutura metálica de suporte

Figura 2.4 – Trabalhos desenvolvidos no LIDL de Marateca.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO E CÁLCULO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente, com a constante evolução tecnológica, os *softwares* de desenho, análise e cálculo utilizados na área da Engenharia Civil são ferramentas cada vez mais imprescindíveis aos profissionais do ramo na elaboração de projetos de estruturas, uma vez que é possível retratar de forma bastante fiel, tanto a configuração geométrica, como o comportamento de determinada estrutura face à atuação das diferentes ações.

De seguida, são apresentados os *softwares* e a regulamentação que o estudante utilizou para o desenvolvimento dos modelos de cálculo e peças desenhadas relativos aos projetos elaborados durante o estágio curricular.

3.2 *SOFTWARES*

3.2.1 *AutoCAD*

O *AutoCAD* é um dos *softwares* mais conceituados para a execução de projetos de estruturas no desenvolvimento das peças desenhadas e das plantas de arquitetura, permitindo aos engenheiros civis e arquitetos elaborarem modelos em 2D e 3D.

Este programa possui uma vasta lista de ferramentas, mais conhecidas por “comandos”, com objetivo de auxiliar na fase de execução dos projetos. Igualmente, o *AutoCAD* é fundamental para o dimensionamento de diversos elementos de um projeto de estruturas, devido à sua rapidez de execução e precisão, possibilita uma rigorosa apresentação das plantas e pormenores estruturais, como por exemplo: cortes e alçados, pormenores de ligações, desenhos de armaduras, secções e geometria dos diversos elementos estruturais.

Por fim, a utilização deste *software*, orientada pela experiente equipa de projeto, permitiu ao estudante adquirir, durante o estágio, novas competências técnicas e consolidar as que já possuía contacto ao longo do seu percurso académico.

3.2.2 *Robot Structural Analysis*

Este *software* é um programa de cálculo avançado que permite, de forma bastante credível, efetuar análises lineares e não-lineares de modelos estruturais de edifícios e pontes, bem como possibilita a modelação independente de elementos estruturais como por exemplo caixas de escadas e caixas de elevadores.

O *Robot Structural Analysis* possui diversas ferramentas que auxiliam os engenheiros a projetar, dimensionar e analisar as estruturas dos seus projetos de acordo com a regulamentação em vigor do país ou continente onde se encontram a trabalhar. É um programa de fácil utilização e é bastante eficiente na elaboração de análises dinâmicas de estruturas, quer simplificadas, quer complexas.

Este *software* permite simular modelos numéricos muito próximos da realidade, onde é possível escolher o tipo de material construtivo (betão, aço, madeira ou alumínio). Este possibilita também a introdução de ações e combinações de ações, para a obtenção dos esforços atuantes e deformações dos diferentes elementos estruturais.

No decorrer do estágio, a utilização do *Robot* foi essencial para o dimensionamento e análise estrutural dos projetos de estrutura que o estudante pode auxiliar.

3.3 REGULAMENTAÇÃO

Neste ponto são apresentadas as diversas normas europeias, que serviram de auxílio para o desenvolvimento das diferentes fases dos projetos elaborados no decorrer no estágio curricular.

- NP EN 1990 2009 – Bases para o projecto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1 2009 – Acções em estruturas – Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas de edifícios;
- NP EN 1991-1-4 2010 – Acções em estruturas – Acções gerais. Acções do vento;
- NP EN 1991-1-5 2010 – Acções em estruturas – Acções gerais. Acções térmicas;
- NP EN 1992-1-1 2010 – Projecto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1993-1-1 2010 – Projecto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1997-1 2010 – Projecto geotécnico – Regras gerais;

- NP EN 1998-1 2010 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.

Igualmente, os projetos desenvolvidos respeitam as especificações impostas em:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.E.E.P);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P)

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO

4.1 BASES DE DIMENSIONAMENTO

4.1.1 Considerações Iniciais

As bases para o dimensionamento de qualquer projeto de estruturas encontram-se especificadas na norma NP EN 1990. Esta norma permite estabelecer os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas [2].

Assim, com a verificação destes requisitos, é possível definir o tempo de vida útil do projeto. Este parâmetro define o tempo de cumprimento das funções das estruturas, sem que seja necessária uma intervenção significativa das mesmas. Assim, é atribuída uma classificação por categorias de acordo com o número de anos de funcionamento de determinado tipo de estruturas.

Tabela 4.1 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto. [2]

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	<i>Estruturas provisórias ¹⁾</i>
2	10 a 25	<i>Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios</i>
3	15 a 30	<i>Estruturas agrícolas e semelhantes</i>
4	50	<i>Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes</i>
5	100	<i>Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil</i>

¹⁾ *As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.*

4.1.2 Estados Limites

Estados limites são caracterizados como estados a partir dos quais as estruturas deixam de ter capacidade de cumprir um requisito ou critério de projeto, ou seja, o desempenho das suas funções para que foram construídas é prejudicado. Desta forma, dependendo da gravidade dos danos, os estados limites

encontram-se classificados em duas categorias distintas: estados limites últimos e estados limites de utilização.

Estados Limites Últimos

Estes estados limites estão associados a danos com elevada gravidade, pois são suscetíveis de comprometer a segurança das pessoas e bens, normalmente relacionados ao colapso de estruturas ou a outras formas de rotura/deformação estrutural [3]. Segundo a norma NP EN 1990, os estados limites últimos subdividem-se em:

- Estado limite último de equilíbrio, (EQU): representa a perda de equilíbrio estático ou de parte da estrutura como corpo rígido, em que não sejam condicionantes as resistências dos materiais de construção e do terreno;
- Estado limite último de rotura, (STR): caracteriza-se pela rotura ou deformação excessiva das estruturas ou dos seus elementos estruturais, como por exemplo: estacas, muros de caves, sapatas, entre outros. Neste caso, a resistência dos materiais da estrutura é condicionante;
- Estado limite último geotécnico, (GEO): corresponde à rotura ou deformação excessiva do terreno onde as características resistentes do solo ou da rocha são consideráveis para a resistência das estruturas;
- Estado limite último de fadiga, (FAT): representa-se pela rotura causada por fadiga nas estruturas ou nos seus elementos estruturais.

Estados Limites de Utilização

Estes estados limites estão associados a danos menos severos, não comprometendo a segurança das pessoas e bens, contudo características como o funcionamento da estrutura, o seu aspeto ou o até mesmo o conforto das pessoas, são afetadas. Assim, segundo a norma NP EN 1990, deve-se fazer a distinção entre estados limites de utilização reversíveis e irreversíveis.

- Estados limite de utilização reversível: caracteriza-se pela recuperação das condições iniciais das estruturas, quando estas deixam de ser solicitadas a ações que ultrapassam os requisitos de utilização especificados;
- Estados limite de utilização irreversível: representa-se quando as consequências nas estruturas se mantêm, após a remoção das ações que transcendem os requisitos de utilização especificados.

4.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA NP EN 1992–1–1

4.2.1 Considerações Iniciais

Neste ponto serão apresentados os elementos mais importantes da norma NP EN 1992–1–1 no auxílio ao procedimento de cálculo para o dimensionamento de elementos estruturais de betão armado.

4.2.2 Betão: Classes de Resistência

O betão é um material com elevada capacidade de resistir a esforços de compressão, sendo assim a sua classificação é feita por classes de resistência. Esta classificação baseia-se no valor característico da resistência à compressão (f_{ck}) aos 28 dias de idade, em ensaios conduzidos sobre provetes cilíndricos ou cúbicos [4]. As classes de resistência são normalmente identificadas por $C_{fck/fck,cube}$ em MPa.

Tabela 4.2 - Propriedades de resistência e de deformabilidade do betão. [4]

Classe	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cub}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37

4.2.3 Betão: Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do betão (E_{cm}) não depende da sua classe de resistência, porém depende dos módulos de elasticidade dos seus constituintes. Os valores presentes na Tabela 4.2 são obtidos segundo a curva que relaciona as tensões e as extensões do betão, entre $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0,4f_{cm}$, como apresenta a Figura 4.1.

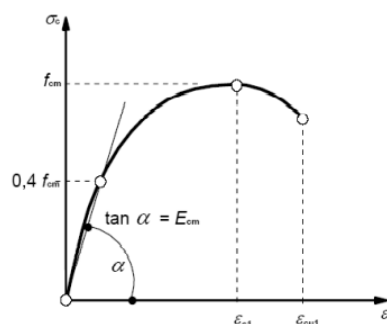


Figura 4.1 – Relação tensões-extensões para a análise estrutural. [4]

4.2.4 Estados Limites Últimos

De acordo com o Eurocódigo 2, para o dimensionamento de elementos estruturais de betão armado é fundamental definir concretamente os esforços atuantes e uma geometria. Posteriormente, com esta informação é possível determinar soluções de armadura para a verificação de segurança dos elementos em análise. Em certos casos, é preciso fazer um redimensionamento, normalmente caracterizado pela alteração da geometria dos elementos, se a verificação de segurança falhar.

4.2.5 Flexão

Segundo a norma NP EN 1992-1-1, para uma análise linear, poderá ser aplicada uma redistribuição de esforços na verificação dos elementos estruturais. Assim, os momentos atuantes poderão ser redistribuídos, se a distribuição de momentos resultante equilibrar as cargas aplicadas nos elementos estruturais [5]. Desta forma, a redistribuição dos momentos fletores poderá ser efetuada sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, desde que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u/d \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

onde:

$$k_1 = 0,44 \text{ e } k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2});$$

ε_{cu2} — Extensão última, igual a 3,5‰;

δ — Relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

x_u — Profundidade do eixo neutro no estado limite último após redistribuição;

d — Altura útil da secção.

No dimensionamento de secções de betão para elementos sujeitos à flexão simples, composta ou desviada, grande parte das vezes, recorre-se a tabelas de cálculo e ábacos [6].

- **Flexão Simples**

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.2)$$

onde:

M_{Ed} — Valor de cálculo do momento fletor atuante;

b — Largura da secção;

d — Altura útil da secção;

f_{cd} — Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Armadura a considerar:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \text{ ou } A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.3)$$

onde:

ω — Percentagem mecânica de armadura;

A_s — Valor da área da secção de armadura;

f_{yd} — Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

De referir que as soluções obtidas pelo cálculo anterior, estão limitadas para valores de armadura máxima e mínima estipulados pela norma, que são os seguintes:

$$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c \quad (4.4)$$

$$A_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; \text{ mas não inferior a } 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (4.5)$$

onde:

A_c — Valor da área de betão;

f_{ctm} — Valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} — Valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t — Largura da secção tracionada.

- **Flexão Composta**

Esforço normal reduzido e Momento fletor reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.6)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.7)$$

onde:

N_{Ed} — Valor de cálculo do esforço normal atuante;

b — Largura da secção;

h — Altura total da secção;

f_{cd} — Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

M_{Ed} — Valor de cálculo do momento fletor atuante.

Armadura a considerar:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \text{ ou } A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.8)$$

onde:

ω — Percentagem mecânica de armadura;

A_s — Valor da área da secção de armadura;

f_{yd} — Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Neste caso, as armaduras obtidas estão também limitadas por valores máximos e mínimos iguais aos anteriores.

- **Flexão Desviada**

Esforço normal reduzido e Momentos fletores reduzidos:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.9)$$

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,y}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.10)$$

$$\mu_z = \frac{M_{Ed,z}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.11)$$

onde:

N_{Ed} — Valor de cálculo do esforço normal atuante;

$M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ — Valores de cálculo dos momentos fletores atuantes;

b — Largura da secção;

h — Altura total da secção;

f_{cd} — Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Armadura a considerar:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \text{ ou } A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.12)$$

onde:

ω — Percentagem mecânica de armadura;

A_s — Valor da área da secção de armadura;

f_{yd} — Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Neste caso, as armaduras obtidas estão também limitadas por valores máximos e mínimos iguais aos anteriores.

4.2.6 Esforço Transverso

Para qualquer elemento linear sujeito a esforços de flexão, encontra-se simultaneamente submetido a esforços de corte ou transverso, que originam tensões tangenciais, τ [4]. Relativamente à verificação de segurança ao esforço transverso para elementos de betão armado, o seu cálculo está dispensado quando se verifica a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.13)$$

onde:

V_{Ed} — Valor de cálculo do esforço transverso resultante das ações exteriores;

$V_{Rd,c}$ — Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso.

Expressão que permite o cálculo do esforço transverso resistente, $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} \geq C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d \quad (4.14)$$

Não devendo o valor de $V_{Rd,c}$ ser inferior a:

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (4.15)$$

onde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ expresso em } mm;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em } MPa;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{sl} — Área de armadura de tração;

b_w — Valor da menor largura da secção entre banzos tracionado e comprimido, expresso em *mm*;

f_{ck} — Valor característico da tensão de cedência do aço, expresso em *MPa*;

d — Altura útil da secção;

$V_{Rd,c}$ — Valor expresso em *N*.

À semelhança do caso anterior, para que a segurança seja verificada ao esforço transversal será necessário que seja validada a seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4.16)$$

Para elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de esforço transversal resistente é obtido através das seguintes expressões:

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \geq V_{Ed} \quad (4.17)$$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq V_{Ed} \quad (4.18)$$

onde:

$$z = 0,9 \cdot d;$$

α_{cw} — Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

A_{sw} — Valor da área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento *s*;

s — Espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal;

f_{ywd} — Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

v_1 — Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

Em situações correntes, pode-se considerar $v_1 = v$, quando se utiliza o mesmo tipo de aço na armadura longitudinal e de esforço transversal, ($f_{yk} = f_{ywk}$). O parâmetro *v* é dado por:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4.19)$$

onde:

f_{ck} — Valor expresso em *MPa*.

No que diz respeito às armaduras de esforço transversal em vigas, é preciso calcular valor mínimo de armadura de esforço transversal, $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$. Este parâmetro é determinado pela seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{min} \cdot b_w \tag{4.20}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{4.21}$$

onde:

f_{ck} e f_{yk} — Valores expressos em MPa.

Por fim, o espaçamento longitudinal entre estribos e o espaçamento entre ramos do mesmo estribo encontram-se limitados por valores máximos, $S_{l,máx}$ e $S_{t,máx}$, respetivamente.

$$S_{l,máx} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \tag{4.22}$$

$$S_{t,máx} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \tag{4.23}$$

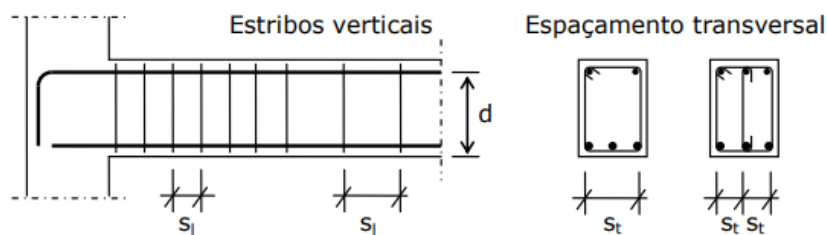


Figura 4.2 – Espaçamento longitudinal e transversal de armaduras de esforço transversal [4].

4.2.7 Torção

Segundo a NP EN 1992–1–1, o equilíbrio de uma determinada estrutura depende da resistência à torção dos seus elementos, dessa forma deve-se efetuar uma verificação de segurança da torção.

A resistência das secções à torção é calculada com base numa secção de paredes finas, na qual o equilíbrio é verificado por um fluxo fechado de tensões tangenciais. Então as secções cheias podem ser caracterizadas como secções ocas equivalentes de paredes finas e as secções de forma complexa, como por exemplo as secções em T, podem ser divididas numa série de secções elementares, sendo cada uma caracterizada como uma secção de paredes finas equivalente, onde a resistência à torção do conjunto é considerada como a soma da resistência de cada elemento [5]. Em seguida, será apresentado um esquema do que foi explicado anteriormente.

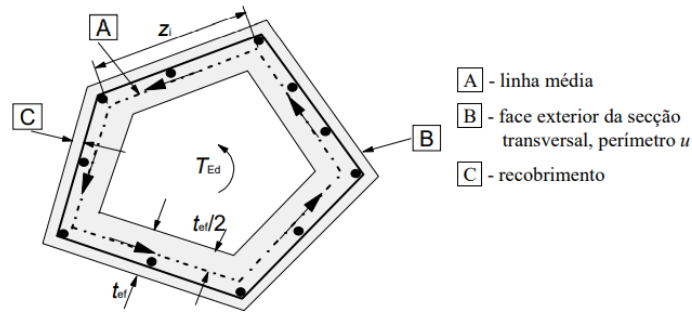


Figura 4.3 – Noções e definições utilizadas no cálculo da torção. [5]

• **Método de Cálculo**

A tensão tangencial numa parede de uma secção sujeita a um momento torsor circular é calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = T_{Ed} / 2 \cdot A_k \tag{4.24}$$

O esforço tangencial, $V_{Ed,i}$ numa parede i devido à torção é obtido por:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \tag{4.25}$$

onde:

T_{ED} — Valor de cálculo do momento torsor aplicado;

A_k — Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;

$\tau_{t,i}$ — Tensão tangencial de torção na parede i ;

$t_{ef,i}$ — Espessura eficaz da parede;

z_i — Comprimento da parede i , definido pela distância entre os pontos de interseção de paredes adjacentes.

Os efeitos da torção e do esforço transversal podem ser sobrepostos, quer para secções ocas, quer para secções cheias. Para que a resistência máxima de um elemento sujeito a esta combinação de esforços seja verificada, deverá respeitar a seguinte condição:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 \tag{4.26}$$

onde:

T_{ED} — Valor de cálculo do momento torsor;

$T_{Rd,max}$ — Valor de cálculo do momento torsor resistente máximo;

V_{Ed} — Valor de cálculo do esforço transverso;

$V_{Rd,max}$ — Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo;

O valor de cálculo do momento torsor resistente é dado por:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (4.27)$$

O cálculo da armadura longitudinal de torção, é obtida pela seguinte expressão:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \quad (4.28)$$

onde:

$u_k = 2 \cdot (b - t_{ef,i} + h - t_{ef,i})$ — Valor do perímetro referente a A_k ;

θ — Ângulo das escoras comprimidas.

Para secções retangulares cheias é necessária uma armadura mínima, desde que se verifique a seguinte relação:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (4.29)$$

onde:

$T_{Rd,c}$ — Valor de cálculo do momento torsor de fendilhação, determinado com $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ — Valor de cálculo do esforço transverso resistente.

4.2.8 Estados Limites de Utilização

Para o dimensionamento de elementos estruturais é preciso verificar a sua segurança relativamente os estados limite de utilização. Desta forma, será essencial estudar os dois seguintes parâmetros: controlo de fendilhação e controlo de deformação.

4.2.9 Controlo de Fendilhação

A fendilhação é um aspeto comum em estruturas de betão e deve ser limitada para não prejudicar o funcionamento e durabilidade das estruturas. Assim, deverá definir-se um valor limite para a largura de fendas, w_{max} , associado à função e natureza da estrutura. Os valores recomendados para a largura de fendas encontram-se na seguinte tabela.

Tabela 4.3 – Valores recomendados de w_{max} . [5]

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

O cálculo da largura de fendas é determinado por:

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.30)$$

onde:

$S_{r,max}$ — Distância máxima entre fendas;

ε_{sm} — Extensão média da armadura;

ε_{cm} — Extensão média no betão entre fendas.

O cálculo da distância máxima, $S_{r,max}$ entre fendas é determinada por:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \quad (4.31)$$

onde:

c — Recobrimento das armaduras longitudinais;

k_1 — Coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência;

= 0,8 para varões de alta aderência;

= 1,6 para armaduras com superfície efetivamente lisa.

k_2 — Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões;

= 0,5 para a flexão;

= 1,0 para a tração simples.

$k_3 = 3,4$;

$k_4 = 0,425$;

ϕ — Diâmetro dos varões. Caso exista varões de diâmetro diferente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} \quad (4.32)$$

onde:

n_k — Número de varões;

O parâmetro $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ é determinado pela seguinte expressão:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.33)$$

onde:

σ_s — Tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

k_t — Coeficiente função da duração do carregamento;

= 0,6 para ações de curta duração;

= 0,4 para ações de longa duração.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (4.34)$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} \quad (4.35)$$

$A_{c,eff}$ — Área da secção efetiva de betão tracionado;

$h_{c,ef}$ — Altura efetiva de betão tracionado, valor igual ao menor dos seguintes parâmetros:

$$2,5 \cdot (h - d); \frac{(h - x)}{3}; \frac{h}{2} \quad (4.36)$$

4.2.10 Controlo da Deformação

À semelhança do parâmetro anterior, a deformação de um elemento não deve prejudicar o funcionamento e natureza das estruturas. Este fenómeno afeta principalmente peças submetidas à flexão, como vigas e lajes. A norma NP EN 1992-1-1 estabelece valores limites máximos de deformação, tendo em conta a natureza e função da estrutura.

- $l/250$ — Para um adequado funcionamento da estrutura;
- $l/500$ — Suscetível de danificar elementos estruturais.

Segundo o Eurocódigo 2, o estado limite de deformação deverá ser verificado, limitando a relação vão/altura ou comparando uma flecha calculada com um valor limite. Assim, os elementos estruturais devem satisfazer a relação vão/altura, $\left(\frac{l}{d}\right)$, não excedendo os limites de deformação.

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{corrigido} \tag{4.37}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_r \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{tab} \cdot K_T \cdot K_\sigma \cdot K_l \cdot K_f \tag{4.38}$$

Nas seguintes tabelas e figura, serão apresentados os diferentes valores para os parâmetros presentes na expressão (4.38).

Tabela 4.4 – Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural. [4]

Sistema estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada	1.0
Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.2
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme), sendo l o vão maior	1.2
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5

Tabela 4.5 – Valores da relação $\left(\frac{l}{d}\right)_{tab}$. [4]

K	f _{ck} [MPa]								f _{ck} [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	ρ=0.5% (lajes)								ρ=1.5% (vigas)							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

Tipo de secção transversal	K _T	f _{yk} [MPa] (A _{s,req} =A _{s,prov})	K _σ	Vão l _{eff} [m]	K _l	Fungiformes l _{eff} [m]	K _f
Vigas retangulares ou em T com b/b _w ≤ 3	1.0	400	1.25	l _{eff} ≤ 7.0m	1.0	l _{eff} ≤ 8.5m	1.0
Vigas em T com b/b _w > 3	0.8	500	1	l _{eff} > 7.0m	$\frac{7.0}{l_{eff}}$	l _{eff} > 8.5m	$\frac{8.5}{l_{eff}}$
		600	0.83				

Figura 4.4 – Obtenção dos valores dos diferentes K_T, K_σ, K_l e K_f. [4]

4.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA NP EN 1993–1–1

4.3.1 Considerações Iniciais

Neste ponto serão apresentados os elementos mais importantes da norma NP EN 1993–1–1 no auxílio ao procedimento de cálculo para o dimensionamento de elementos estruturais metálicos.

4.3.2 Propriedades das Secções Transversais

- Resistência

A característica mais importante deste material é a sua elevada capacidade resistente à tração.

A norma NP EN 1993–1–1 é aplicável no cálculo de estruturas onde os aços estejam em conformidade com Quadro 3.1 da mesma [7]. Sendo assim, estes são classificados segundo a sua tensão de cedência, f_y , e a sua tensão última à tração, f_u .

- Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade, E , a ser considerado para elementos de aço estrutural é normalmente igual a 210 GPa.

4.3.3 Geometria das Secções Transversais

Neste ponto serão apresentados os diferentes tipos de secções que os elementos estruturais metálicos podem adotar. Igualmente, a norma faz a distinção dos tipos de secções de acordo com a sua geometria, enquadrando em secções H, I, U, L (cantoneiras) e tubulares (quadrados, retangulares e circulares).

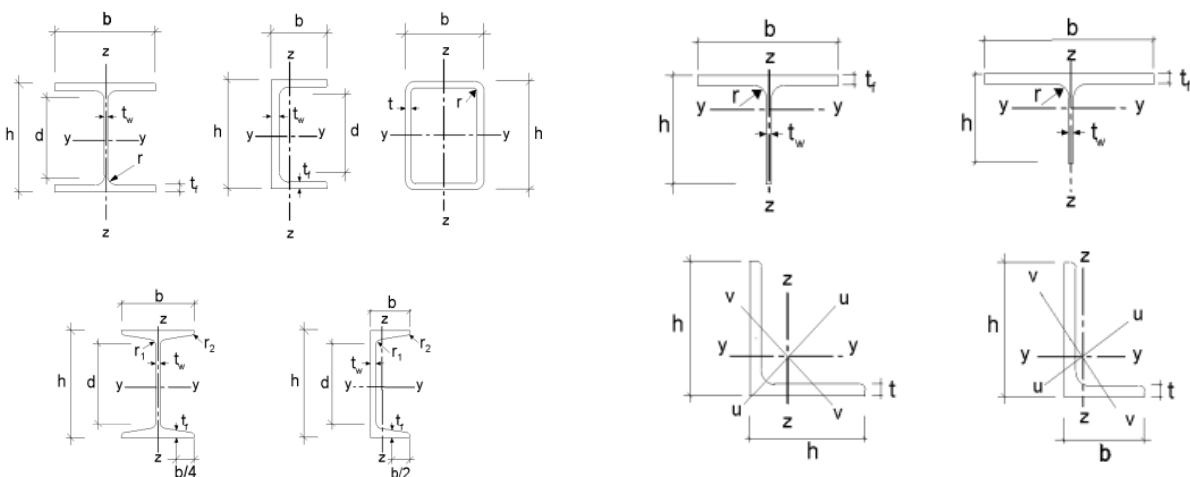


Figura 4.5 – Dimensões e eixos das secções. [7]

4.3.4 Classificação das Secções Transversais

De acordo com a norma NP EN 1993–1–1, a classificação das secções permite identificar em que medida a sua resistência e sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. Desta forma, são definidas quatro classes de secções transversais, como retratam as Tabela 4.6 e Tabela 4.7:

- **Classe 1:** Secções onde se pode formar rótulas plásticas, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- **Classe 2:** Secções que podem atingir a momento resistente plástico, onde a capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.
- **Classe 3:** Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida, pode atingir a valor da tensão de cedência, onde a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- **Classe 4:** Secções onde ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Tabela 4.6 (1/2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos. [7]

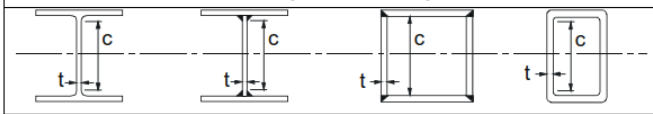
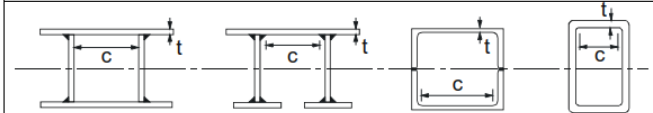
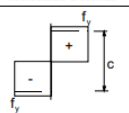
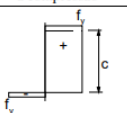
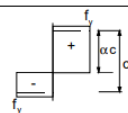
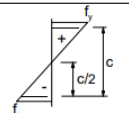
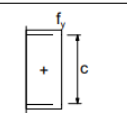
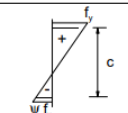
Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/F_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 4.7 (2/2) - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos. [7]

Banzos em consola						
Seções laminadas		Seções soldadas				
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade tracionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\alpha}}$				
Para k_{α} ver a EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Consultar também "Banzos em consola" (ver página 2 de 3)		Cantoneiras	Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes			
Classe	Seção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Seções tubulares						
Classe	Seção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.3.5 Coeficientes de Segurança

O Eurocódigo 3: Parte 1–1 define coeficientes de segurança, γ_M a serem aplicados em função dos valores característicos da resistência das secções transversais:

- $\gamma_{M0} = 1,00$ – Coeficiente relativo à resistência das secções de qualquer classe;
- $\gamma_{M1} = 1,00$ – Coeficiente relativo à resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura;
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coeficiente relativo à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

4.3.6 Verificações de Segurança

- **Tração**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \tag{4.39}$$

onde:

N_{Ed} — Valor de cálculo do esforço de tração atuante;

$N_{t,Rd}$ — Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração, condicionado pelos diferentes aspetos do ponto 6.2.3 da norma NP EN 1993–1–1.

- **Compressão**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1,0 \quad (4.40)$$

onde:

N_{Ed} — Valor de cálculo do esforço de compressão atuante;

$N_{c,Rd}$ — Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão, condicionado pelos diferentes aspetos do ponto 6.2.4 da norma NP EN 1993–1–1.

- **Flexão Simples**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1,0 \quad (4.41)$$

onde:

M_{Ed} — Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ — Valor de cálculo do momento fletor resistente, condicionado pelos diferentes aspetos do ponto 6.2.4 da norma NP EN 1993–1–1.

- **Flexão Desviada**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$|M_{y,Ed}|/M_{y,Rd} + |M_{z,Ed}|/M_{z,Rd} \leq 1,0 \quad (4.42)$$

onde:

$M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ — Valores de cálculo dos momentos fletores atuantes;

$M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ — Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes.

- **Esforço Transverso**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1,0 \quad (4.43)$$

onde:

V_{Ed} — Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ — Valor de cálculo do esforço transverso resistente, condicionado pelos diferentes aspetos do ponto 6.2.4 da norma NP EN 1993–1–1.

Para casos de cálculo plástico, o parâmetro $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico, $V_{pl,Rd}$. Na ausência de torção, o valor de $V_{pl,Rd}$ é obtido por:

$$V_{pl,Rd} \leq \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.44)$$

onde:

A_v — Valor de cálculo da área resistente ao esforço transverso;

f_y — Valor da tensão de cedência do aço;

γ_{M0} — Valor do coeficiente de segurança.

- **Torção**

A segurança encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$T_{Ed}/T_{Rd} \leq 1,0 \quad (4.45)$$

onde:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} ;$$

T_{Ed} — Valor de cálculo do momento torsor total atuante;

$T_{t,Ed}$ — Valor de cálculo do momento torsor uniforme atuante, devido à rotação da secção em torno do seu eixo;

$T_{w,Ed}$ — Valor de cálculo do momento torsor não uniforme atuante, provocado pelo impedimento ao empenamento da peça;

T_{Rd} — Valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal.

4.3.7 Resistência à encurvadura

- **Encurvadura para elementos uniformes comprimidos**

A segurança em relação à encurvadura encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1,0 \quad (4.46)$$

onde:

N_{Ed} — Valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ — Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

O valor de $N_{b,Rd}$ depende da classe da secção transversal em estudo. Desta forma, deverá ser considerado igual:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para secções transversais de Classe 1, 2 e 3} \quad (4.47)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para secções transversais de Classe 4} \quad (4.48)$$

onde:

χ — Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

A — Valor da área da secção.

f_y — Valor da tensão de cedência do aço;

γ_{M1} — Coeficiente de segurança.

O parâmetro χ , corresponde à adequada esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$. Este parâmetro é determinado a partir da curva de encurvadura relevante, através de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (4.49)$$

onde:

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2];$$

α — Fator de imperfeição;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1}; \text{ em que } A = A_{eff} \text{ para secções de Classe 4;}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon, \text{ em que } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}};$$

l_{cr} — Comprimento de encurvadura que depende das condições de apoio dos elementos;

N_{cr} — Valor crítico do esforço normal ao modo de encurvadura elástica relevante.

O valor do comprimento de encurvadura depende das condições de apoio dos elementos. Na seguinte figura encontram-se os diferentes valores que l_{cr} pode tomar.

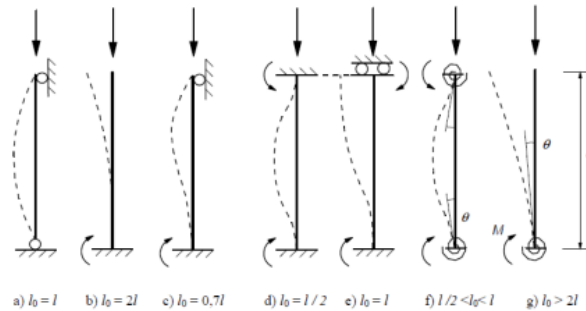


Figura 4.6 – Comprimentos de encurvadura. [5]

Já no que diz respeito ao parâmetro do coeficiente de imperfeição, este corresponde à curva de encurvadura da Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura. [7]

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

As curvas de encurvadura são determinadas pela seguinte tabela.

Tabela 4.9 – Definição da curva de encurvadura em função da secção transversal da secção transversal.[7]

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a_0 a
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Perfis soldados		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a_0	
		enformadas a frio	qualquer	c	c	
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b	
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	c	
Perfis L, T e secções abaciais			qualquer	c	c	
Cantoneiras			qualquer	b	b	

O parâmetro χ correspondente à esbelteza normalizada e é determinado através da Figura 4.7.

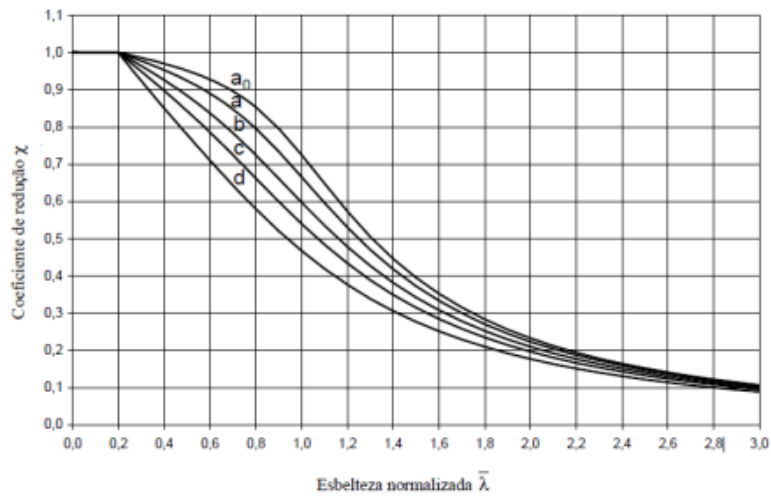


Figura 4.7 – Curvas de encurvadura. [7]

De evidenciar, que os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de segurança das secções transversais, se:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \tag{4.50}$$

Ou

$$N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04 \tag{4.51}$$

- **Encurvadura lateral**

A segurança em relação à encurvadura encontra-se verificada se for satisfeita a seguinte condição:

$$M_{Ed}/M_{b,Rd} \leq 1,0 \tag{4.52}$$

onde:

M_{Ed} — Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$ — Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

Em que:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{4.53}$$

onde:

χ_{LT} — Valor de cálculo do momento fletor atuante;

W_y — Módulo de flexão adequado que da classe da secção transversal, segundo o ponto 6.3.2.1 da norma NP EN 1993–1–1.

O valor de χ_{LT} corresponde à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{LT}$ deverá ser determinado pela seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (4.54)$$

onde:

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2];$$

α_{LT} — Fator de imperfeição;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}};$$

M_{cr} — Valor do momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

O parâmetro ao coeficiente de imperfeição, este corresponde à curva de encurvadura da Tabela 4.10 Tabela 4.8.

Tabela 4.10 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.[7]

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

As curvas de encurvadura lateral são determinadas pela seguinte tabela.

Tabela 4.11 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas. [7]

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

Os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de segurança das secções transversais, se:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \quad (4.55)$$

Ou

$$M_{Ed} / M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 \quad (4.56)$$

De evidenciar, que o parâmetro do momento crítico elástico para a encurvadura lateral, M_{cr} é obtido de uma análise linear de estabilidade, baseando-se nas propriedades da secção transversal bruta, nos carregamentos que as estruturas se encontram sujeitas, na distribuição dos momentos fletores e na disposição dos travamentos laterais [8]. A expressão que permite o seu cálculo é a seguinte:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot J} \quad (4.57)$$

Os diversos coeficientes de interação são calculados segundo o Anexos B da norma NP EN 1993–1–1. Para tal é necessário verificar se o elemento estrutural é suscetível ou não às deformações por torção, visto que depende do valor de cálculo da esbelteza da peça em estudo, $\bar{\lambda}_{LT}$.

CAPÍTULO 5

QUANTIFICAÇÕES DAS AÇÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os documentos de auxílio para dimensionamento das estruturas e quantificações das ações em projetos de estrutura de betão são a norma NP EN 1990 e a norma NP EN 1991.

Como foi referido anteriormente no capítulo 4, o Eurocódigo 0 tem como objetivo estabelecer os princípios e os requisitos para a segurança, utilização e durabilidade das estruturas, tendo como referência os estados limites. Já no que diz respeito ao Eurocódigo 1, esta norma ajuda na aplicação das ações a considerar nas estruturas.

5.2 CLASSIFICAÇÃO DE AÇÕES

No dimensionamento de estruturas, as ações podem-se considerar diretas ou indiretas. Uma ação direta é quando uma força é aplicada à estrutura, como por exemplo o peso próprio ou a sobrecarga de utilização. Já uma ação indireta é uma deformação imposta à estrutura, como a variação de temperatura ou assentamentos de apoio. [8]

Uma determinada ação é classificada de acordo com a sua variação no tempo, da seguinte forma:

- Permanentes: Ações que atuam constantemente durante o período de vida das estruturas. Os exemplos mais comuns são: o peso próprio, o peso dos revestimentos, pré-esforço e as ações indiretas causadas pela retração e fluência do betão.
- Variáveis: Ações que variam durante o período de vidas das estruturas, como por exemplo: sobrecargas de utilização, vento, sismo ou variação de temperatura.
- Acidentais: Ações em que a probabilidade de ocorrência é muito reduzida durante o período de vida das estruturas. São exemplos incêndios ou explosões em edifícios, ou choque de veículos em pilares de pontes ou viadutos.

5.3 DIFERENTES TIPOS DE AÇÕES

Neste ponto serão retratados os aspetos essenciais dos diferentes tipo de ações estudados no desenvolvimento dos projetos durante o estágio curricular.

5.3.1 Cargas Permanentes

No dimensionamento de projetos de estruturas, as cargas permanentes resultam diretamente de ações permanentes, como é o caso do peso próprio das estruturas, das cargas de equipamentos ou das restantes cargas permanentes, que resultam dos elementos construtivos instalados. [8]

5.3.2 Sobrecarga de Utilização

A norma NP EN 1991–1–1 apresenta valores para as sobrecargas de utilização em edifícios consoante a sua ocupação. Esses valores estão relacionados com: a utilização normal por pessoas, o mobiliário e objetos móveis e veículos. Em projeto, estas sobrecargas são modeladas por cargas lineares ou superficiais uniformemente distribuídas, por cargas concentradas ou por combinação de cargas. Assim, para a determinação das sobrecargas, as áreas dos pavimentos e das coberturas dos edifícios deverão ser classificadas por categorias em função da sua utilização. [9]

Tabela 5.1 – Categorias de utilização de edifícios. [4]

	Utilização específica	Exemplo
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D)	<p>C1: Zonas com mesas, etc., por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias</p>
D	Actividades comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns</p>
E	Armazenamento e actividades industriais	
F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (≤ 30 kN de peso bruto e ≤ 8 lugares, não incluindo o do condutor)	Garagens; zonas de estacionamento
G	Locais de circulação e de estacionamento para veículos médios (> 30 kN, ≤ 160 kN de peso bruto, em 2 eixos)	Vias de acesso; zonas de carga e descarga; zonas acessíveis a veículos de bombeiros (≤ 160 kN de peso bruto)
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes	
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a D	
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros	

Tabela 5.2 – Valores das sobrecargas correspondentes às categorias. [9]

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria A		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoria B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoria D		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
Categoria E		
- E1	7,5	7,0
Categoria F	1,5 a <u>2,5</u>	10 a <u>20</u>
Categoria G	5,0	40 a <u>90</u>
Categoria H	0,0 a 1,0 (<u>0,4</u>)	0,9 a 1,5 (<u>1,0</u>)
Categoria I (Ver Categorias A a G)		
Categoria K (Depende da classe do helicóptero)		
Os valores recomendados estão sublinhados		

5.3.3 Ação do Vento

As ações do vento variam em função do tempo e atuam direta e indiretamente, na forma de pressões, sobre as superfícies das estruturas. Das pressões que atuam sobre os elementos de superfície resultam forças perpendiculares à superfície da construção ou dos elementos de revestimento. Assim, o efeito do vento em estruturas depende da sua dimensão, forma e propriedades dinâmicas.

Estas ações são calculadas segundo a norma NP EN 1991–1–4 e são determinadas a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica.

- **Velocidade do vento e pressão dinâmica**

A velocidade do vento e a pressão dinâmica compreendem a uma componente média (velocidade média) e a uma componente flutuante (intensidade de turbulência) [10]. Este parâmetro deve atender aos seguintes aspetos: regime local de ventos, rugosidade do terreno, orografia e variação do vento em função da altura.

De acordo com a norma NP EN 1991–1–4, o valor de referência da velocidade do vento é obtido pela seguinte expressão:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (5.1)$$

onde:

c_{dir} — Valor do coeficiente de direção, igual a 1,0;

c_{season} — Valor do coeficiente de sazão, igual a 1,0;

$v_{b,0}$ — Valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor básico da velocidade de referência do vento é o valor característico da velocidade média do vento para períodos de 10 minutos, independentemente da direção do vento e época do ano, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo em terreno aberto, com vegetação rasteira [10]. Para efeitos da quantificação de $v_{b,0}$, considera-se o país dividido em duas zonas, segundo a Tabela 5.3.

- Zona A – para a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à Zona B;
- Zona B – para os arquipélagos dos Açores e da Madeira e para regiões situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 metros.

Tabela 5.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento. [10]

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

• **Velocidade média do vento**

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento. Esta é determinada pela expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{5.2}$$

onde:

$c_r(z)$ — Valor do coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$ — Valor de orografia, igual a 1,0.

O parâmetro $c_r(z)$ tem em conta a velocidade média do vento no local da construção em resultado de dois aspetos: altura acima do nível do solo e rugosidade do terreno a barlavento da construção (na direção do vento considerada). Assim, o coeficiente de rugosidade é definido pela seguinte expressão:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \tag{5.3}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \text{ para } z \leq z_{min} \tag{5.4}$$

onde:

z_0 — Comprimento de rugosidade;

$$z_t = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \text{ — Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade;}$$

z_{min} — Valor da altura mínima definida pela Tabela 5.4;

$$z_{max} = 200 \text{ m;}$$

$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ — Valor referente à categoria de terreno *II* definido na Tabela 5.4.

Em seguida, são apresentados os valores de z_0 e z_{min} em função da categoria do terreno, de acordo com a seguinte tabela.

Tabela 5.4 – Categorias e parâmetros de terreno. [10]

<i>Categoria de terreno</i>	z_0 [m]	z_{min} [m]
<i>0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar</i>	<i>0,003</i>	<i>1</i>
<i>1 Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos</i>	<i>0,01</i>	<i>1</i>
<i>II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura</i>	<i>0,05</i>	<i>2</i>
<i>III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)</i>	<i>0,3</i>	<i>5</i>
<i>IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m</i>	<i>1,0</i>	<i>10</i>
<i>NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.</i>		

- **Pressão dinâmica de pico**

A pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média, $v_m(z)$, e das flutuações de curta duração da velocidade do vento, $I_v(z)$, sendo determinada pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \tag{5.5}$$

onde:

ρ — Valor da massa volúmica do ar, igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$ — Valor do coeficiente de exposição definido na Figura 5.1;

$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ — Valor da pressão dinâmica de referência.

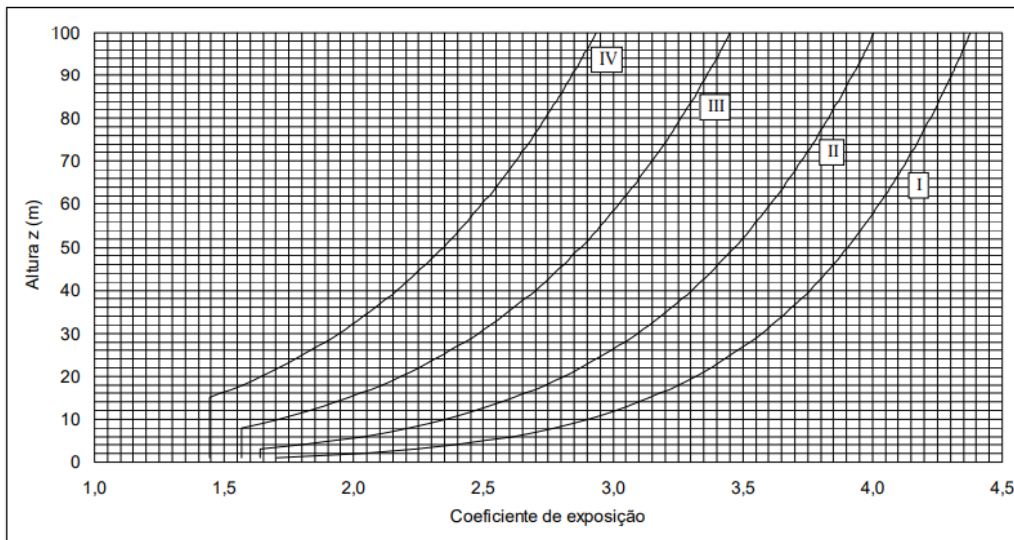


Figura 5.1 – Coeficiente de exposição $c_e(z)$, para c_{dir} e c_{season} igual a 1,0. [10]

- **Pressão exercida pelo vento em superfícies**

As ações do vento sobre as construções e os elementos de construção são determinadas tendo em consideração tanto as pressões exteriores como as pressões interiores ao vento.

Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{5.6}$$

Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i :

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \tag{5.7}$$

onde:

$q_p(z_e)$ — Valor da pressão dinâmica de pico;

z_e e z_i — Valores da altura de referência para a pressão exterior e interior;

c_{pe} e c_{pi} — Valores dos coeficientes para a pressão exterior e interior.

A norma NP EN 1994–1–4 refere que a pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em conta os seus sinais. Assim, uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, ao passo que uma sucção que atua no sentido oposto é considerada negativa. [10]

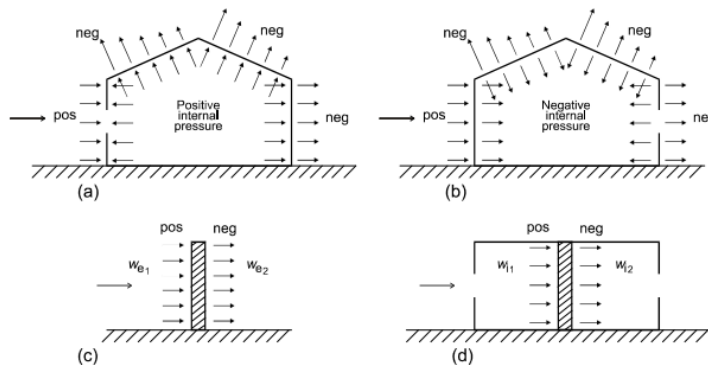


Figura 5.2 – Pressão exercida em superfícies. [10]

No que diz respeito à altura de referência da pressão exterior, z_e para as paredes de barlavento, este parâmetro depende da relação h/b como é representado na Figura 5.3.

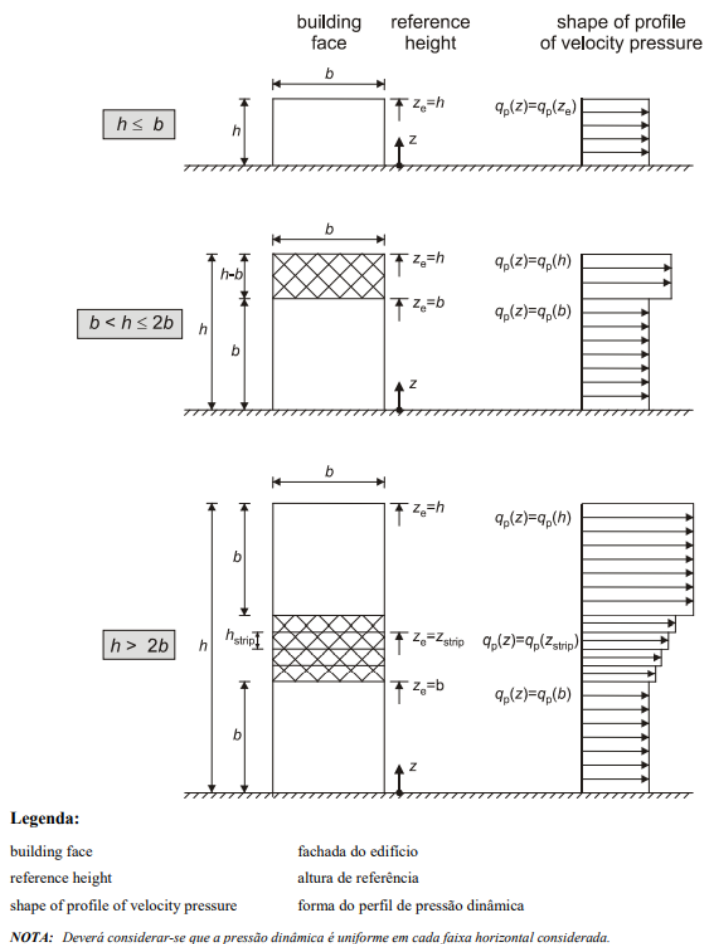


Figura 5.3 – Altura de referência z_e em função de h e b . [10]

O Eurocódigo 1: Parte 1–4 define os valores dos coeficientes para a pressão exterior c_{pe} de forma a serem aplicados em edifícios ou em partes dos mesmos, dependendo das dimensões da superfície carregada e do tipo de superfície. Estes coeficientes dividem-se em: coeficientes globais, $c_{pe,10}$ aplicados em

superfícies com área igual ou superior a 10 m^2 , e coeficientes locais, $c_{pe,1}$ aplicados em superfícies com área igual ou inferior a 1 m^2 .

• **Paredes verticais de edifícios**

A ação do vento não é uma ação uniforme ao longo de todas as paredes dos edifícios. Deste modo, definem-se diferentes zonas para as paredes dispostas na mesma direção em que atua a ação do vento. Por consequência, para essas zonas são atribuídos diferentes valores para a pressão do vento. [8]

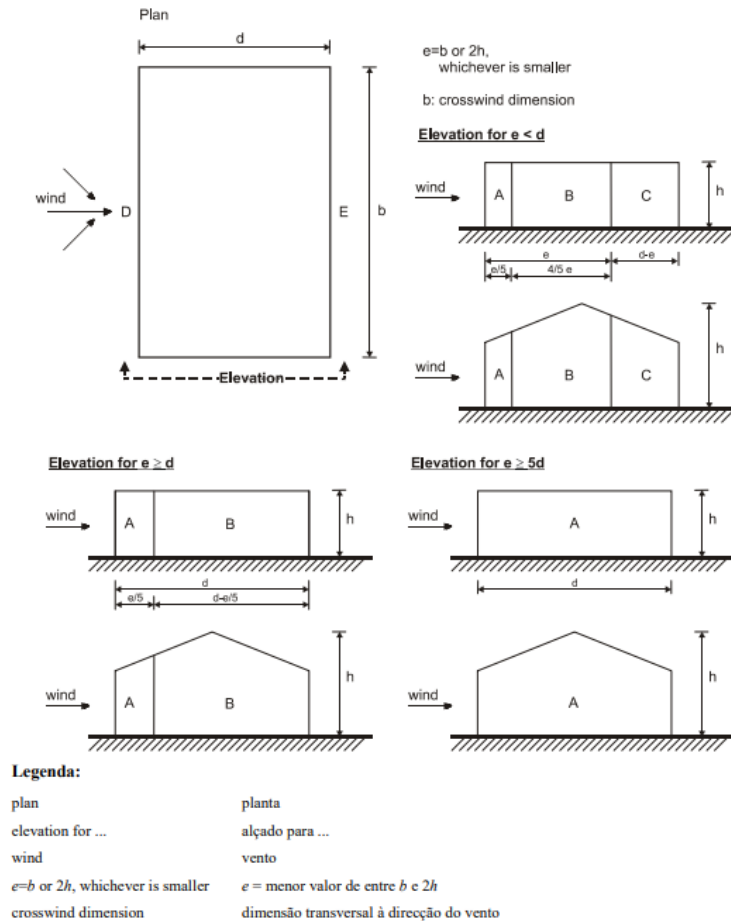


Figura 5.4 – Zonas em paredes verticais. [10]

Os valores de $c_{pe,10}$ e $c_{pe,1}$ são apresentados em função da parede e da zona, como é retratado pela seguinte tabela.

Tabela 5.5 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais. [10]

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

5.3.4 Ação Sísmica

O comportamento sísmico das estruturas é um dos aspetos mais importantes durante o seu dimensionamento. A norma NP EN 1998–1 aplica-se a estruturas em zonas suscetíveis de ocorrência de sismos e tem como finalidade assegurar que as vidas humanas são protegidas, que os danos nas estruturas são limitados e que as estruturas se mantêm operacionais. [11]

Na análise do comportamento das estruturas relativamente ao sismo, o Eurocódigo 8 refere que as estruturas devem ser dimensionadas de forma a verificar os seguintes estados limites: estados limites últimos e estados de limitação de danos. No que diz respeito aos estados limites últimos, estes encontram-se associados ao colapso parcial ou total das estruturas, cenário que coloca em causa a segurança das pessoas. Já relativamente aos estados de limitação de danos, estes estão relacionados com a não ocorrência de danos nas estruturas, na qual os prejuízos de reparação sejam desproporcionalmente elevados relativamente à própria estrutura. [8]

- **Dimensionamento**

Um edifício localizado em zona sísmica está sujeito não só a cargas verticais resultantes do seu peso próprio, revestimentos e sobrecargas, como também a cargas horizontais provocadas pela excitação do plano, devido à ação sísmica.

Para o dimensionamento de edifícios em Portugal, existem dois cenários sísmicos possíveis:

- Ação Sísmica Tipo 1: para sismos afastados, ou seja, com epicentro no mar, a grande distância do continente e de grande magnitude ($M > 5.5$). Caracterizam-se pela sua grande distância focal e duração elevada (acima dos 30 segundos).
- Ação Sísmica Tipo 2: para sismos próximos, ou seja, têm epicentro em terra (território continental e arquipélagos) e são de magnitude moderada ($M < 5.5$). Caracterizam-se pela sua pequena distância focal e duração baixa (entre 7 e 14 segundos).

De referir que o procedimento de cálculo baseia-se na utilização de espectro de resposta do movimento sísmico à superfície do terreno. Estes espectros são conhecidos como espectros de resposta elástica e dependem do tipo de ação sísmica [8]. De acordo com a norma NP EN 1998–1, um espectro de resposta elástica é determinado pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (5.11)$$

onde:

$S_e(T)$ — Espectro de resposta elástica;

T — Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g — Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B — Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C — Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D — Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S — Coeficiente de solo;

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

onde:

η — Coeficiente de correção do amortecimento;

ξ — Valor do amortecimento viscoso da estrutura, igual a 1,0 para 5% de amortecimento.

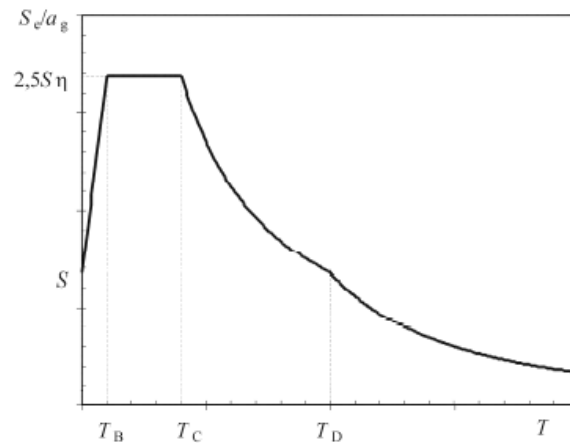


Figura 5.5 – Forma do espectro de resposta elástica. [11]

Os valores dos períodos T_B , T_C e T_D e o coeficiente S dependem todos do tipo de terreno e apresentam diferentes valores consoante o tipo de espectro de resposta elástica (tipo 1 ou tipo 2). Estes valores encontram-se enquadrados nas Tabela 5.6 e Tabela 5.7.

Tabela 5.6 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1. [11]

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

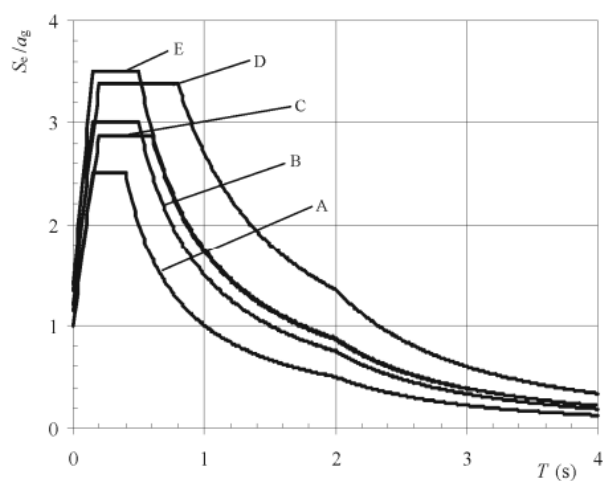


Figura 5.6 – Espectros de resposta elástica de tipo 1 recomendados dos tipos A e E (5% de amortecimento). [11]

Tabela 5.7 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2. [11]

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

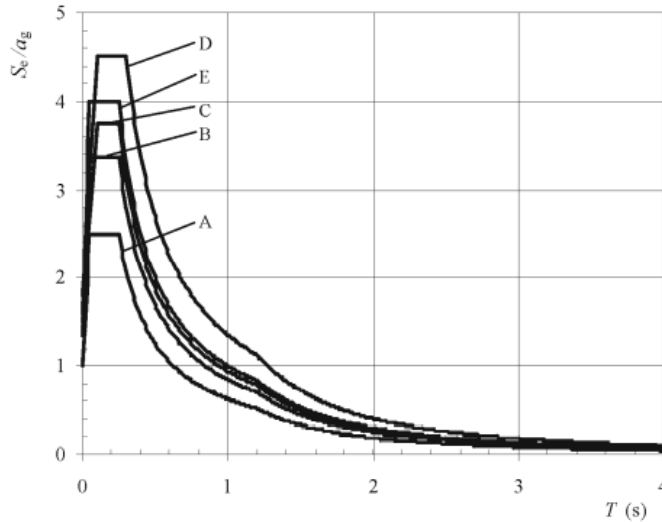


Figura 5.7 - Espectros de resposta elástica de tipo 2 recomendados dos tipos A e E (5% de amortecimento). [11]

O valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g é obtido em função da zona sísmica e da classe de importância da estrutura. Desta forma, a_g é determinado por:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \tag{5.12}$$

onde:

a_{gR} — Valor da aceleração máxima de referência;

γ_1 — Valores do coeficiente de importância da estrutura.

De evidenciar que o Anexo Nacional da norma referida anteriormente apresenta um zonamento sísmico de Portugal Continental e Arquipélagos, para cada tipo de ação sísmica como é ilustrado pelas nas seguintes figuras.

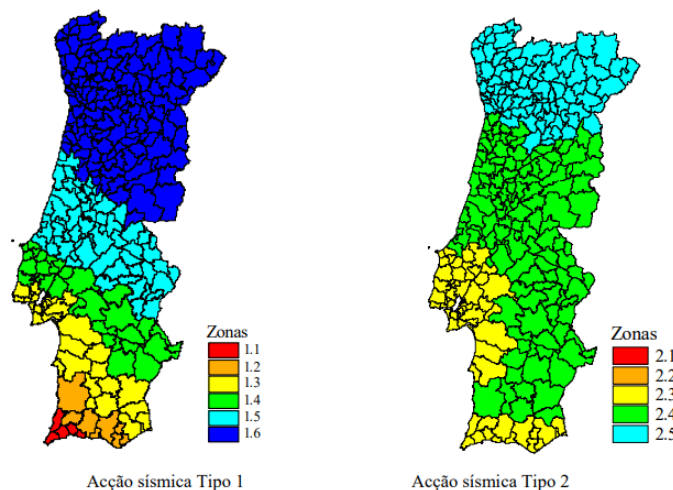


Figura 5.8 – Zonamento sísmico em Portugal continental. [11]



Figura 5.9 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1). [11]

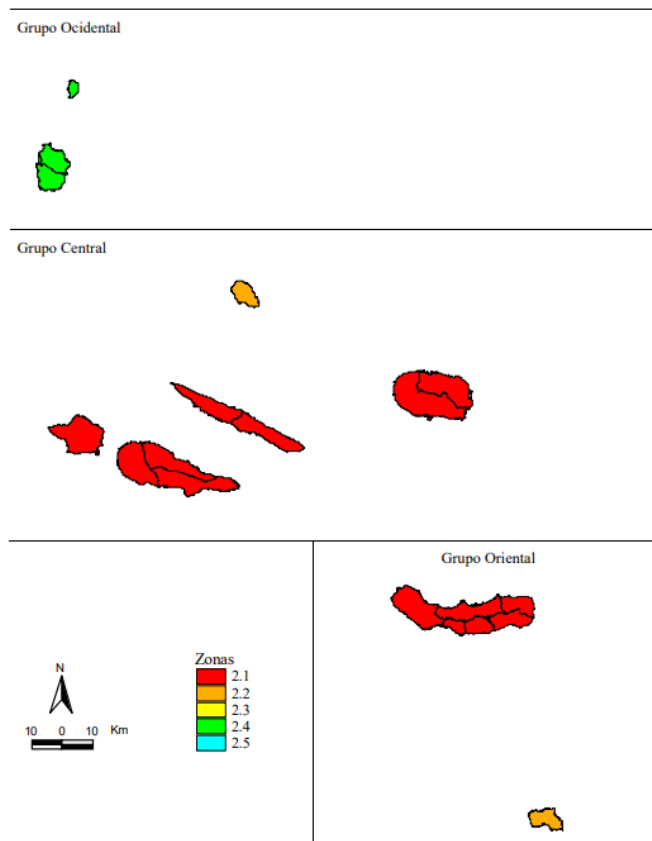


Figura 5.10 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Açores (Ação sísmica Tipo 2). [11]

O valor do coeficiente de importância está relacionado com as consequências do colapso estrutural de um edifício e é determinado em função do tipo de ação sísmica do edifício para a segurança pública e proteção civil. Estes valores são obtidos através da Tabela 5.8 e Tabela 5.9.

Tabela 5.8 – Classes de importância para os edifícios. [11]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 5.9 – Valores dos coeficientes de importância, γ_1 . [11]

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

No que diz respeito ao coeficiente de solo, S , este parâmetro é determinado em função da aceleração à superfície, para:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} \tag{5.13}$$

$$1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 : S = -\frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \tag{5.14}$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S = 1,0 \tag{5.15}$$

Os valores do parâmetro S_{max} e dos períodos T_B , T_C e T_D são considerados em função do tipo de acção sísmica e do tipo de terreno. Estes valores encontram-se na Tabela 5.10 e Tabela 5.11 do Anexo Nacional da norma NP EN 1998-1.

Tabela 5.10 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1. [11]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 5.11 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2. [11]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Já os diferentes tipos de terreno são igualmente definidos pela norma e são determinados pela seguinte tabela.

Tabela 5.12 – Tipos de terreno. [11]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

O conceito de espectro elástico sugere que uma estrutura sujeita a uma ação sísmica recupera a sua posição inicial após a ocorrência do sismo, mantendo a sua integridade. Desta maneira, a estrutura admite um comportamento linear, o que não se verifica, uma vez que esta fendilha.

Na realidade ocorre o fenómeno da plastificação da estrutura antes de atingir um nível de força linear, isto é, a estrutura apresenta um comportamento não linear, pois o seu deslocamento mantém-se logo quando deixa de ser solicitada.

Assim, para evitar uma análise estrutural não elástica, a norma NP EN 1998 admite que se realize uma análise elástica segundo um espectro de resposta reduzido. Este espectro é designado por espectro de cálculo resultante da capacidade de dissipação de energia da estrutura, devido à ductilidade dos seus elementos, capacidade essa quantificada pelo coeficiente de comportamento, q . [8]

O valor do coeficiente de comportamento é obtido em função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura, através da seguinte expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \tag{5.16}$$

onde:

q_0 — Valor básico do coeficiente de comportamento;

k_w — Valores do coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Tabela 5.13 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 . [11]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

O fator de majoração α_u / α_1 , para edifícios regulares em planta, assume os valores apresentados na seguinte tabela.

Tabela 5.14 – Fator de majoração. [8]

<i>Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos</i>	
Edifícios de um só piso	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
<i>Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes</i>	
Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
Outros sistemas de paredes não acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
<p>Nota:</p> <p>No caso de edifícios não regulares em planta, o valor aproximado de α_u/α_1 que pode ser utilizado é igual à média entre 1,0 e o valor estabelecido para o sistema estrutural em causa.</p>	

O coeficiente k_w deve ser considerado como:

$k_w = 1,0$, para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos.

$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$, mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

O coeficiente α_0 diz respeito à esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural. No caso de as esbeltezas h_{wi}/l_{wi} de todas as paredes i de um sistema estrutural não diferirem significativamente, a esbelteza predominante α_0 poderá ser obtida pela seguinte expressão:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (5.17)$$

onde:

h_{wi} — Valor da altura da parede i ;

l_{wi} — Valores do comprimento da secção da parede i .

Desta forma, o espectro de cálculo é determinado pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.20)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.21)$$

O parâmetro β corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo e toma o valor igual a 0,2.

- **Análise modal**

Uma análise sísmica baseia-se no comportamento das estruturas que se traduz pelos modos de vibração, dependendo do tipo de estrutura e frequências de vibração a que poderão estar sujeitas. Geralmente os modos de vibração mais significativos são os três primeiros, que correspondem a dois módulos de translação nas duas direções ortogonais (x e y) e um de torção [8]. Estes modos são determinados com recurso ao programa de cálculo automático, *Robot*.

A norma NP EN 1998–1 estabelece que os efeitos de inércia de uma estrutura devem ser calculados segundo a combinação de ações seguinte:

$$\alpha_0 = \sum G_{k,j} / \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,j} \quad (5.22)$$

onde:

ψ_{Ei} — Valor do coeficiente de combinação para a ação variável i ;

A norma define igualmente que para o cálculo dos esforços sísmicos, os coeficientes de combinação das ações variáveis devem ser determinados por:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (5.23)$$

Este parâmetro possibilita que as ações variáveis tenham um efeito reduzido, quando transformadas em massa, pois considera-se que somente parte dessas ações estão a atuar nas estruturas durante um sismo. Os valores de ψ_{2i} encontram-se definidos na norma NP EN 1990 e presentes neste relatório na Tabela 5.24. Já os valores para o coeficiente φ são determinados pela tabela seguinte:

Tabela 5.15 – Valores de φ para o cálculo de ψ_{Ei} . [11]

<i>Tipo de acção variável</i>	<i>Piso</i>	φ
<i>Categorias A-C¹⁾</i>	<i>Cobertura</i>	<i>1,0</i>
	<i>Pisos com ocupações correlacionadas</i>	<i>0,8</i>
	<i>Pisos com ocupações independentes</i>	<i>0,5</i>
<i>Categorias D-F²⁾</i> <i>e arquivos</i>		<i>1,0</i>

De acordo com a norma NP EN 1998–1, a análise modal é um aspeto crucial na análise sísmica das estruturas. Assim, esta norma refere que pode ser contabilizado um determinado número de modos de vibração, desde que se verifique pelo menos uma das seguintes condições:

- a) O somatório das massas modais efetivas para os modos de vibração considerados deve representar mais de 90% da massa total da estrutura para ambas as direções;
- b) Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total da estrutura são considerados.

A ação sísmica deve ser simulada para ambas as direções ortogonais, segundo a maior e a menor dimensão em planta, recorrendo aos espectros de resposta das ações sísmicas do tipo 1 e tipo 2.

Assim, os valores máximos de resposta da estrutura às ações sísmicas são quantificados através dos espectros de resposta por sobreposição modal, ou seja, é possível determinar a resposta global da estrutura por sobreposição das respostas de cada modo de vibração [8]. Para este efeito encontram-se vários métodos recomendados, tais como:

- 1) Método da soma dos valores máximos das respostas para cada modo de vibração, obtendo um limite superior da resposta global da estrutura

$$Q_{max} = \sum_{n=1}^N Q_{n,max} \quad (5.24)$$

- 2) Método SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) ou CQS (Combinação Quadrática Simples)

Este método permite que o valor máximo da resposta global seja calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo.

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N Q_{n,max}^2} \quad (5.25)$$

onde:

Q — Valor do deslocamento, aceleração, esforço, etc.

Igualmente, este método apresenta resultados viáveis quando as respostas dos modos de vibração são independentes de si [8]. Pela norma, as repostas i e j podem ser consideradas independentes entre si se os seus períodos, T satisfizerem a condição seguinte:

$$\frac{T_j}{T_i} = 0,9, j \leq i \quad (5.26)$$

Caso esta condição seja válida, o valor máximo do efeito de uma ação sísmica pode ser obtido a partir da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5.27)$$

onde:

E_E — Valor do efeito considerado da ação sísmica;

E_{Ei} — Valor do efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

Na análise sísmica de uma estrutura é necessário ter em conta a combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica. A norma NP EN 1998–1 considera que quando o sismo ocorre com o valor máximo numa das direções ortogonais, este não atua na outra direção, o que significa que os valores máximos nunca ocorrem em simultâneo em ambas as direções.

Desta forma, os esforços da combinação das componentes horizontais da ação sísmica podem ser calculados pelas seguintes expressões:

$$E_d = E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (5.28)$$

$$E_d = 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (5.29)$$

onde:

E_{Edx} — Valor dos esforços da ação sísmica segundo a direção x ;

E_{Edy} — Valor dos esforços da ação sísmica segundo a direção y .

5.3.5 Ação Térmica

As estruturas são afetadas por variações de temperatura, diárias ou sazonais. Estas variações conduzem à variação diferencial de volume dos seus elementos. Esta ação pode ocorrer de duas maneiras: por uma temperatura uniforme a que está sujeita a estrutura e por variações diferenciais da temperatura. Devido ao fenómeno de fendilhação do betão deve-se procurar que as ações térmicas não provoquem tensões de tração excessivas nos elementos das estruturas. [8]

A norma NP EN 1991–1–5 determina que as ações térmicas, num determinado elemento estrutural, devem ser especificadas utilizando as seguintes grandezas: componente da variação uniforme de temperatura, componente linear da variação diferencial de temperatura e diferença de temperatura entre diversas partes de uma estrutura. [12]

- **Variação uniforme de temperatura**

A variação uniforme de temperatura, ΔT_u , é determinada pela diferença entre a temperatura média, T , de um elemento e a sua temperatura, T_0 , como é demonstrado na seguinte expressão:

$$\Delta T_u = T - T_0 \tag{5.30}$$

- **Variação diferencial de temperatura**

A variação diferencial de temperatura, ΔT_M , é determinada pela diferença entre as temperaturas nas superfícies interior e exterior dos elementos, como é demonstrado na seguinte expressão:

$$\Delta T_M = T_{in} - T_{out} \tag{5.31}$$

- **Determinação dos perfis de temperatura**

A norma NP EN 1991-1-5 refere que o parâmetro, T , deverá ser definido como sendo a temperatura média de um elemento estrutural, no inverno e no verão, utilizando um perfil de temperatura. No caso de elementos compostos, T é a temperatura média de uma determinada camada. De referir que quando os elementos com uma única camada apresentam condições ambientais idênticas, o parâmetro T poderá ser obtido como sendo a média das temperaturas do ambiente interior, T_{in} e exterior, T_{out} . [12]

Os valores de T_{in} e T_{out} são determinados pelas seguintes tabelas e figuras presentes no Anexo Nacional A da norma.

Tabela 5.16 – Temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores. [12]

Estação	Temperatura T_{in}
Verão	$T_1 = 25\text{ °C}$
Inverno	$T_2 = 18\text{ °C}$

Tabela 5.17 – Temperaturas indicativas T_{out} para zonas de edifícios acima do solo. [12]

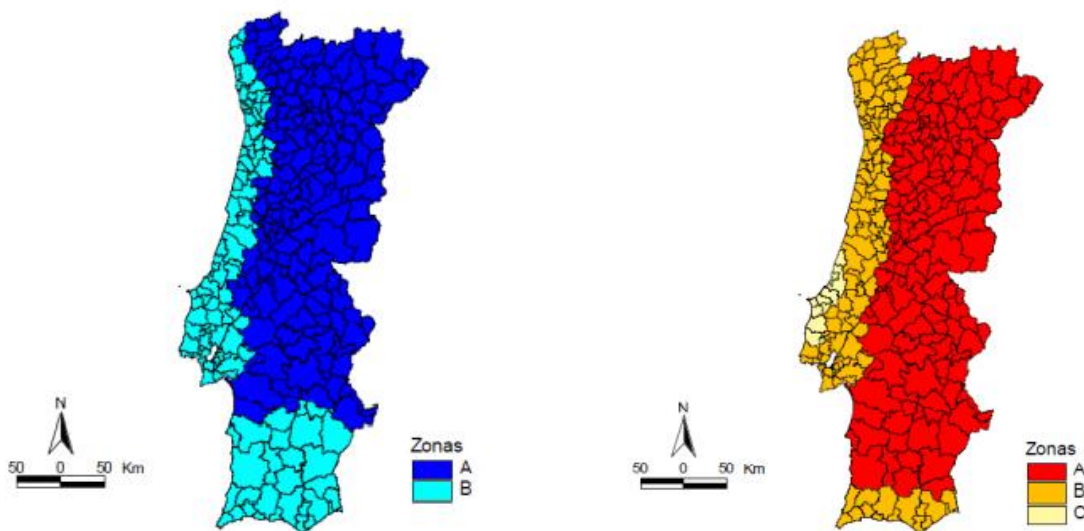
Estação	Factor significativo	Temperatura T_{out} em °C
Verão	0,5 superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
	0,7 superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
	0,9 superfície escura	$T_{max} + T_5$
Inverno		T_{min}
Devem utilizar-se os seguintes valores: $T_3 = 0\text{ °C}; T_4 = 2\text{ °C}; T_5 = 5\text{ °C}$ Os valores de T_{out} assim obtidos, são válidos para superfícies horizontais ou viradas a Oeste. Para ter em conta outras orientações da superfície, o valor T_{out} pode ser multiplicado pelo coeficiente η obtido a partir da seguinte expressão empírica: $\eta = 0,9 + 0,1 \times \text{sen}[(\beta / 360^\circ)^{2,5} \times 360^\circ - 90^\circ]$ onde β representa o ângulo, em graus, que a normal exterior do elemento estrutural faz com o Norte, medido no sentido horário (ex.: N $\rightarrow \beta = 0^\circ$; S $\rightarrow \beta = 180^\circ$; SO $\rightarrow \beta = 225^\circ$).		

Tabela 5.18 – Temperaturas indicativas T_{out} para zonas de edifícios enterradas. [12]

Estação	Profundidade abaixo do solo	Temperatura T_{out}
Verão	Inferior a 1m	$T_6 = 18\text{ °C}$
	Superior a 1m	$T_7 = 15\text{ °C}$
Inverno	Inferior a 1m	T_8
	Superior a 1m	T_9

No Inverno os valores de T_8 e T_9 dependem da zona em que se encontra o edifício. A delimitação das zonas A, B e C encontra-se definida em NA–A.1(1).

Profundidade:	Zona A	Zona B	Zona C
Inferior a 1 m (T_8)	0 °C	5 °C	10 °C
Superior a 1 m (T_9)	3 °C	8 °C	13 °C



a) Para condições de inverno.

b) Para condições de verão.

Figura 5.11 – Zonamento térmico no Continente. [12]

As temperatura mínimas, T_{min} e máximas, T_{max} para as condições ambientais de inverno e verão, encontram especificadas por zonas no Quadro NA.I e NA.II da norma NP EN 1991–1–5, segundo a região do País, incluído os arquipélagos.

5.3.6 Retração

A retração, em elementos estruturais de betão, é uma propriedade cujos efeitos deverão ser considerados na verificação dos estados limites de utilização, visto que influencia os parâmetros do controlo de fendilhação e do controlo de deformação. Este fenómeno depende principalmente dos seguintes fatores: humidade ambiente, dimensão dos elementos e composição do betão. [8]

Assim, de acordo com a NP EN 1992–1–1, o valor da extensão total de retração, ϵ_{CS} é dado por:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.32)$$

onde:

ε_{cd} — Valor da retração de secagem;

ε_{ca} — Valores da retração autógena.

A retração por secagem, ε_{cd} evolui lentamente no tempo e resulta de uma diminuição de volume devido às perdas de água para o exterior. Igualmente, está relacionada com a migração da água no seio do betão endurecido, ocorrendo geralmente alguns dias após a betonagem. Por fim, este parâmetro depende de diversos fatores, nos quais se destacam a resistência do betão, o tipo de cimento e as condições ambientais em que a peça está inserida [4]. Segundo o Eurocódigo 2, a retração por secagem é determinada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (5.33)$$

sendo:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (5.34)$$

onde:

t — Valor da idade do betão na data considerada, em dias;

t_s — Valor da idade do betão, em dias, no início da retração por secagem (fim da cura);

h_0 — Valor da espessura equivalente, em *mm*, da secção transversal = $2 \cdot A_c / u$;

A_c — Valor da área da secção transversal;

u — Valor do perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem;

k_h — Valor do coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 definido pela Tabela 5.19;

$\varepsilon_{cd,0}$ — Valor da extensão de retração por secagem de referência.

Tabela 5.19 –Valores de k_h . [4]

h_0 (mm)	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

O parâmetro $\varepsilon_{cd,0}$ é calculado pela expressão:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (5.35)$$

onde:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] - \text{Valor que depende do tipo de betão, definido na Tabela 5.20;}$$

RH — Valor da humidade relativa ambiente, expresso em percentagem (%);

f_{cm} — Valor médio da tensão de rotura do betão á compressão, em MPa ;

$f_{cm0} = 10 MPa$ e $RH_0 = 100\%$.

Tabela 5.20 – Valores de α_{ds1} e α_{ds2} . [4]

Cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
Classe S	3	0.13
Classe N	4	0.12
Classe R	6	0.11

No que diz respeito à retração autogénea, ε_{ca} , esta tem origem na hidratação do cimento que conduz a uma diminuição da quantidade de água nos poros dos elementos e ocorre na cura do betão, durante os primeiros dias de idade [4]. Segundo o Eurocódigo 2, o parâmetro ε_{ca} é dado por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5.36)$$

sendo:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (5.37)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (5.38)$$

onde:

t — Valor expresso em dias;

5.3.7 Impulso de Terras

Segundo a norma NP EN 1997–1, o impulso de terras deve ser determinado a partir do estado de tensão de repouso, quando não se desenvolve um movimento relativo entre a estrutura e o solo. Para a obtenção do estado de tensão de repouso deve-se ter em conta o historial de tensões do terreno. [13]

Na determinação de impulsos de terras sobre as paredes dos edifícios, este tipo de ação é representado por uma carga triangular igual à tensão horizontal de repouso. Assim, para uma superfície de terreno

horizontal, será necessário calcular o coeficiente de impulso em repouso, K_0 que é obtido pela seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi'_d) \cdot \sqrt{OCR} \quad (5.39)$$

onde:

φ'_d — Valor do ângulo de resistência ao corte;

OCR — Over Consolidation Ratio.

O valor de OCR representa o grau de consolidação dos solos e é obtido pela razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação e tensão efetiva vertical de repouso.

A tensão vertical de repouso, $\sigma_{v,0}$ e a tensão horizontal de repouso, $\sigma_{h,0}$ também são parâmetros indispensáveis no cálculo de impulsos de terras, sendo dados pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{v,0}(H) = \gamma \times H \quad (5.40)$$

$$\sigma_{h,0}(H) = k_0 \times \sigma_v \quad (5.41)$$

No cálculo dos valores das ações e das propriedades dos materiais são utilizados coeficientes de segurança parciais referentes às ações, γ_F e aos parâmetros de resistência do solo, γ_M . Para a verificação dos limites de rotura, STR ou do terreno, GEO anteriormente referidos no capítulo 4, a norma NP EN 1997-1 apresenta dois conjuntos de coeficientes parciais referentes a duas combinações de ações.

Os valores de γ_F e γ_M encontram presentes nas Tabela 5.21 e Tabela 5.22.

Tabela 5.21 – Coeficientes parciais para as ações, γ_F . [13]

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 5.22 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo, γ_M . [13]

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

O valor do impulso de terras sobre as paredes depende dos parâmetros do terreno, tais como o ângulo de resistência ao corte e o peso volúmico das terras, dado pelas seguintes expressões:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (5.42)$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (5.43)$$

Desta forma, a ação será representada por uma carga triangular (carga distribuída) determinada pela expressão:

$$\sigma = \frac{1}{2} \times \gamma \times h \times k_0 \quad (5.44)$$

em que:

σ — Valor expresso em kN/m^2 ;

5.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

5.4.1 Estados Limites Últimos

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, importa especialmente a grandeza das ações sobre a estrutura [4]. Desta forma, a norma NP EN 1990 define as seguintes combinações de ações:

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias – Combinação fundamental

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.45)$$

- Combinação de ações para situações acidentais

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.46)$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.47)$$

5.4.2 Estados Limites de Utilização

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites utilização, importa especialmente a duração das ações sobre a estrutura [4]. Desta forma, a norma NP EN 1990 define as seguintes combinações de ações:

- Combinação característica (ou rara): associada a períodos de muito curta duração, atuando apenas algumas horas do tempo de vida útil das estruturas.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.48)$$

- Combinação frequente: associada a períodos de curta duração, atuando cerca de 5% do tempo de vida útil das estruturas.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.49)$$

- Combinação quase-permanente: associada a períodos de longa duração, atuando aproximadamente metade do tempo de vida útil das estruturas.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.50)$$

5.4.3 Coeficientes Parciais de Segurança das Ações

A norma NP EN 1990 apresenta valores para os coeficientes parciais de segurança das ações γ , que se encontram presentes na seguinte tabela.

Tabela 5.23 – Coeficientes parciais de segurança para as ações em edifícios. [4]

Ações		Símbolos	Situações de projeto	
			Persistente e transitória	Acidental
Permanente	Equilíbrio estático ($E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$) ^(*)			
	desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1.1	1.0
	favorável	$\gamma_{G,inf}$	0.9	1.0
	Rotura e Geotécnico ($E_d \leq R_d$) ^(**)			
	desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1.35	1.0
	favorável	$\gamma_{G,inf}$	1.0	1.0
Variável	(desfavorável)	γ_Q	1.5	1.0
Acidental	(desfavorável)	γ_A	—	1.0

Esta norma apresenta os valores recomendados para os coeficientes ψ . Estes valores são definidos segundo a Tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios. [2]

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional.
^{*)} Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

CAPÍTULO 6

TRABALHOS DESENVOLVIDOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo serão caracterizados os trabalhos desenvolvidos pelo estudante ao longo do estágio curricular. Os projetos intervencionados foram elaborados tendo em conta as normas europeias, destacadas anteriormente no capítulo 3, e adotando uma metodologia de cálculo bastante semelhante à que foi apreendida durante o trajeto académico do estudante.

No que diz respeito aos materiais, estes devem obedecer à regulamentação em vigor e ao Caderno de Encargos. Os critérios de durabilidade e segurança foram considerados para uma vida útil da estrutura de 50 anos.

De referir que as estruturas foram modeladas consoantes as peças desenhadas, através do programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. As ações e as combinações de ações foram estabelecidas de acordo com o tipo de estrutura, função e condicionantes. A quantificação das capacidades resistentes das secções foi feita com recurso a folhas de cálculo e rotinas desenvolvidas pelo gabinete de projeto, com base nos métodos correntes da “Resistência dos Materiais” e da “Teoria das Estruturas”.

6.2 MAXMAT DE PORTALEGRE – COBERTURA

6.2.1 Enquadramento geral

Este projeto foi realizado na sequência de uma solicitação efetuada ao gabinete da CCAD, com o objetivo de analisar a estrutura da cobertura do edifício comercial da Maxmat de Portalegre e avaliar as implicações da substituição do sistema de cobertura existente.

Assim, foi desenvolvido um estudo para a avaliação da segurança da cobertura do edifício para receber uma carga adicional devido à instalação de um novo sistema de cobertura com lâ de rocha e tela de impermeabilização.

De evidenciar, que neste projeto não foi efetuada qualquer visita ao edifício. Contudo, foram facultadas as plantas estruturais relativas ao projeto de arquitetura, o que permitiu caracterizar a estrutura existente ao nível da sua geometria, secções dos seus elementos estruturais e materiais.

Desta forma, realizou-se uma análise estrutural da cobertura existente, modelando-a numericamente num programa de cálculo e estudando o seu comportamento para as ações relevantes, com o propósito de se avaliar os cenários de deformação e resistência última.

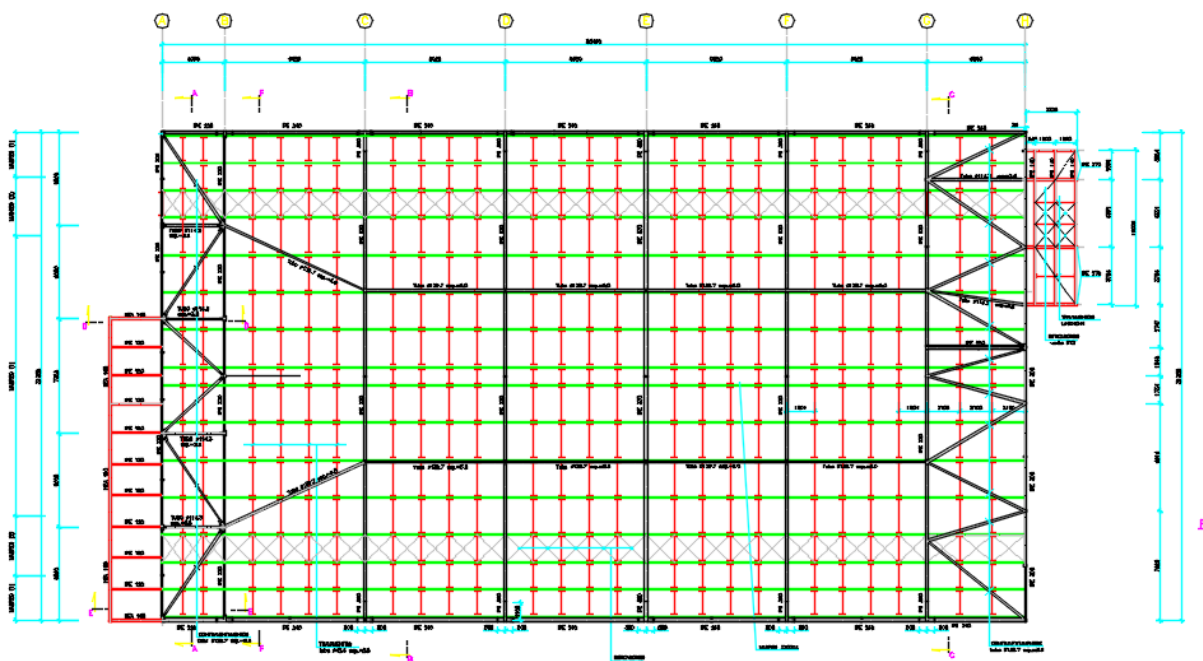


Figura 6.1 – Planta estrutural da cobertura metálica existente.

6.2.2 Solução Estrutural

O edifício é composto por elementos estruturais metálicos, tanto vigas e pilares, e apresenta piso em betão armado. No que diz respeito à sua cobertura, esta é igualmente em solução metálica.

A cobertura é constituída por quatro pórticos principais centrais (pórticos C, D, E e F) e por quatro pórticos secundários laterais, onde dois destes situam-se à esquerda do pórtico C e os outros dois à direita do pórtico F. Todos os pórticos apresentam pilares e vigas metálicas que sustentam as madres, igualmente metálicas, que por sua vez suportam a chapa de revestimento da cobertura.

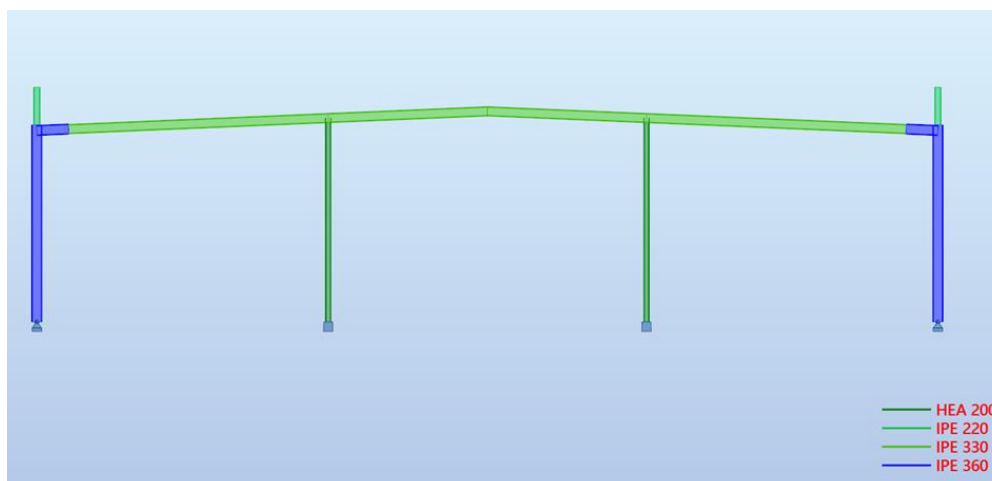


Figura 6.2 – Disposição de um dos pórticos principais do edifício.

Neste projeto existiu a necessidade de adicionar revestimento térmico (lã de rocha) e tela de impermeabilização à solução da chapa de revestimento existente, devido a uma impermeabilização deficiente de cobertura existente. Assim, era necessário avaliar o comportamento da cobertura, não só ao nível da sua condição inicial, como também face à alteração da solução estrutural.

A cobertura do edifício caracteriza-se por uma solução em vigas metálicas de:

- Perfil IPE 330, para os pórticos principais centrais e pórtico secundário lateral G;
- Perfil IPE 300, para o pórtico secundário lateral H;
- Perfil IPE 220, para os pórticos secundários laterais A e B.

Não existe continuidade entre as vigas adjacentes da cobertura, na ligação entre estas e os pilares exteriores do edifício.

As madres metálicas têm continuidade e estão apoiadas sobre as vigas da cobertura, sendo constituídas por perfis Z 300x4 (de acordo com as peças desenhadas) com um vão máximo de 9,02m e com um desenvolvimento total de 55,40m.

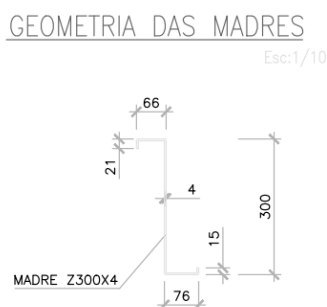


Figura 6.3 – Geometria da secção das madres das coberturas.

Relativamente à análise da chapa de revestimento da cobertura existente, foi sugerida a seguinte hipótese de intervenção a ser adotada:

- À chapa metálica de revestimento existente, será adicionada uma camada de lã de rocha de 40mm (com 150 kg/m^3 de densidade) entre as nervuras da chapa, considerando 75% do peso total do isolamento. Sucessivamente, será adicionada uma outra camada de lã rocha de 40 mm (com 175 kg/m^3 de densidade) e sobre esta será aplicada uma tela de impermeabilização com $1,70 \text{ kg/m}^2$. Assim, com esta intervenção, o revestimento referente à cobertura apresentará um acréscimo de: $(0,04 * 150 * 75\%) + (0,04 * 175) + 1,70 = 13,2 \text{ kg/m}^2$

Contudo, para análise, considerou-se um acréscimo de carga de $15,0 \text{ kg/m}^2$.

6.2.3 Análise Estrutural

A estrutura da cobertura foi analisada pelo programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, modelando detalhadamente os seus elementos estruturais: pilares, vigas e madres, através de elementos lineares de barra, com as respetivas geometrias, secções e alinhamentos.

Nas condições de apoio procurou-se traduzir o tipo de ligação existente entre elementos e estrutura vertical de apoio à cobertura. De referir, que se considerou que as madres estão apoiadas nas vigas principais da cobertura e que estas (vigas) estão apoiadas nos pilares.

De salientar que a análise estrutural focou-se na estrutura da cobertura. No entanto, analisaram-se os pilares que a suportam, uma vez que estes poderão ser afetados pelo acréscimo de carga resultante da nova solução estrutural da cobertura.

De seguida, apresenta-se a perspetiva global do modelo numérico da cobertura (Figura 6.4).

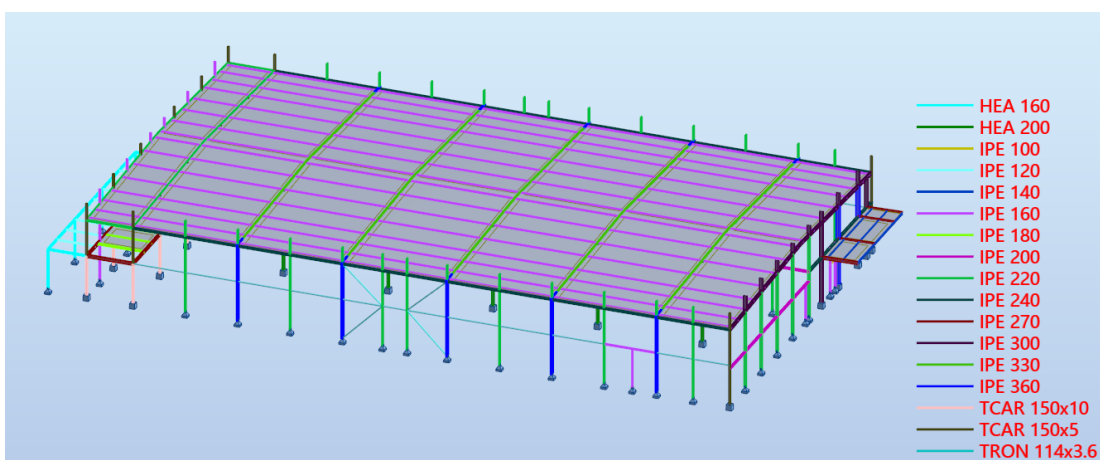


Figura 6.4 – Perspetiva global do modelo numérico de cálculo da estrutura.

6.2.4 Ações e Combinações de Ações

Neste ponto, procurou-se atender ao número de ações e combinações de ações consideradas relevantes. No entanto, é conveniente proceder a algumas simplificações de forma a tornar o cálculo mais eficiente e claro. De referir, que as ações do vento e do sismo não foram contabilizadas por se tratar apenas de uma alteração da solução construtiva da cobertura metálica de um edifício existente.

Assim, consideraram-se as seguintes ações:

➤ Ações permanentes:

- Peso próprio do aço: $78,50 \text{ kN/m}^3$
- Solução estrutural existente (condição original): $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Hipótese de intervenção (acréscimo de carga): $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Restantes cargas permanentes: $0,10 \text{ kN/m}^2$
- Revestimentos: $0,10 \text{ kN/m}^2$

➤ Ações variáveis:

- Sobrecarga ($\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 0$): $0,30 \text{ kN/m}^2$

➤ Combinações de ações:

- E.L.U. – Condição original da cobertura:

$$1,35 \times (PP + REV) + 1,50 \times (RCP + SOB)$$

- E.L.U. – Hipótese de intervenção (acréscimo de carga):

$$1,35 \times (PP + REV + \text{acr. carga}) + 1,50 \times (RCP + SOB)$$

- E.L.S. – Condição original da cobertura:

$$1,00 \times (PP + REV + RCP)$$

- E.L.S. – Hipótese de intervenção (acréscimo de carga):

$$1,00 \times (PP + REV + RCP + \text{acr. carga})$$

6.2.5 Materiais

Toda a estrutura do edifício é em aço. De acordo com a informação das plantas estruturais, os perfis, barras e chapas são em aço S275 JR, segundo a norma EN 10025 e os tubos são em aço S275 J0H, segundo a norma EN 10210.

6.2.6 Verificação de Segurança

A segurança da estrutura foi verificada para Estados Limite Últimos (E.L.U), calculando as resistências últimas de todos os elementos para os esforços de flexão, torção e esforço transversal, incluindo os efeitos de instabilidade por encurvadura e bambeamento. Assim, a quantificação da capacidade resistente dos elementos em E.L.U foi realizada através de uma rotina de cálculo automático do programa *Robot*, que tem em conta a interação dos diferentes esforços atuantes nos eixos principais de inércia da peça para determinar o nível de solicitação da secção, comparando-o com a resistência última do elemento. A comparação é realizada através de um rácio entre a solicitação e a resistência de cada secção, sendo que para rácios inferiores à unidade, a segurança está verificada.

Já para Estados Limite de Serviço (E.L.S), calculou-se a deformação vertical dos elementos para uma flecha máxima de $L/250$, relativamente aos apoios extremos, enquanto os deslocamentos horizontais dos nós foram limitados a $L/250$. De salientar que este cálculo também foi feito através do programa de cálculo *Robot*.

6.2.7 Análise da Cobertura

Em seguida, apresentam-se os resultados da avaliação da segurança da cobertura, solicitada pelas ações consideradas tanto para o cálculo da sua condição original, como para a hipótese de intervenção através do acréscimo de carga. Desta forma, realizou-se uma análise estrutural da cobertura metálica para a avaliação dos cenários de resistência última e de deformação.

6.2.7.1 Chapa Metálica – Chapa Sandwich

Segundo a informação disponibilizada pelo fabricante, retirada da ficha técnica (presente no Anexo I), face aos vãos máximos existentes ($\approx 2,40m$) e às condições de apoio da chapa. Esta resiste a $3,10 \text{ kN/m}^2$.

Cargas Máximas Admissíveis (kN/m^2):

Vão Livre L (m)	Força Máxima (Carga de Ruptura)		Flecha Máxima (mm)
	N/m^2	Kg/m^2	
1,50	6118	624	26
2,00	4408	450	27
2,50	3041	310	31
3,00	2224	227	49

Figura 6.5 – Cargas admissíveis para a chapa de cobertura.

Para a verificação da chapa *sandwich* foram consideradas as seguintes cargas:

- RCP (Restantes cargas permanentes) = 0,1 kN/m²;
- Acréscimo de carga (Tela de impermeabilização + revestimento térmico) = 0,15 kN/m²;
- Sobrecarga = 0,3 kN/m².

Assim, obtêm-se o seguinte valor:

$$(0,10 + 0,15 + 0,30) = 0,55 \text{ kN/m}^2 < 3,10 \text{ kN/m}^2$$

Então, a chapa de cobertura considerada verifica a segurança para o acréscimo de carga de 0,15 kN/m².

6.2.7.2 Madres

De acordo com o projeto de estruturas, as madres são constituídas por perfis enformados a frio Z 300x4. Efetuaram-se diversas pesquisas em vários fabricantes, contudo não foi possível encontrar as propriedades efetivas para o tipo de madre em análise, nomeadamente com uma espessura de 4,0 mm. Assim, para a verificação de segurança das madres foi considerada uma secção com dimensões e propriedades equivalentes, mais concretamente uma chapa de perfil C 300x4. De referir que os cálculos foram feitos com recurso a folhas de cálculo.

Condição original da cobertura

- **Esforços resistentes**

<u>ESFORÇO RESISTENTE DE TRACÇÃO:</u>	
(6.1.2)	$N_{t,Rd} = 557,353 \text{ kN}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE COMPRESSÃO:</u>	
(6.1.3)	$N_{c,Rd} = 379,253 \text{ kN}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE FLEXÃO:</u>	
(6.1.4)	$M_{y,Rd} = 43,190 \text{ kN.m}$
(6.1.4)	$M_{z,Rd} = 13,701 \text{ kN.m}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE CORTE:</u>	
<u>Sem Reforço no Apoio:</u>	
(6.1.5)	$V_{Rd} = 165,977 \text{ kN}$
<u>Com Reforço no Apoio:</u>	
(6.1.5)	$V_{Rd} = 165,977 \text{ kN}$

Figura 6.6 - Cálculo dos diversos esforços resistentes.

• Esforços atuantes

$$N_{t,Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

$$N_{c,Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 21,660 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,000 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 9,610 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

Figura 6.7 – Resultados dos esforços atuantes.

• Verificações de Segurança

MOMENTO FLECTOR:			
Flexão Simples Y	(6.1.4)	0,502	OK
Flexão Simples Z	(6.1.4)	0,000	OK
Flexão Desviada	(6.1.4.1(7))	0,50	OK
Flexão Desviada Composta com Tração	(6.1.8)	0,50	OK
Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,50	OK

ESFORÇO TRANSVERSO:			
Sem Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,058	OK
Com Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,058	OK
Flexão Composta com Esforço Axial de Corte	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERAÇÃO		
	$M_{f,Rd} =$	23,627	kN.m
	$M_{pL,Rd} =$	47,387	kN.m
	Verificação:		
	(6.1.10)	0,502	OK

Figura 6.8 – Verificações de segurança: flexão e corte (E.L.U.).

$$M_{Ed,ser} = 18,600 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} \leftrightarrow \sigma_{gr} = 117,375 \text{ MPa}$$

$$\sigma = f_{yb} = 280,000 \text{ MPa}$$

$$I_{gr} = 23456940,887 \text{ mm}^4$$

$$I(\sigma)_{eff} = 22830278,037 \text{ mm}^4$$

$$L = 9,020 \text{ m}$$

$$q_{d,ser} = 1,829 \text{ kN/m}$$

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} \times (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

$$I_{fic} = 23194245,432 \text{ mm}^4$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,ser} \times L^4}{E \times I_{fic}}$$

$$\delta = 32,363 \text{ mm}$$

Verificação:

$$\delta \leq \delta_{lim} = \frac{L}{250} \leftrightarrow 0,032 \text{ m} \leq 0,036 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Figura 6.9 – Verificações de segurança: deformação (E.L.S.).

Momento Crítico:

$$C_1 = 1,000$$

$$M_{cr} = 103,507 \text{ kN.m}$$

Esbelteza Normalizada:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,646$$

Factor de Redução:

Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4
 Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1

$$\chi_{LT} = 0,813 \leq 1,0$$

Momento Resistente à Encurvadura Lateral:

$$M_{b,Rd} = 35,128 \text{ kN.m}$$

Verificação:

VERIFICA

Figura 6.10 – Verificação da encurvadura lateral.

Hipótese de intervenção – Acréscimo de carga

- Esforços resistentes

<u>ESFORÇO RESISTENTE DE TRACÇÃO:</u>	
(6.1.2)	$N_{t,Rd} = 557,353 \text{ kN}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE COMPRESSÃO:</u>	
(6.1.3)	$N_{c,Rd} = 379,253 \text{ kN}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE FLEXÃO:</u>	
(6.1.4)	$M_{y,Rd} = 43,190 \text{ kN.m}$
(6.1.4)	$M_{z,Rd} = 13,701 \text{ kN.m}$
<u>ESFORÇO RESISTENTE DE CORTE:</u>	
<u>Sem Reforço no Apoio:</u>	
(6.1.5)	$V_{Rd} = 165,977 \text{ kN}$
<u>Com Reforço no Apoio:</u>	
(6.1.5)	$V_{Rd} = 165,977 \text{ kN}$

Figura 6.11 – Cálculo dos diversos esforços resistentes.

• Esforços atuantes

$$N_{t,Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

$$N_{c,Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 26,540 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,000 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 11,750 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

Figura 6.12 – Resultados dos esforços atuantes.

• Verificações de Segurança

MOMENTO FLECTOR:			
Flexão Simples Y	(6.1.4)	0,614	OK
Flexão Simples Z	(6.1.4)	0,000	OK
Flexão Desviada	(6.1.4.1(7))	0,60	OK
Flexão Desviada Composta com Tracção	(6.1.8)	0,60	OK
Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,60	OK

ESFORÇO TRANSVERSO:			
Sem Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,071	OK
Com Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,071	OK
Flexão Composta com Esforço Axial de Corte	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERAÇÃO		
	$M_{f,Rd} =$	23,627	kN.m
	$M_{pl,Rd} =$	47,387	kN.m
	Verificação:		
	(6.1.10)	0,614	OK

Figura 6.13 – Verificações de segurança: flexão e corte (E.L.U.).

$$M_{Ed,ser} = 18,600 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} \leftrightarrow \sigma_{gr} = 117,375 \text{ MPa}$$

$$\sigma = f_{yb} = 280,000 \text{ MPa}$$

$$I_{gr} = 23456940,887 \text{ mm}^4$$

$$I(\sigma)_{eff} = 22830278,037 \text{ mm}^4$$

$$L = 9,020 \text{ m}$$

$$q_{d,ser} = 1,829 \text{ kN/m}$$

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} \times (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

$$I_{fic} = 23194245,432 \text{ mm}^4$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,ser} \times L^4}{E \times I_{fic}}$$

$$\delta = 32,363 \text{ mm}$$

Verificação:

$$\delta \leq \delta_{lim} = \frac{L}{250} \leftrightarrow 0,032 \text{ m} \leq 0,036 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Figura 6.14 – Verificações de segurança: deformação (E.L.S.).

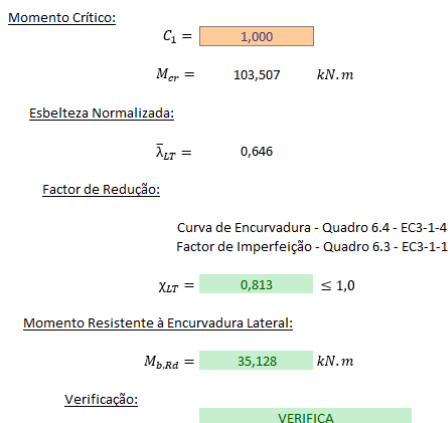


Figura 6.15 – Verificação da encurvadura lateral.

Assim, o acréscimo de carga na cobertura não implica qualquer problema a nível estrutural, uma vez que a estrutura existente se comporta favoravelmente face à nova solicitação.

6.2.7.3 Vigas

De seguida, serão apresentados os resultados das vigas de cobertura referentes às verificações para os Estados Limites Últimos para:

- Condição original da cobertura

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
175	IPE 220	S 275	65.89	75.90	0.77	6 ELU orig
199	IPE 220	S 275	64.74	17.39	0.76	6 ELU orig
150	IPE 220	S 275	65.89	75.90	0.73	6 ELU orig
152	IPE 220	S 275	64.74	17.39	0.71	6 ELU orig
154	IPE 220	S 275	40.36	96.86	0.64	6 ELU orig
146	IPE 220	S 275	40.36	96.86	0.64	6 ELU orig
227	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
223	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
217	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
209	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
213	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
215	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
219	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
225	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.56	6 ELU orig
212	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.47	6 ELU orig
224	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.47	6 ELU orig
218	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.47	6 ELU orig
233	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.47	6 ELU orig
226	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.47	6 ELU orig
222	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.46	6 ELU orig
216	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.46	6 ELU orig
214	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.46	6 ELU orig
237	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.35	6 ELU orig
240	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.34	6 ELU orig
34	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.20	6 ELU orig
38	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.20	6 ELU orig
25	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.18	6 ELU orig
22	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.18	6 ELU orig
2	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.18	6 ELU orig

Figura 6.16 – Verificação de segurança: resultados.

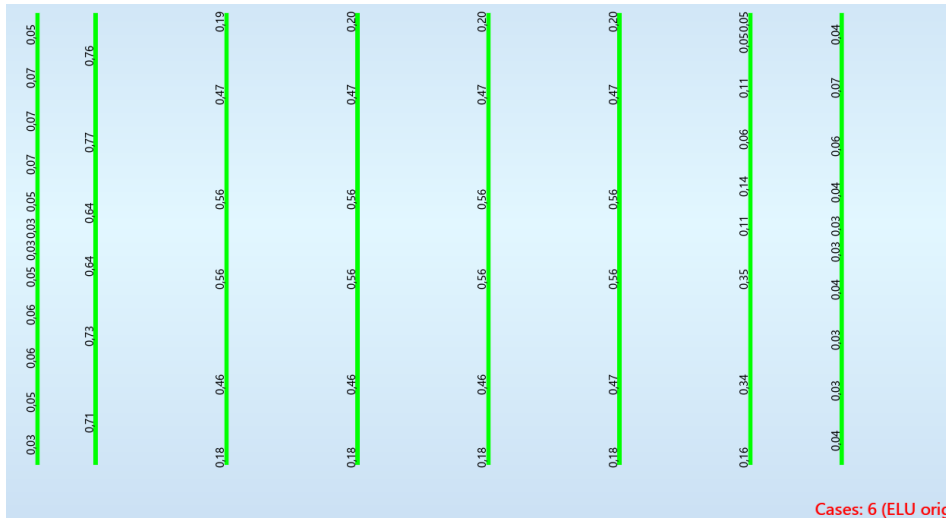


Figura 6.17 – Rádios de solicitação nas vigas da cobertura para a condição original.

- Hipótese de intervenção – Acréscimo de carga

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
175	IPE 220	S 275	65.89	75.90	0.94	7 ELU acr.carg
199	IPE 220	S 275	64.74	17.39	0.91	7 ELU acr.carg
150	IPE 220	S 275	65.89	75.90	0.90	7 ELU acr.carg
152	IPE 220	S 275	64.74	17.39	0.86	7 ELU acr.carg
154	IPE 220	S 275	40.36	96.86	0.77	7 ELU acr.carg
146	IPE 220	S 275	40.36	96.86	0.77	7 ELU acr.carg
227	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
223	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
209	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
217	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
213	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
215	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
219	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
225	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.68	7 ELU acr.carg
212	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.57	7 ELU acr.carg
218	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.57	7 ELU acr.carg
224	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.57	7 ELU acr.carg
233	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.57	7 ELU acr.carg
226	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.56	7 ELU acr.carg
222	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.56	7 ELU acr.carg
216	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.56	7 ELU acr.carg
214	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.56	7 ELU acr.carg
237	IPE 330	S 275	40.15	87.51	0.42	7 ELU acr.carg
240	IPE 330	S 275	65.49	64.82	0.40	7 ELU acr.carg
34	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.23	7 ELU acr.carg
38	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.23	7 ELU acr.carg
25	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.22	7 ELU acr.carg
22	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.22	7 ELU acr.carg
15	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.22	7 ELU acr.carg
2	IPE 360	S 275	7.36	11.38	0.22	7 ELU acr.carg

Figura 6.18 – Verificação de segurança: resultados.

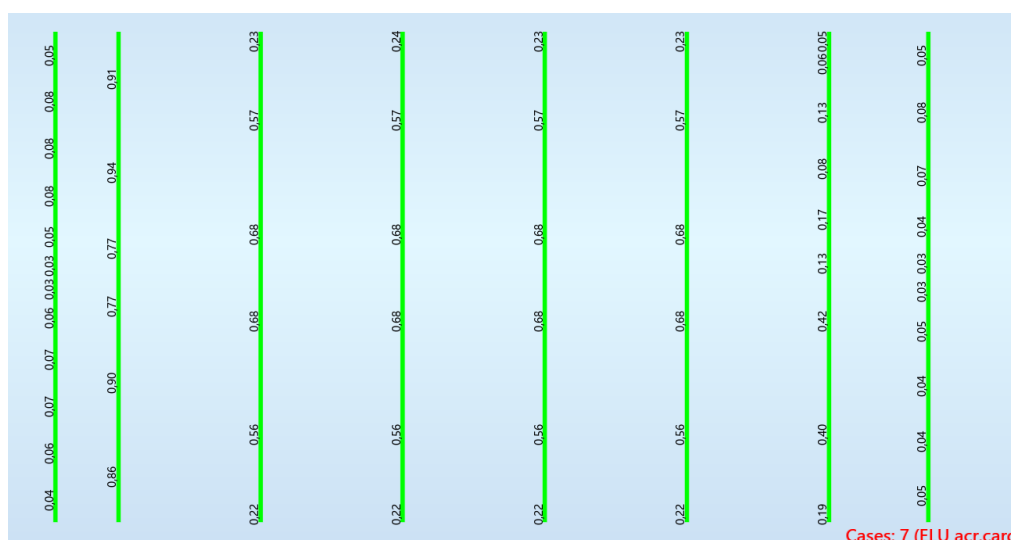


Figura 6.19 – Rádios de solicitação nas vigas de cobertura para a hipótese de intervenção.

No que concerne aos Estados Limites de Serviço, ou seja, à deformação dos elementos verifica-se, tal como esperado, alteração nas flechas das vigas. No entanto, face à continuidade das mesmas, tal não representa um aumento generalizado das flechas e verifica-se, que em todas as vigas, o limite de flecha $L/250$ não é atingido (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 – Deformação nas vigas.

Secção	L (m)	Condição original (mm)	Hipótese de Intervenção (mm)	$L/250$ (mm)
IPE 330	10,08	14,01	16,52	40,32
IPE 330	5,51	14,81	17,74	22,04
IPE 300	3,71	6,55	6,57	14,84
IPE 220	3,68	11,54	13,85	14,72

6.2.7.4 Pilares

De seguida, serão apresentados os resultados dos pilares que suportam a cobertura para as verificações dos Estados Limites Últimos para:

- Condição original da cobertura

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
148	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.27	6 ELU orig
144	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.27	6 ELU orig
80	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.27	6 ELU orig
174 Pilares_174	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.26	6 ELU orig
172 Pilares_172	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.26	6 ELU orig
170 Pilares_170	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.26	6 ELU orig
168 Pilares_168	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.26	6 ELU orig
167 Pilares_167	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.25	6 ELU orig
169 Pilares_169	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.25	6 ELU orig
171 Pilares_171	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.25	6 ELU orig
173 Pilares_173	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.25	6 ELU orig
147	TCAR 150x5	S 275	53.77	53.77	0.24	6 ELU orig
177	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.22	6 ELU orig
41	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
27	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
31	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
3	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
7	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
23	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
16	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
29	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.21	6 ELU orig
185 Pilares_185	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.20	6 ELU orig
189	IPE 220	S 275	43.45	159.82	0.20	6 ELU orig
9	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.19	6 ELU orig
202	TCAR 150x5	S 275	62.35	62.35	0.17	6 ELU orig
200	TCAR 150x5	S 275	62.35	62.35	0.17	6 ELU orig
132	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.16	6 ELU orig
13	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.13	6 ELU orig
205	TCAR 150x5	S 275	58.02	58.02	0.11	6 ELU orig

Figura 6.20 – Verificação de segurança: resultados.

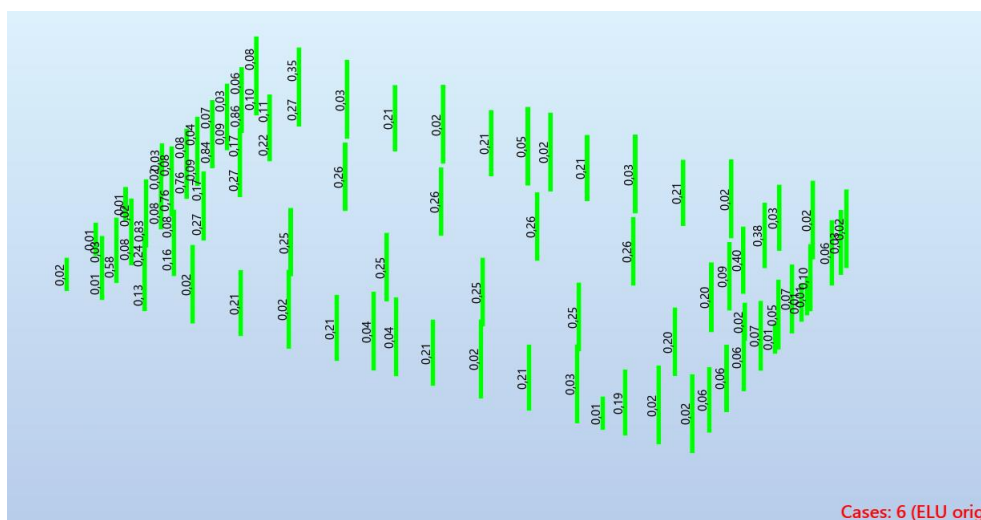


Figura 6.21 – Rádios de solicitação nos pilares da estrutura para a condição original.

- Hipótese de intervenção – Acréscimo de carga

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
149	TCAR 150x5	S 275	53.77	53.77	0.37	7 ELU acr.carg
174 Pilares_174	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.31	7 ELU acr.carg
172 Pilares_172	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.31	7 ELU acr.carg
170 Pilares_170	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.31	7 ELU acr.carg
168 Pilares_168	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.31	7 ELU acr.carg
167 Pilares_167	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.30	7 ELU acr.carg
169 Pilares_169	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.30	7 ELU acr.carg
171 Pilares_171	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.30	7 ELU acr.carg
173 Pilares_173	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.29	7 ELU acr.carg
148	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.28	7 ELU acr.carg
144	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.28	7 ELU acr.carg
147	TCAR 150x5	S 275	53.77	53.77	0.28	7 ELU acr.carg
80	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.27	7 ELU acr.carg
41	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.26	7 ELU acr.carg
27	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
3	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
31	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
7	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
23	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
16	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
29	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.25	7 ELU acr.carg
185 Pilares_185	HEA 200	S 275	84.97	141.28	0.24	7 ELU acr.carg
189	IPE 220	S 275	43.45	159.82	0.24	7 ELU acr.carg
9	IPE 360	S 275	44.20	83.43	0.23	7 ELU acr.carg
177	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.22	7 ELU acr.carg
202	TCAR 150x5	S 275	62.35	62.35	0.19	7 ELU acr.carg
200	TCAR 150x5	S 275	62.35	62.35	0.18	7 ELU acr.carg
132	TCAR 150x10	S 275	61.37	61.37	0.17	7 ELU acr.carg
205	TCAR 150x5	S 275	58.02	58.02	0.12	7 ELU acr.carg

Figura 6.22 – Verificação de segurança: resultados.

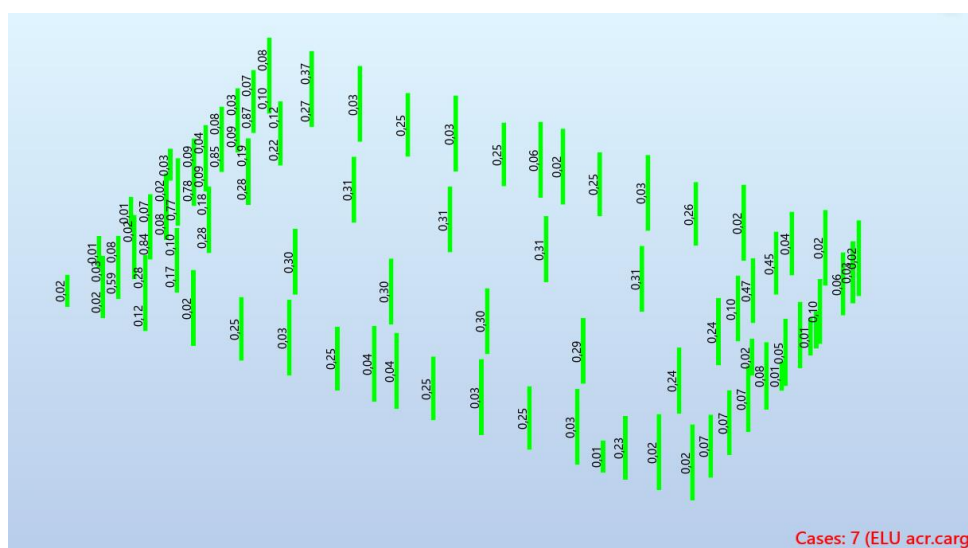


Figura 6.23 – Rácios de solicitação nos pilares da cobertura para a hipótese de intervenção.

6.2.8 Conclusão

Assim, com o auxílio do programa de cálculo *Robot*, analisou-se o comportamento da cobertura existente para os cenários de Estado Limite Último (resistência das secções) e Estado Limite Serviço (deformações dos elementos). Relativamente às madres e vigas da cobertura, conclui-se que o acréscimo de carga originou um aumento de esforços nos elementos solicitados. Contudo, conclui-se também que este acréscimo de carga não condiciona o comportamento da estrutura para ambos os Estados Limites, uma vez que os diversos elementos apresentam um comportamento satisfatório, não sendo em nenhum momento ultrapassada a capacidade resistente dos mesmos, nem os seus limites de deformação.

6.3 LIDL DE MARATECA, PALMELA

6.3.1 Enquadramento geral

Neste projeto, o principal objetivo foi desenvolver este empreendimento da LIDL, seguindo todas as suas especificações e com o máximo rigor possível. De evidenciar, que foram facultadas as plantas estruturais por parte do gabinete de arquitetura, quer do edifício principal, quer dos edifícios técnicos adjacentes. As quais permitiram desenvolver as peças desenhadas, uma vez que continham as informações gerais do projeto como geometria dos edifícios, secções dos diversos elementos estruturais, quadros de materiais, entre outras informações.

Assim com o decorrer dos trabalhos, o estudante auxiliou a equipa de projeto em diversas tarefas como: a conceção de três edifícios técnicos, a elaboração de várias escadas metálicas e de betão armado e o desenvolvimento de uma estrutura de treliças metálicas para o suporte das máquinas de frio do edifício principal.

Por fim, referir que neste ponto serão destacados e analisados o edifício técnico da portaria e a estrutura de treliças metálicas, respetivamente sinalizados a vermelho e a verde, na Figura 6.24. Igualmente como o projeto ainda se encontra em execução, não existem peças desenhadas relativas à estrutura metálica. Desta forma, as figuras relativas a esta estrutura presentes neste capítulo são provisórias.

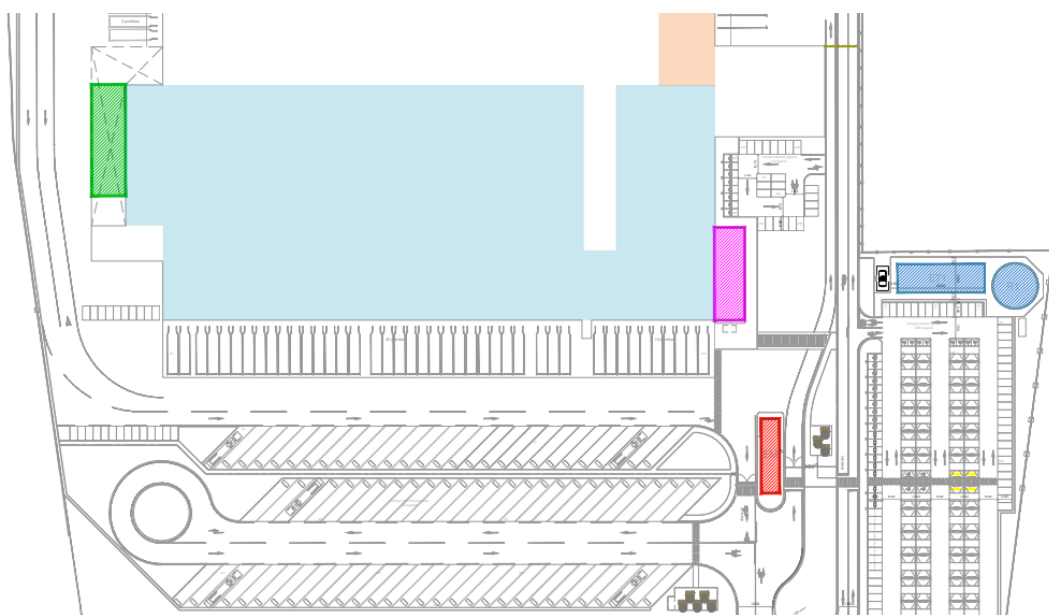


Figura 6.24 – Representação das intervenções do estudante no projeto

6.3.2 Solução Estrutural

Edifício Técnico da Portaria

Este edifício é composto por elementos pré-fabricados em betão armado e encontra-se desligado do edifício principal para que seja feita uma análise sísmica individual.

A laje de cobertura é uma laje aligeirada do tipo “PAVINORTE”, com vão de 5,90m e com espessura de 0,20m, encontrando-se apoiada em vigas. Relativamente às lajes das palas, estas são igualmente em betão armado e têm uma espessura de 0,20m. Todos os pilares apresentam uma secção de 0,30x0,30m². Já as vigas apresentam secções variáveis de 0,20x1,43m² e 0,30x0,70m², de acordo com a presença das palas. Todos lintéis têm uma secção de 0,3x0,5m².

No que diz respeito às fundações, na ausência do relatório geotécnico relativo à condição do terreno de fundação, assumiu-se uma tensão máxima no solo de 200 kPa. Com base neste pressuposto, as fundações da estrutura foram caracterizadas como fundações indiretas, optando-se por uma solução de sapatas isoladas.

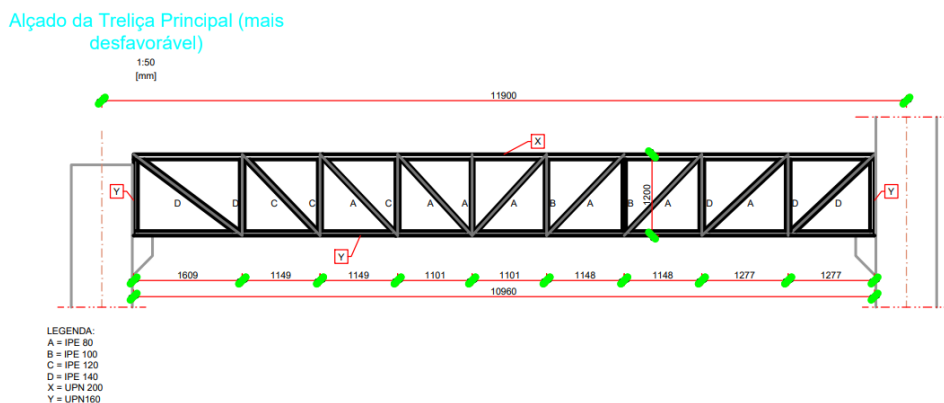


Figura 6.27 – Alçado provisório da treliça principal mais desfavorável.

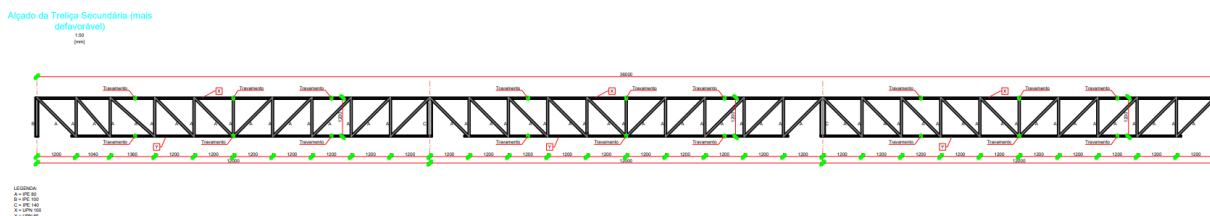


Figura 6.28 – Alçado provisório da treliça principal mais desfavorável.

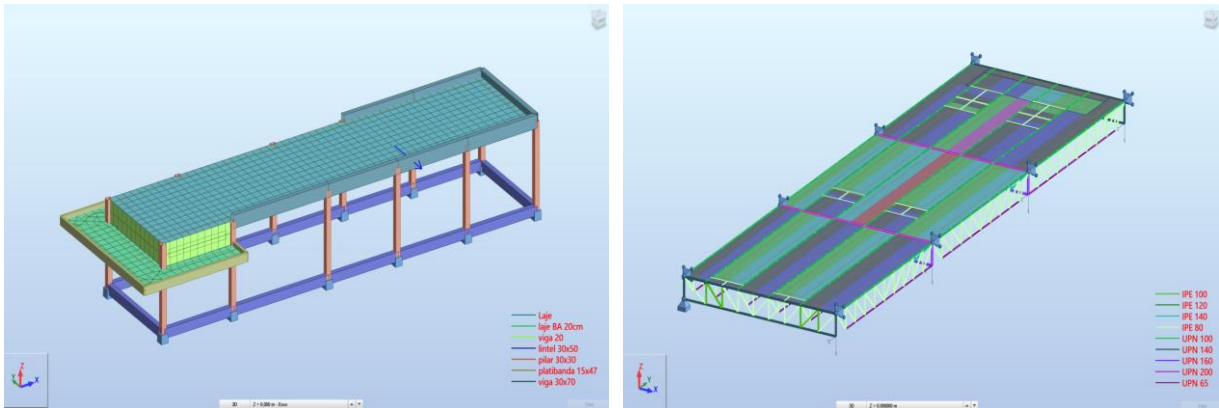
6.3.3 Análise Estrutural

As duas estruturas foram analisadas no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, modelando detalhadamente os seus elementos estruturais e os seus dimensionamentos foram feitos com recurso a folhas de cálculo.

No caso do edifício técnico da portaria, a laje de cobertura e as lajes das palas foram modeladas através de elementos finitos de casca (painéis), onde foram aplicadas malhas de 0,5m. As vigas, os lintéis e os pilares foram representados por elementos de barra de acordo com a informação presente nas plantas estruturais, que continham as geometrias das secções e os alinhamentos da estrutura. Os apoios da estrutura foram considerados encastrados, de forma a representar a solução das sapatas considerada.

No caso da estrutura de treliças metálicas, as cordas, os montantes e as diagonais foram representadas por elementos de barras, respeitando também as geometrias das secções e os alinhamentos da estrutura. Os apoios foram considerados rotulados, visto que se encontravam apoiados nos cachorros dos pilares da estrutura do edifício principal.

De seguida, apresenta-se as perspetivas dos modelos numéricos de ambas as estruturas.



a) Edifício técnico da portaria.

b) Estrutura de treliças metálicas.

Figura 6.29 – Modelos numéricos das duas estruturas.

6.3.4 Ações e Combinações de Ações

Neste ponto, procurou-se atender ao número de ações e combinações de ações consideradas relevantes. No entanto, é conveniente proceder a algumas simplificações de forma a tornar o cálculo mais eficiente e claro. Assim, consideraram-se as seguintes ações:

Edifício Técnico da Portaria

➤ Ações permanentes:

- Elementos em betão armado: $25,00 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio da laje de cobertura: $3,70 \text{ kN/m}^2$
- Restantes cargas permanentes (paredes e acessórios): $20,00 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento cobertura – portaria: $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento cobertura – palas: $0,10 \text{ kN/m}^2$

➤ Ações variáveis:

- Sobrecarga cobertura – laje: $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga cobertura – palas: $0,40 \text{ kN/m}^2$

Estrutura de Treliças Metálicas

➤ Ações permanentes:

- Elementos em aço: $77,00 \text{ kN/m}^3$
- Restantes cargas permanentes (Gradil): $0,50 \text{ kN/m}^2$

- Máquinas de frio (Condensadores): 61,38 kN
- Máquinas de frio (Dry-Cooler): 22,50 kN
- Ações variáveis:
 - Sobrecarga cobertura laje 1,00 kN/m²
 - Sobrecarga cobertura palas: 0,40 kN/m²

Para ambas as estruturas

➤ Vento:

A ação do vento não foi considerada para ambas as estruturas. No caso do edifício técnico por este ser um edifício com uma altura muito pequena, então a equipa de projeto aferiu que não era necessário a sua aplicação. Igualmente, no caso da estrutura de treliças metálica não foi considerada a ação do vento, uma vez que está protegida pela fachada do edifício principal.

➤ Sismo:

O edifício da LIDL encontra-se localizado em Palmela, Setúbal. A ação sísmica foi quantificada através de espectros de resposta. Assim, o edifício situa-se na zona sísmica 1.3 para o sismo do tipo 1, com uma aceleração de referência de 1,50m/s² e na zona 2.3 para o sismo do tipo 2 com uma aceleração de 1,70 m/s². Admitiu-se uma classe II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância de 1,0. Considerou-se o terreno de fundação como um terreno do tipo B, um coeficiente de amortecimento de 5% e um coeficiente de comportamento igual a 3,0, de acordo com as características estruturais do edifício.

O efeito da ação sísmica foi considerado no estudo da estrutura através de uma análise espectral, quantificando a sobreposição modal pelo método da raiz quadrada da soma dos quadrados. Para as combinações direcionais das duas componentes ortogonais da ação da sísmica, considerou-se o efeito numa direção com 30% da outra componente. A massa considerada na análise corresponde à combinação quase-permanente.

6.3.5 Materiais

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A1:2017						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloreto	D _{máx} [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Pilares pré-fabricados	C40/50	40	-	XC4(P)	CL0,10	12,5	S5
Vigas/lajes pré-fabricadas	C40/50	30	-	XC4(P)	CL0,10	12,5	S5
Vigas/lajes pré-esforçadas	C40/50	30	40	XC4(P)	CL0,10	12,5	S5
Betonagem complementar de elementos pré-fabricados	C30/37	40	-	XC2(P)	CL0,10	16	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Muros/painéis pré-fabricado	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Lintéis e Vigas Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	20	S3
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,10	16	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)
AÇO							
Elemento	Classe		Norma				
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL		EN 10080				
Aço em pré-esforço	-		PrEN 10138.1 e PrEN 10138.3				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR		EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 JO		EN 10210-1				
Aço estrutural (perfis enformados a frio)	S350GD		EN 10346				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8		EN 20898-1				

Figura 6.32 – Quadro de materiais para ambas as estruturas.

6.3.6 Verificações de segurança

Para o dimensionamento dos elementos estruturais do edifício foram considerados os esforços referentes às combinações de estados limites mais gravosos.

No que diz respeito aos Estados Limites Últimos, a segurança para os elementos em betão armado foi verificada para os esforços axiais, de flexão, esforço transversal e torção. A segurança para elementos metálicos foi verificada para esforços atuantes e para efeitos globais e locais de encurvadura.

Já para os Estados Limites de Utilização, foi verificado o controlo de fendilhação para a combinação quase permanente, limitando a abertura de fendas a 0,30 mm. Foi ainda verificado o controlo da deformação, para elementos metálicos, admitindo uma deformação total máxima, $\delta_{máx} = L/250$ para a combinação característica. Para elementos de betão armado, admitiu-se uma deformação total máxima, $\delta_{máx} = L/500$ para a mesma combinação.

6.3.7 Cálculo – Edifício Técnico da Portaria

6.3.7.1 Cálculo da laje de cobertura

O gabinete de projeto já tinha definido que a solução passaria por uma laje aligeirada fornecida pela PAVINORTE, empresa de pré-fabricação de elementos em betão armado. A laje foi calculada através de um programa de cálculo automático no *website* da PAVINORTE, onde é possível definir o tipo de laje que se pretende, de acordo com a seguinte imagem.



Figura 6.33 – Definição do tipo de laje.

Depois de selecionar a opção pretendida, define-se as características e ações, preenchendo as abas referentes à “Descrição da laje” e “Ações Características”. Assim, com esta informação, o *software* calcula a solução automaticamente, apresentando os valores para os diferentes Estados Limites, bem como a solução de armaduras.

Cálculos da Solução '2V6-BN 40x16-20'

Descrição da Laje		Ações Características (kN/m ²)		Ações de Cálculo (kN/m ²)	
Designação:	Portaria	Peso Próprio:	3,03	Sd:	10,55
Vão (m):	5,90	Revestimento:	3,00	So:	6,03
Altura (cm):	20,0	Divisórias:	0,00		
Pavimento:	2V6-BN 40x16-20	Outras:	0,00		
		Sobrecarga:	1,00		

E.L. Último		E.L. Fendilhação		E.L. Deformação	
Msd (kN.m/m)	45,88	Mrd (kN.m/m)	58,10	Flecha máxima (cm):	1,48
Vsd (kN/m)	31,11	Vrd (kN/m)	40,40	EI (kN.m ² /m):	11,934
		Mo (kN.m/m)	26,24	finst (cm):	0,80
		Mfck (kN.m/m)	32,50	fprazo (cm):	2,39

Armaduras		Distribuição		Betão	
Apoios		Tipos		Classe:	
Tipo:	A 500	Tipo:	A 500	C30/37	
Ap (cm ² /m):	0,89	Nº Tarugos:	2	Litros/m ² :	
Lap (m):	1,48	Afastamento (m):	1,97	75,60	
		Armadura (cm ²):	1,70		
		2 Ø 12/Tarugo			

Figura 6.34 – Cálculo da solução pelo *software* da PAVINORTE.

Lajes Aligeiradas Tipo "PAVINORTE" - Quadro Resumo e Pormenor Tipo												
LAJE	Vão (m)	Esp. (m)	P.Próp. (kN.m ² /m)	E. I. (kN.m ² /m)	Estado Limite Último		Estado Limite de Utilização	Disposições Construtivas				
					Mrd (kN.m/m)	Vrd (kN.m/m)	Mfctk (kN.m/m)	Armadura de Distribuição	Tarugos (n°)	Armadura nos apoios e/ou de continuidade (Ln AP)	Zona Maciça B (m)	Tipo
La1.1P	5,90	0,20	3,03	11934	58,10	40,40	32,50	AR50	(2) 2Ø12	Ø6/0.15m (1,00m)	0,20	2V6-BN 40x16-20

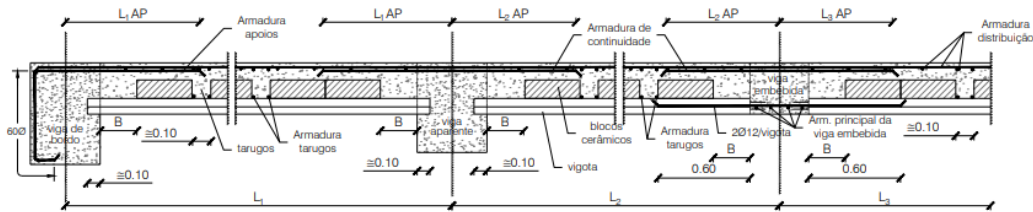


Figura 6.35 – Solução obtida e correspondente peça desenhada.

6.3.7.2 Cálculo da laje maciça – Lm 1.1P

A laje da pala foi dimensionada com recurso a folhas de cálculo em Excel. De evidenciar que os valores dos momentos apresentados resultam da média dos valores por metro de influência, visto que se trata de valores de pico em pontos extremos da laje. Como a armadura será distribuída uniformemente ao longo da laje, a equipa de projeto adotou este tipo de solução de cálculo. De seguida será apresentado o dimensionamento da laje da pala.

- ELU Flexão

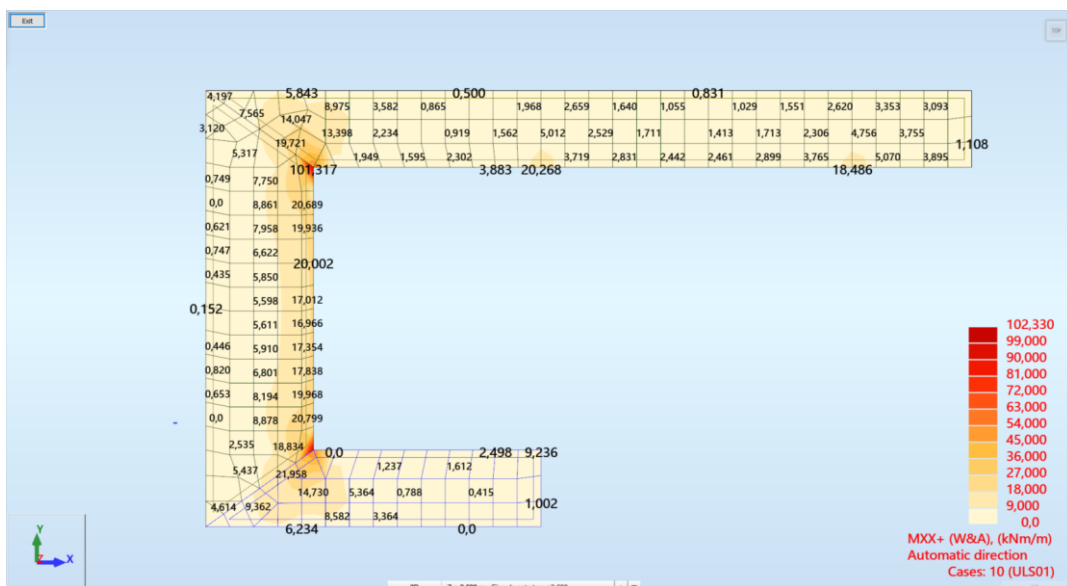


Figura 6.36 – Direção x - Momento fletor face superior.

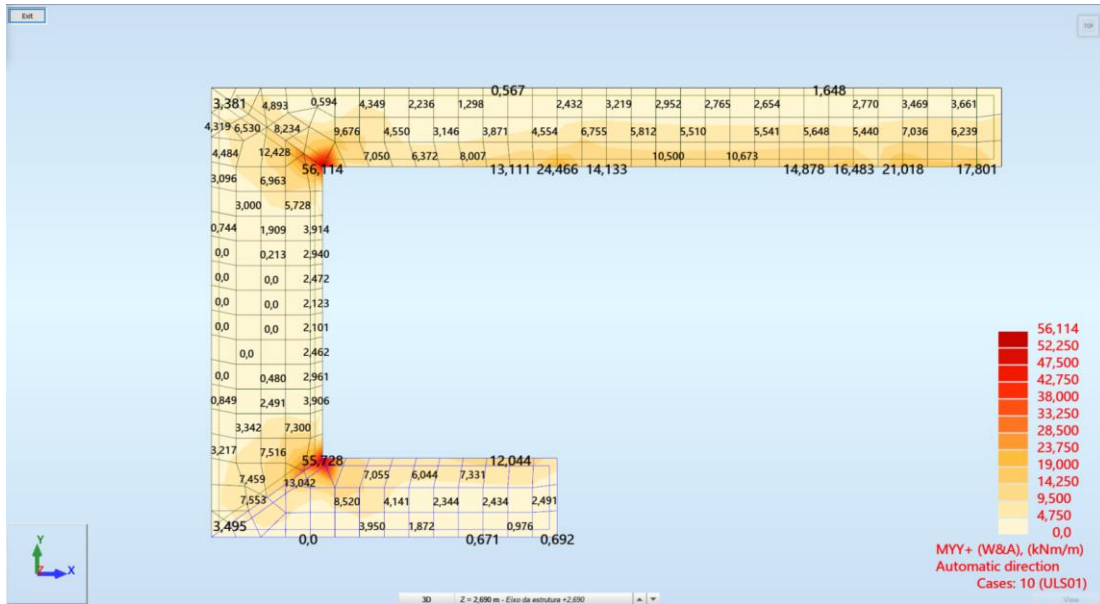


Figura 6.37 – Direção y - Momento fletor face superior.

Superior
MX

Msd = 71,000 kN.m/m
 b = 1,00 m
 h = 0,20 m
 d = 0,16 m
 Aço A500
 Betão c30/37
 fyk = 500 MPa
 fsyd = 435 MPa
 fcd = 20,00 MPa
 fctm = 2,9 MPa

$\mu = 0,139$
 $\omega = 0,153$
 As = 11,29 cm²/m
 Solução: $\Phi 12$ af. 0,100
 11,31 cm²/m

As,min = 2,41 cm²/m
 $>0,0013b.d$ 2,08 cm²/m
 As,max = 80,00 cm²/m

Superior
MY

Msd = 28,300 kN.m/m
 b = 1,00 m
 h = 0,20 m
 d = 0,16 m
 Aço A500
 Betão c30/37
 fyk = 500 MPa
 fsyd = 435 MPa
 fcd = 20,00 MPa
 fctm = 2,9 MPa

$\mu = 0,055$
 $\omega = 0,058$
 As = 4,29 cm²/m
 Solução: $\Phi 12$ af. 0,100
 11,31 cm²/m

As,min = 2,41 cm²/m
 $>0,0013b.d$ 2,08 cm²/m
 As,max = 80,00 cm²/m



Figura 6.38 – Direção x - Momento fletor face inferior.

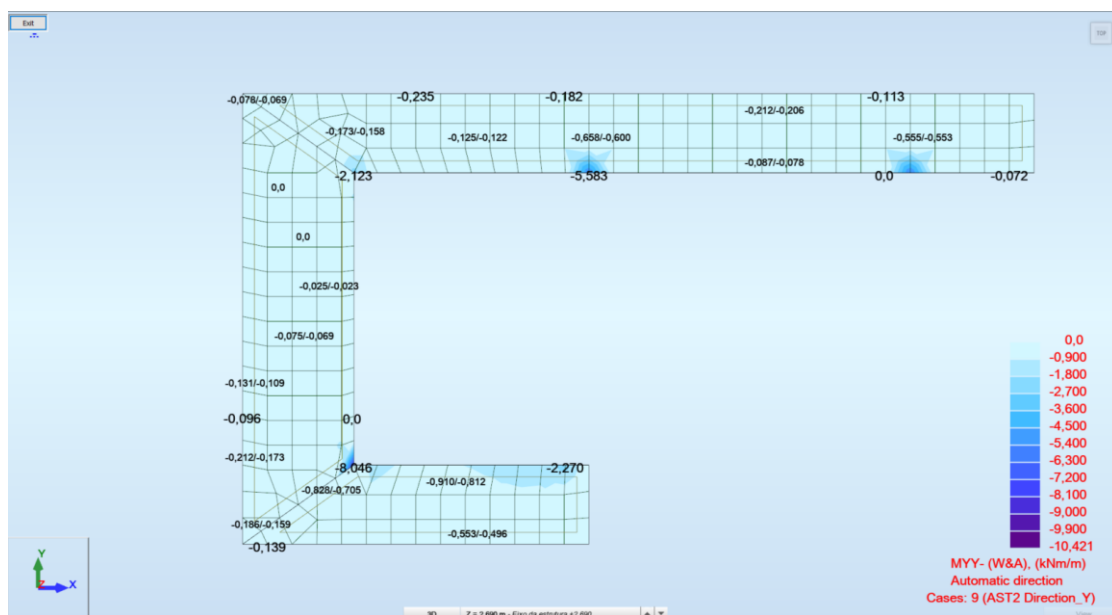


Figura 6.39 – Direção y - Momento fletor face inferior.

Inferior
MX

Msd =	4,600	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,20	m
d =	0,16	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fc.d =	20,00	MPa
fctm =	2,9	MPa
μ =	0,009	
ω =	0,009	
As =	0,66	cm ² /m
Solução:	Ø 10 af. 0,100	
	7,85	cm ² /m
As,min =	2,41	cm ² /m
>0,0013b.d	2,08	cm ² /m
As,máx =	80,00	cm ² /m

Inferior
MY

Msd =	3,290	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,20	m
d =	0,16	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fc.d =	20,00	MPa
fctm =	2,9	MPa
μ =	0,006	
ω =	0,006	
As =	0,47	cm ² /m
Solução:	Ø 10 af. 0,100	
	7,85	cm ² /m
As,min =	2,41	cm ² /m
>0,0013b.d	2,08	cm ² /m
As,máx =	80,00	cm ² /m

• ELS Fendilhação

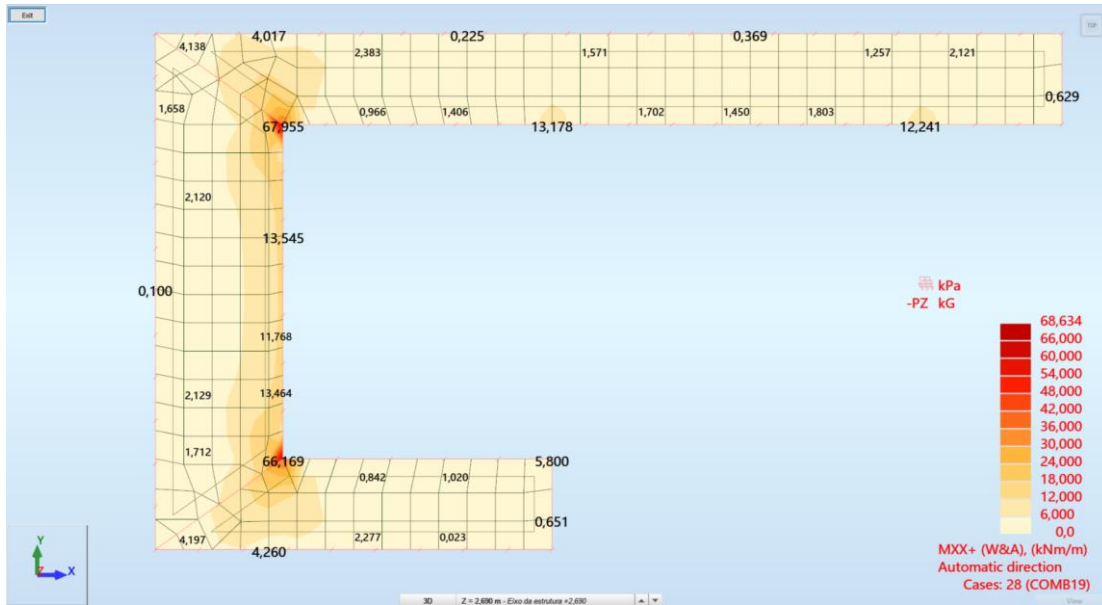


Figura 6.40 – Direção x - Momento fletor face superior.



Figura 6.41 – Direção y - Momento fletor face superior.

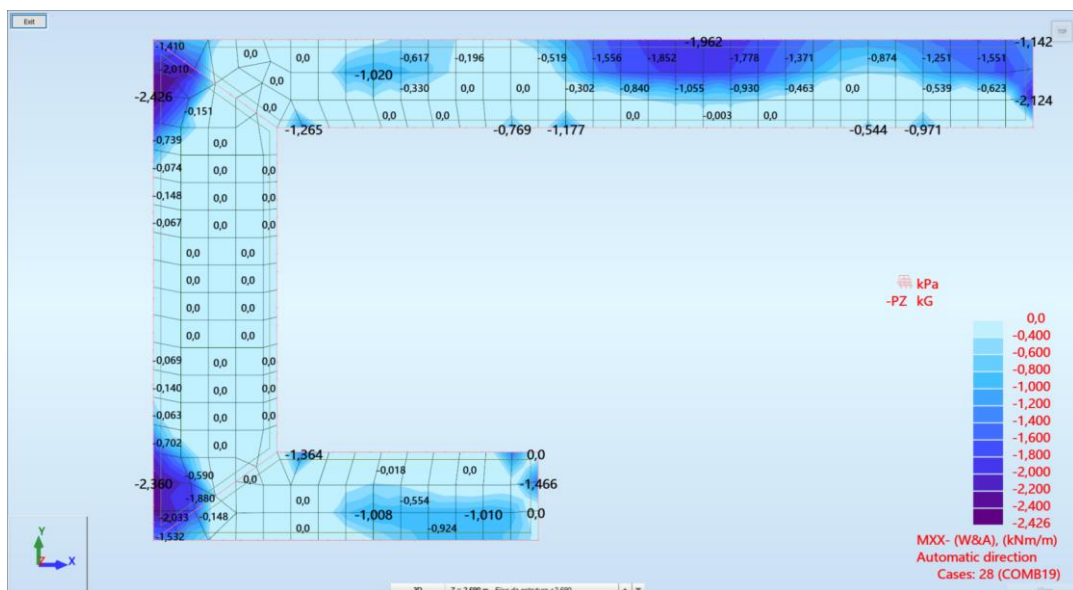


Figura 6.42 – Direção x - Momento fletor face inferior.

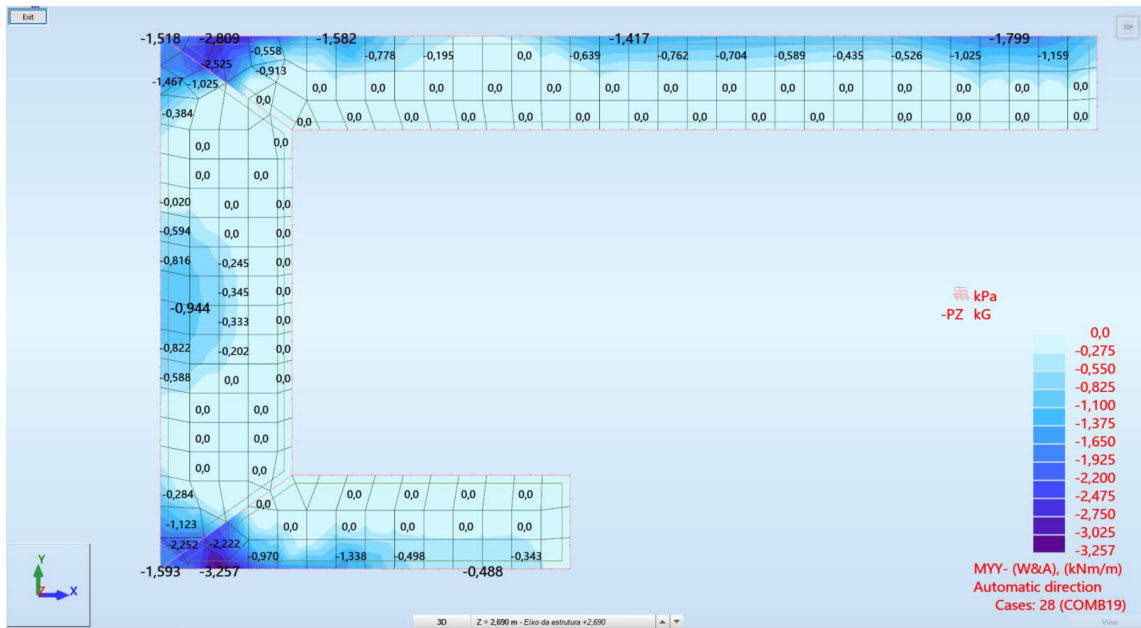


Figura 6.43 – Direção y - Momento fletor face inferior.

h= 20 cm Aço A500
 d= 16 cm Betão c30/37
 f_{ctm} = 2,9 MPa
 E_{cm} = 33 GPa

	M_s (kN.m/m)	A_s (cm ² /m)	ρ (%)	ξ	C_s	σ_s (MPa)	σ_{sr} (MPa)	$0,6\sigma_s/E_s$	expressão 7.9 EC2	$\epsilon_{sm-\sigma}$ cm	$h_{o,ef}$ (cm)	$A_{c,eff}$ (cm ²)	ρ_t	s_m (mm)	$w_k(EC2)$ (mm)		
⊕ 12 // 0,10 + ⊕	12 //	0,20 68,634	16,96	1,060	0,366	107,49	288,2	81,2	0,000865	0,001245	10	4,7	10,0	471	0,03598	192,69	0,24
⊕ 12 // 0,10 + ⊕	12 //	0,20 37,772	16,96	1,060	0,366	107,49	158,6	81,2	0,000476	0,000597	10	4,7	10,0	471	0,03598	192,69	0,11
⊕ 10 // 0,10 + ⊕	10 //	0,20 2,426	11,78	0,736	0,317	151,94	14,4	114,7	Não	Fendilhada							
⊕ 10 // 0,10 + ⊕	10 //	0,20 3,257	11,78	0,736	0,317	151,94	19,3	114,7	Não	Fendilhada							

Pormenor da laje Lm1.1P

1:20

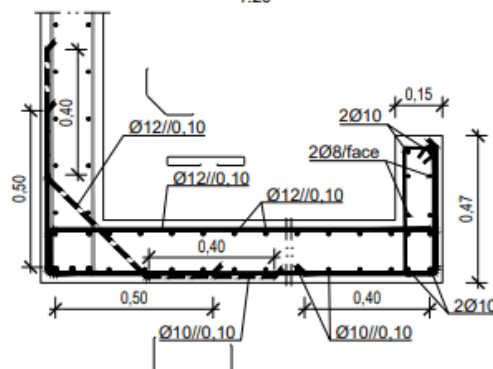


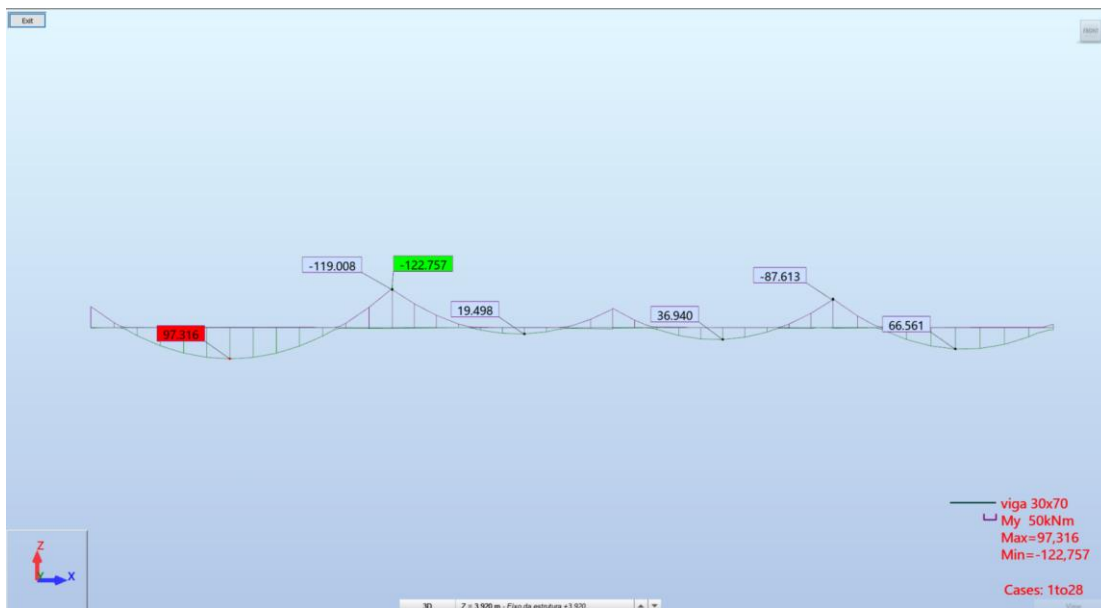
Figura 6.44 – Solução adotada: Pormenor das armaduras.

6.3.7.3 Cálculo das vigas

As vigas foram dimensionadas com recurso a folhas de cálculo em Excel, onde são colocados os esforços obtidos do modelo no *Robot*. De referir que os momentos inferiores, devido à fendilhação nos apoios, apresentam um acréscimo de 10% do valor do momento superior. De seguida, será apresentado o dimensionamento das vigas de apoio à laje de cobertura.

Vigas V1.1P (0,30x0,70m²)

- ELU Flexão



Inferior		Superior	
Msd =	109,592 kN.m	Msd =	122,757 kN.m
b =	0,30 m	b =	0,30 m
h =	0,70 m	h =	0,70 m
d =	0,66 m	d =	0,66 m
Aço	A500	Aço	A500
Betão	c30/37	Betão	c30/37
fyk =	500 MPa	fyk =	500 MPa
fsyd =	435 MPa	fsyd =	435 MPa
fcd =	20,00 MPa	fcd =	20,00 MPa
fctm =	2,9 MPa	fctm =	2,9 MPa
μ =	0,042	μ =	0,047
ω =	0,044	ω =	0,049
As =	4,00 cm ²	As =	4,46 cm ²
Solução:	2 Φ 16 + 2 Φ 16 8,04 cm ²	Solução:	2 Φ 16 + 2 Φ 16 8,04 cm ²
As,min =	2,99 cm ²	As,min =	2,99 cm ²
>0,0013b.d	2,574 cm ²	>0,0013b.d	2,574 cm ²
As,max =	84,00 cm ²	As,max =	84,00 cm ²

• ELU Esforço Transverso



Armadura de Corte **EC2**

V_{Ed}	=	119,816	kN
b	=	0,30	m
h	=	0,70	m
d	=	0,66	m
Asl	=	8,04	cm ²
f_{ck}	=	30	MPa
f_{yk}	=	500	MPa
θ	=	30	°
α	=	90	°

Aço	A500
Betão	c30/37
Pré-esforço	Não
k	= 1,550 ≤ 2,0
ρ	= 0,00406 ≤ 0,02
f_{cd}	= 20,00 MPa
f_{syd}	= 435 MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,c}$	=	84,77	kN
$V_{Rd,c,min}$	=	73,28	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$	=	1045,44	kN

Necessária armadura de esforço transverso

Armadura de Esforço transverso necessária

A_{sw}/s	=	2,68	cm ² /m
s	=	20	cm
A_{sw}	=	0,54	cm ²
$A_{varão}$	=	0,5	cm ²
Nº de ramos	=	1,1	
α_{cw}	=	1,00	
$V_{Rd,max}$	=	814,84	kN

Afastamentos

$s_{l,max}$	=	49,5	cm
$s_{t,max}$	=	49,5	cm
	=	60	cm

Ved verifica o máximo

Armadura mínima de esforço transverso

$A_{sw,min}/s$	=	2,63	cm ² /m
s	=	20	cm
$A_{sw,min}$	=	0,53	cm ²
$A_{varão}$	=	0,5	cm ²
Nº de ramos	=	1,1	
Nº de ramos a colocar	=	4	
$V_{Rd,Asw,min}$	=	447,32	kN

Esforço resistente da armadura mínima

• ELU Torção



Armadura de Torção EC2

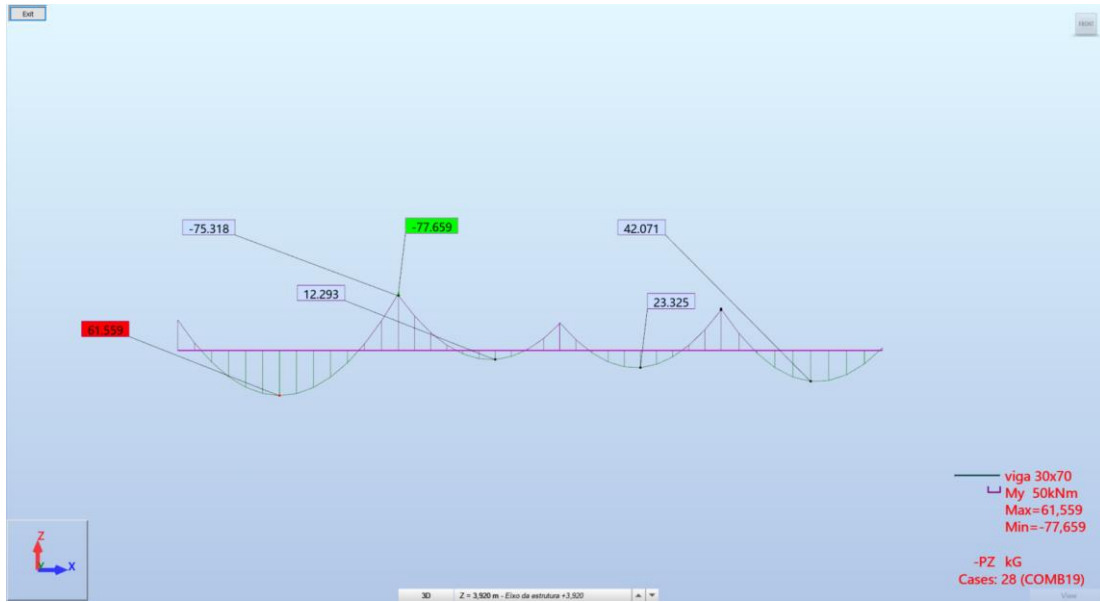
$T_{ed} = 59,708$ kN.m	Aço A500
$V_{ed} = 257,31$ kN	Betão c30/37
$b = 0,30$ m	$f_{yk} = 500$ MPa
$h = 0,70$ m	$f_{syd} = 435$ MPa
$d = 0,66$ m	$f_{cd} = 20,00$ MPa
$eixo = 5,00$ cm	$f_{ck} = 30,00$ MPa
$T_{ed} \leq 111,41$ kN.m	$\theta = 30$ °
$t_{ef} = 0,11$ m	$\alpha_{cw} = 1,0$ MPa
$\mu_k = 1,58$ m	
$A_k = 0,12$ m	
$V_{ed} / V_{rd,max} = 0,15$ kN	
$T_{ed} / T_{rd,max} = 0,54$ kN	
$A_{st}/s = 3,80$ cm ² /m	Armadura de suspensão
$s = 15,0$ cm	cut + suspensão + torção
$A_{sw} = 0,57$ cm ² /estribo	Não
$A_{varão} = 0,50$ cm ²	$s = 15,0$ cm
Nº de estribos = 1,14	$A_{sw} = 1,54$ cm ² /estribo
	$A_{varão} = 0,50$ cm ²
	Nº de ramos = 3,08
$Asl/s = 8,10$ cm ² /face	

$$Asl = 16,20 - 8,04 - (8,04 - 4,00) = 4,12 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \frac{4,12}{2} = 2,06 \text{ cm}^2/\text{face} \rightarrow 3\phi 10/\text{face} (2,36 \text{ cm}^2)$$

• ELS Fendilhação

Para a verificação das vigas de betão armado, considerou-se como limite máximo de abertura de fendas $w_{k,max} = 0,30 \text{ mm}$.



h= 70 cm Aço A500
 d= 66 cm Betão c30/37
 b= 30 cm
 fctm = 2.9 MPa
 Ecm = 33 GPa

	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ (%)	ξ	C_s	σ_s (MPa)	σ_{st} (MPa)	$0,6\sigma_s/E_s$	expressão 7.9 EC2	ϵ_{sm}^{EC2} cm	$\eta_{c,ef}$ (cm)	$A_{c,eff}$ (cm ²)	ρ_t	S_m (mm)	$W_k(EC2)$ (mm)
2 ϕ 16 + 2 ϕ 16	77,659	8,04	0,406	0,247	268,440	159,5	145,9	0,000479	0,000546	0,000546	10	300	0,02679	237,51	0,13
2 ϕ 16 + 2 ϕ 16	61,559	8,04	0,406	0,247	268,440	126,5	145,9	Não	Fendilhada						<0,3

Viga V1.1P, V1.2 e V1.4P

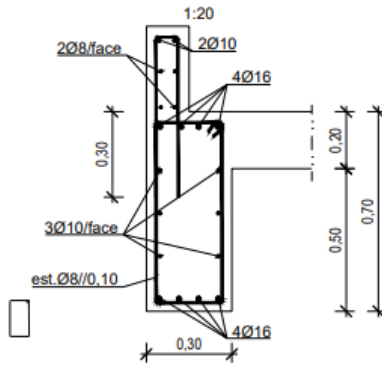


Figura 6.45 – Solução adotada: Pormenor das armaduras.

Vigas V1.3P (0,20x1,43m²)

Para o dimensionamento desta viga foi necessário desenvolver um segundo modelo numérico no qual fosse possível obter os valores mais fiéis para a torção. Desta forma, criou-se uma barra com as dimensões da viga, ligada aos pontos das malhas de elementos finitos da laje de cobertura e da laje da pala, por *rigid links*, visto que no primeiro modelo a viga foi definida através de painéis, nos quais só era possível obter os valores para flexão e corte.

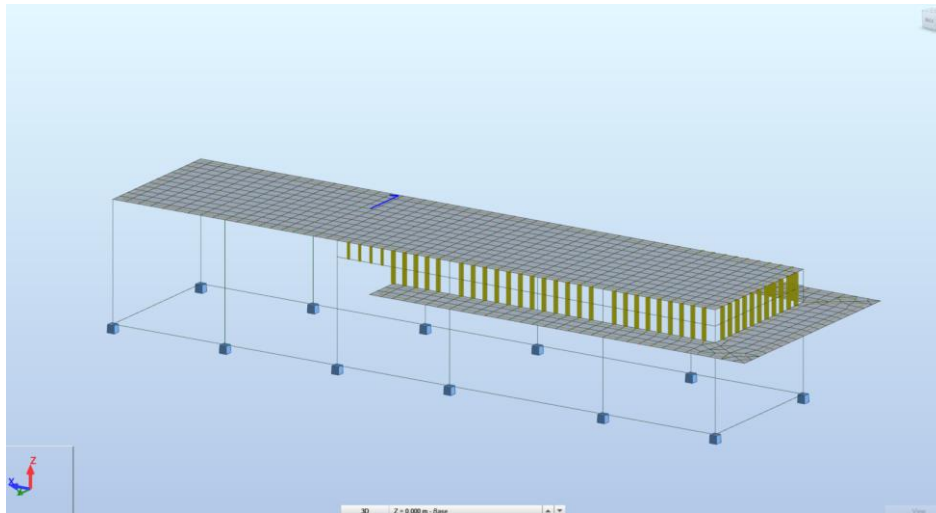
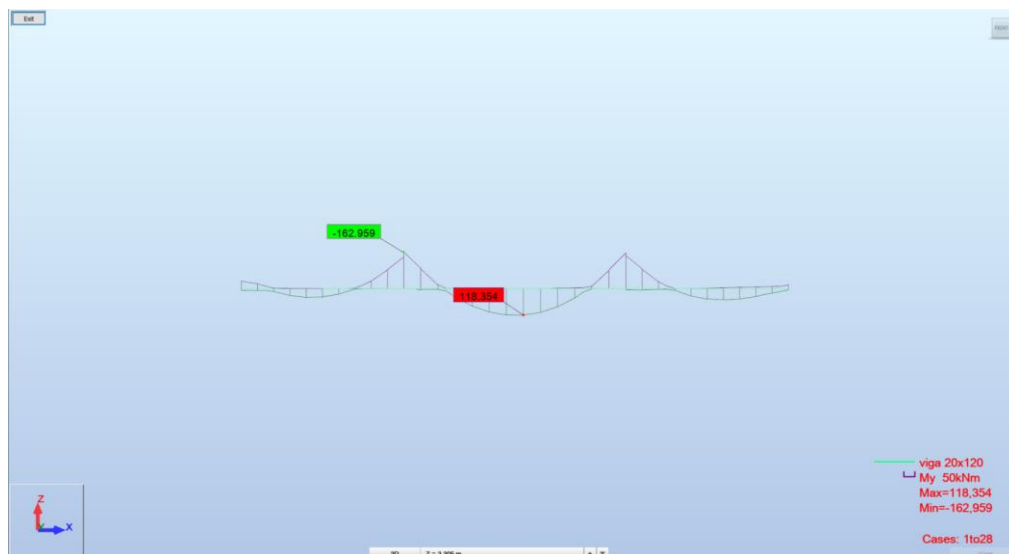


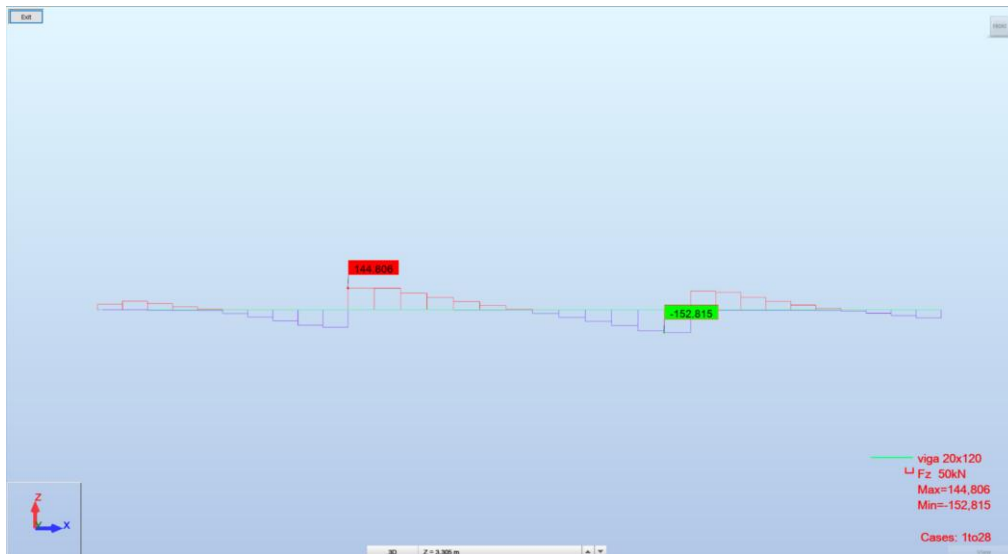
Figura 6.46 – Definição do segundo modelo numérico.

• ELU Flexão



Inferior		Superior	
Msd =	134,650 kN.m	Msd =	162,959 kN.m
b =	0,20 m	b =	0,20 m
h =	1,23 m	h =	1,23 m
d =	1,18 m	d =	1,18 m
Aço	A500	Aço	A500
Betão	c30/37	Betão	c30/37
fyk =	500 MPa	fyk =	500 MPa
fsyd =	435 MPa	fsyd =	435 MPa
fcd =	20,00 MPa	fcd =	20,00 MPa
fctm =	2,9 MPa	fctm =	2,9 MPa
$\mu =$	0,024	$\mu =$	0,029
$\omega =$	0,025	$\omega =$	0,030
As =	2,73 cm ²	As =	3,28 cm ²
Solução:	3 Φ 16	Solução:	3 Φ 16
	6,03 cm ²		6,03 cm ²
As _{min} =	3,56 cm ²	As _{min} =	3,56 cm ²
>0,0013b.d	3,068 cm ²	>0,0013b.d	3,068 cm ²
As _{máx} =	98,40 cm ²	As _{máx} =	98,40 cm ²

• ELU Corte



Armadura de Corte EC2

V_{Ed}	=	152,815	kN
b	=	0,20	m
h	=	1,23	m
d	=	1,18	m
A_{sl}	=	6,03	cm ²
f_{ck}	=	30	MPa
f_{yk}	=	500	MPa
θ	=	30	°
α	=	90	°

Aço	A500
Betão	c30/37
Pré-esforço	Não
k	= 1,412 ≤ 2,0
ρ_{pr}	= 0,00256 ≤ 0,02
f_{cd}	= 20,00 MPa
f_{syd}	= 435 MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,c}$	=	78,83	kN
$V_{Rd,PRH}$	=	75,88	kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$	=	1246,08	kN

Necessária armadura de esforço transverso

Armadura de Esforço transverso necessária

A_{tr}/s	=	1,91	cm ² /m
s	=	15	cm
A_{tr}	=	0,29	cm ²
$A_{tr,sl}$	=	0,5	cm ²
Nº de ramos	=	0,6	
α_{cr}	=	1,00	
$V_{Rd,PRH}$	=	971,22	kN

Afastamentos

$s_{l,max}$	=	88,5	cm
$s_{tr,max}$	=	88,5	cm
	=	60	cm

Ved verifica o máximo

Armadura mínima de esforço transverso

$A_{tr,min}/s$	=	1,75	cm ² /m
s	=	15	cm
$A_{tr,min}$	=	0,26	cm ²
$A_{tr,sl}$	=	0,5	cm ²
Nº de ramos	=	0,5	
Nº de ramos a colocar	=	4	
$V_{Rd,Atr,PRH}$	=	1066,34	kN

Esforço resistente da armadura mínima

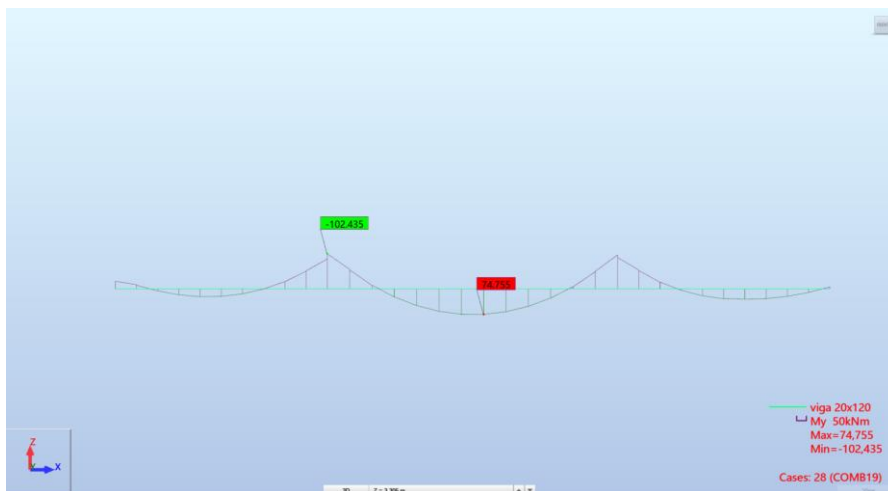
• ELU Torção



Armadura de Torção EC2

Ted = 35,62 kN.m	Aço A500
V _{ed} = 157,59 kN	Betão c30/37
b = 0,20 m	fyk = 500 MPa
h = 1,23 m	fsyd = 435 MPa
d = 1,18 m	fcd = 20,00 MPa
eixo = 5,00 cm	fck = 30,00 MPa
Ted ≤ 103,34 kN.m	θ = 30 °
tef = 0,10 m	σ _{c,cr} = 1,0 MPa
μk = 2,46 m	
Ak = 0,11 m	
Ved / Vrd,max = 0,16 kN	
Ted / Trd,max = 0,34 kN	
Ast/s = 2,33 cm ² /m	Armadura de suspensão corte + suspensão + torção
s = 15,0 cm	Não
A _{sw} = 0,95 cm ² /estribo	s = 15,0 cm
A _{torção} = 0,50 cm ²	A _{sw} = 0,98 cm ² /estribo
Nº de estribos = 0,70	A _{torção} = 0,50 cm ²
Asl/s = 7,72 cm ² /face	Nº de ramos = 1,97

• ELS Fendilhação



h=	123	cm	Aço	A500
d=	118	cm	Betão	c30/37
b=	20	cm		
f _{ctm} =	2,9	MPa		
E _{cm} =	33	GPa		

	M _d	A _s	ρ	ξ	C _s	f _T	f _{st}	0,6(f _{st} /E _s)	expressão 7.9 EC2	f _{adm} f _{cm}	h _{o,eff}	A _{c,eff}	ρ _{st}	S _{sm}	W _k (EC2)
	(kN.m)	(cm ²)	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm ²)		(mm)	(mm)
3 φ 16	102,435	6,03	0,255	0,202	419,704	154,4	220,4	Não	Fendilhada						<0,3
3 φ 16	74,755	6,03	0,255	0,202	419,704	112,7	220,4	Não	Fendilhada						<0,3

6.3.7.4 Cálculo dos Pilares

Os pilares foram dimensionados com recurso a folhas de cálculo em Excel, à semelhança dos elementos estruturais anteriores, onde são colocados os esforços obtidos no modelo de cálculo, de forma a estes serem convertidos em esforços de 2ª ordem.

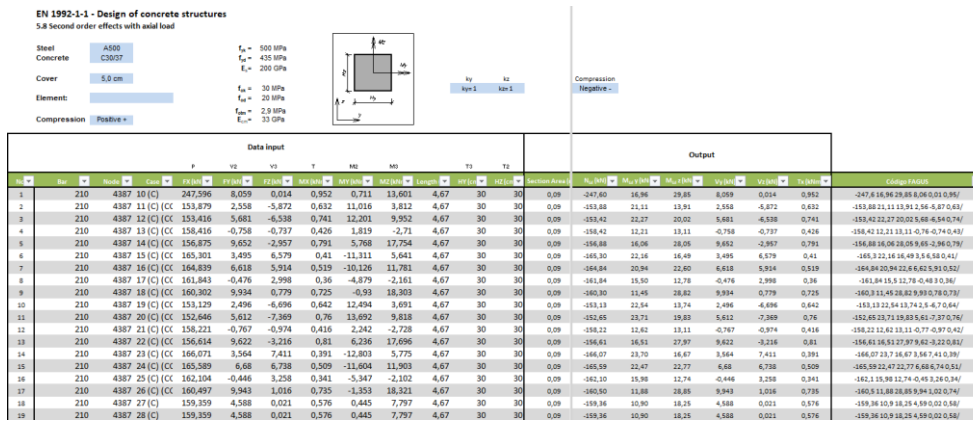


Figura 6.47 – Representação da conversão dos esforços dos pilares.

A validação dos pilares foi feita através do Programa FAGUS. Neste programa são inseridas as características dos pilares e no final do cálculo é obtida a informação referente à validação dos mesmos. A verificação é válida se a eficiência entre momento fletor – esforço axial e a eficiência entre esforço transversal – esforço de torção for inferior á unidade como indica a Figura 6.48. Como o número dos resultados era bastante extenso será apresentado apenas um pequeno excerto dos valores.

FAGUS										Page 2	
21051										12.07.22, 17:27	
ÇCAD - SERVICIOS DE ENGENHARIA LDA - MAIA - PORTUGAL										utilizador	
Fagus-8 - Rel. 194 (2)											
Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.73, eff(V,T)=0.53 OK											
No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS eff(M,N,V,T) [1]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]	eff(M,N) [1]	V _y [kN]	V _x [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [1]	
1	11LS		-247,6	17,0	29,9	0,31	8,1	0	1,0	0,04	
2	11LS		-153,9	21,1	13,9	0,22	2,6	-5,9	0,6	0,04	
3	11LS		-153,4	22,3	20,0	0,27	5,7	6,5	0,7	0,04	
4	11LS		-158,4	12,2	13,1	0,17	-0,8	-0,7	0,4	0,01	
5	11LS		-156,9	16,1	28,1	0,29	9,7	-3,0	0,8	0,05	
6	11LS		-165,3	22,2	16,5	0,25	3,5	6,6	0,4	0,04	
7	11LS		-164,8	20,9	22,6	0,28	6,6	5,9	0,5	0,04	

Figura 6.48 – Validação dos pilares.

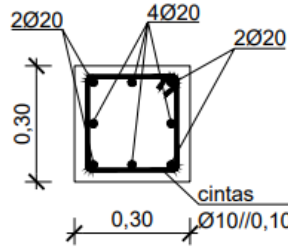


Figura 6.49 – Pormenor da solução adotada.

6.3.7.5 Cálculo de Fundações

As sapatas foram dimensionadas igualmente com recurso a folhas de cálculo em Excel, onde são colocados os esforços de 2ª ordem, obtidos anteriormente no cálculo dos pilares, e as características geométricas da sapata. Esta folha permite determinar a solução de armaduras para a sapata, através da verificação dos rácios obtidos.

Rácios	
% apoio	99% OK
h/eq	1,42 OK
Tensões	1,81 OK
Arm. x	3,63 OK
Arm. Min. x	1,39 OK
Arm. y	3,50 OK
Arm. Min. y	1,38 OK
Punçoamento	OK OK
Corte x	4,83 OK
Corte y	5,48 OK

Dimensionamento de fundações diretas

Elemento:

Apo: A500 Betão: C30/37 Sapata: Bx = 1,90 m Pilar: Bx = 1,90 m bx = 0,30 m

Recob: 5,0 cm f_{td} = 500 MPa f_{td} = 30 MPa f_{td} = 20 MPa f_{td} = 2,9 MPa h terr. = 0,50 m

f_{td} = 435 MPa E_c = 200 GPa E_c = 33 GPa h terr. = 0,50 m

Arm. X = Ø12 # 0,10 11,31 cm/m E_s = 200 kN/m² V = 2,2 m² h terr. = 0,50 m

Arm. Y = Ø12 # 0,10 11,31 cm/m E_s = 200 kN/m² h terr. = 0,50 m

h terr. = 0,42 m h terr. = 0,50 m

γ = 1,35 γ = 1,35

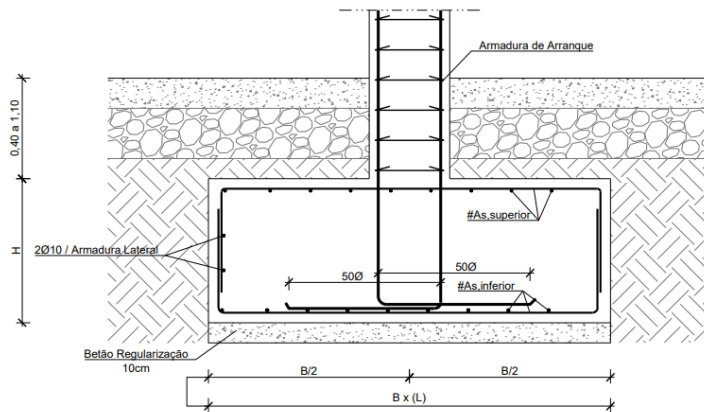
RA > 300 kPa

Dados		Esforços na base do pilar										Esforços na base da sapata										Resultados - Tensões										Dim. Arm. x				Dim. Arm. Y			
		N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	σ _x (MPa)	σ _y (MPa)	τ _{xy} (MPa)	σ _x (MPa)	σ _y (MPa)	τ _{xy} (MPa)	σ _x (MPa)	σ _y (MPa)	τ _{xy} (MPa)	σ _x (MPa)	σ _y (MPa)	τ _{xy} (MPa)	σ _x (MPa)	σ _y (MPa)	τ _{xy} (MPa)	A _{s,req} (cm ²)	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,req} (cm ²)	A _{s,min} (cm ²)							
1	Estática	10	(C)	-247,60	16,96	29,85	73,1	47,5	368,2	17,0	29,8	0,046	0,081	0,067	0,167	142,9	90,7	113,3	61,1	122,5	2,45	8,20	cm/m	2,27	cm/m	8,20	cm/m	2,32	cm/m										
2	Sismo	11	(C)	-153,88	21,13	19,91	73,1	47,5	274,5	21,1	13,9	0,077	0,051	0,067	0,167	106,7	82,3	69,7	45,4	91,4	4,93	8,20	cm/m	1,73	cm/m	8,20	cm/m	1,70	cm/m										
3	Sismo	12	(C)	-183,62	22,27	20,02	73,1	47,5	274,0	22,3	20,0	0,081	0,073	0,081	0,167	112,9	77,8	73,9	38,9	94,4	4,77	8,20	cm/m	1,81	cm/m	8,20	cm/m	1,80	cm/m										
4	Sismo	13	(C)	-158,42	12,21	15,11	73,1	47,5	279,0	12,2	13,1	0,044	0,047	0,048	0,167	99,4	76,5	78,1	55,1	88,4	5,09	8,20	cm/m	1,61	cm/m	8,20	cm/m	1,61	cm/m										
5	Sismo	14	(C)	-158,88	18,06	18,05	73,1	47,5	277,5	16,1	28,0	0,058	0,101	0,084	0,167	115,5	86,4	87,4	38,3	96,2	4,68	8,20	cm/m	1,81	cm/m	8,20	cm/m	1,81	cm/m										
6	Sismo	15	(C)	-183,30	21,16	16,49	73,1	47,5	285,9	22,2	16,5	0,077	0,058	0,071	0,167	113,0	84,2	74,2	45,4	96,1	4,68	8,20	cm/m	1,82	cm/m	8,20	cm/m	1,80	cm/m										
7	Sismo	16	(C)	-184,84	20,94	23,90	73,1	47,5	285,5	20,9	22,8	0,073	0,079	0,080	0,167	112,2	77,6	80,5	41,0	98,1	4,99	8,20	cm/m	1,87	cm/m	8,20	cm/m	1,87	cm/m										
8	Sismo	17	(C)	-161,84	15,50	12,78	73,1	47,5	282,5	15,5	12,8	0,055	0,045	0,053	0,167	103,0	80,6	75,9	53,5	90,6	4,97	8,20	cm/m	1,67	cm/m	8,20	cm/m	1,66	cm/m										
9	Sismo	18	(C)	-160,30	11,48	24,82	73,1	47,5	280,9	11,4	28,8	0,041	0,103	0,075	0,167	113,0	82,6	93,0	42,6	95,4	4,72	8,20	cm/m	1,77	cm/m	8,20	cm/m	1,85	cm/m										
10	Sismo	19	(C)	-153,13	22,54	13,74	73,1	47,5	273,8	22,5	13,7	0,082	0,050	0,070	0,167	107,6	83,5	68,1	44,1	91,7	4,91	8,20	cm/m	1,74	cm/m	8,20	cm/m	1,71	cm/m										
11	Sismo	20	(C)	-182,86	24,71	19,83	73,1	47,5	273,3	23,7	19,8	0,087	0,073	0,084	0,167	113,8	79,1	72,3	37,6	94,7	4,75	8,20	cm/m	1,82	cm/m	8,20	cm/m	1,81	cm/m										
12	Sismo	21	(C)	-158,22	12,82	15,11	73,1	47,5	278,8	12,6	13,1	0,045	0,047	0,049	0,167	99,8	76,8	77,7	54,7	88,5	5,08	8,20	cm/m	1,62	cm/m	8,20	cm/m	1,62	cm/m										
13	Sismo	22	(C)	-156,61	16,81	27,97	73,1	47,5	277,2	16,5	28,0	0,060	0,101	0,084	0,167	115,7	86,8	86,8	37,9	96,3	4,68	8,20	cm/m	1,82	cm/m	8,20	cm/m	1,87	cm/m										
14	Sismo	23	(C)	-166,07	23,70	16,67	73,1	47,5	288,7	23,7	16,7	0,083	0,058	0,074	0,167	114,7	85,6	73,3	44,1	97,1	4,64	8,20	cm/m	1,85	cm/m	8,20	cm/m	1,82	cm/m										
15	Sismo	24	(C)	-185,99	22,47	22,77	73,1	47,5	289,2	22,5	22,8	0,079	0,080	0,083	0,167	118,9	78,0	78,5	39,7	99,1	4,54	8,20	cm/m	1,89	cm/m	8,20	cm/m	1,90	cm/m										
16	Sismo	25	(C)	-162,10	15,98	12,74	73,1	47,5	282,7	15,0	12,7	0,057	0,045	0,053	0,167	103,4	81,2	75,5	53,2	90,9	4,95	8,20	cm/m	1,68	cm/m	8,20	cm/m	1,67	cm/m										
17	Sismo	26	(C)	-160,50	11,88	24,85	73,1	47,5	281,1	11,9	28,9	0,042	0,103	0,076	0,167	113,5	83,0	92,7	42,2	95,7	4,70	8,20	cm/m	1,78	cm/m	8,20	cm/m	1,85	cm/m										
18	Estática	27	(C)	-159,36	10,90	18,25	73,1	47,5	280,0	10,9	18,3	0,039	0,065	0,055	0,167	103,1	71,1	84,0	52,1	90,3	3,32	8,20	cm/m	1,65	cm/m	8,20	cm/m	1,68	cm/m										
19	Estática	28	(C)	-159,36	10,90	18,25	73,1	47,5	280,0	10,9	18,3	0,039	0,065	0,055	0,167	103,1	71,1	84,0	52,1	90,3	3,32	8,20	cm/m	1,65	cm/m	8,20	cm/m	1,68	cm/m										
20	Estática	10	(C)	-172,21	62,21	48,67	73,1	47,5	292,8	62,2	48,7	0,210	0,166	0,199	0,167	178,1	93,0	69,3	-15,9	137,6	2,16	8,20	cm/m	2,78	cm/m	8,20	cm/m	2,72	cm/m										
21	Sismo	11	(C)	-164,18	14,14	14,14	73,1	47,5	297,0	38,8	28,9	0,170	0,127	0,156	0,167	121,0	71,4	54,4	3,9	92,4	4,87	8,20	cm/m	1,92	cm/m	8,20	cm/m	1,88	cm/m										

Figura 6.50 – Validação das sapatas.

Pormenor Tipo de Sapatas Isoladas

1:20



N.º Sapata	Dimensões			Armadura Inferior	Armadura Superior
	B	L	H		
S1P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S2P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S3P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S4P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S5P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S6P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S7P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S8P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S9P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S10P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S11P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m
S12P	1.90	1.90	0.60	#Ø12/0.10m	#Ø10/0.20m

Figura 6.51 – Solução adotada.

6.3.8 Cálculo – Estrutura de Treliças Metálicas

Esta plataforma foi dimensionada recorrendo à funcionalidade do programa de cálculo automático *Robot* que permite calcular elementos metálicos, *Steel/Aluminum Design*. Neste caso é possível verificar a segurança da estrutura quer para os Estados Limites Últimos, quer para os Estados Limites de Utilização.

Estados Limites Últimos



















A segurança da estrutura foi verificada para Estados Limites Últimos, calculando as resistências últimas de todos os elementos para os esforços de flexão, torção e esforço transversal, incluindo os efeitos de instabilidade por encurvadura e bambeamento. A comparação é realizada através de um rácio entre a solicitação e a resistência de cada secção, sendo que para rácios inferiores à unidade a segurança encontra-se verificada.

- Cordas superiores e inferiores

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
749 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.93	30 ULS01
112	UPN 200	S 275	27.34	53.46	0.93	30 ULS01
133	UPN 200	S 275	35.47	53.46	0.92	30 ULS01
748 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.89	30 ULS01
686 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.89	30 ULS01
685 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.88	30 ULS01
623 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	92.12	0.88	30 ULS01
688 cordas inf_6	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.88	30 ULS01
622 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.87	30 ULS01
625 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.84	30 ULS01
113	UPN 160	S 275	44.05	58.37	0.84	30 ULS01
562 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.83	30 ULS01
134	UPN 160	S 275	10.11	58.37	0.83	30 ULS01
453	UPN 140	S 275	50.17	91.61	0.82	30 ULS01
91	UPN 140	S 275	50.17	65.40	0.81	30 ULS01
560 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.73	30 ULS01
65 cordas inf_65	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.73	30 ULS01
42 cordas inf_42	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.71	30 ULS01
559 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.70	30 ULS01
499 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.68	30 ULS01
747 cordas inf_7	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.60	30 ULS01
689 cordas inf_6	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.58	30 ULS01
750 cordas inf_7	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.57	30 ULS01
684 cordas inf_6	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.55	30 ULS01
621 cordas inf_6	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.55	30 ULS01
626 cordas inf_6	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.55	30 ULS01
21 cordas inf_21	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.55	30 ULS01

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
21 cordas inf_21	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.55	30 ULS01
41 cordas sup_4	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.24	30 ULS01
42 cordas inf_42	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.71	30 ULS01
43 cordas sup_4	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.15	30 ULS01
44 cordas inf_44	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.54	30 ULS01
64 cordas sup_6	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.23	30 ULS01
65 cordas inf_65	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.73	30 ULS01
91	UPN 140	S 275	50.17	65.40	0.81	30 ULS01
92	UPN 140	S 275	50.17	62.72	0.50	30 ULS01
112	UPN 200	S 275	27.34	53.46	0.93	30 ULS01
113	UPN 160	S 275	44.05	58.37	0.84	30 ULS01
133	UPN 200	S 275	35.47	53.46	0.92	30 ULS01
134	UPN 160	S 275	10.11	58.37	0.83	30 ULS01
159 cordas inf_1	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.23	30 ULS01
160 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.14	30 ULS01
180 cordas inf_1	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.35	30 ULS01
181 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.22	30 ULS01
453	UPN 140	S 275	50.17	91.61	0.82	30 ULS01
454	UPN 140	S 275	50.17	62.72	0.44	30 ULS01
499 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.68	30 ULS01
500 cordas inf_5	UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.46	30 ULS01
558 cordas inf_5	UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.48	30 ULS01
559 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.70	30 ULS01
560 cordas sup_	UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.73	30 ULS01

CAPÍTULO 6

561	cordas inf_5		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.45	30 ULS01
562	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.83	30 ULS01
563	cordas inf_5		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.55	30 ULS01
621	cordas inf_6		UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.55	30 ULS01
622	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.87	30 ULS01
623	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	92.12	0.88	30 ULS01
624	cordas inf_6		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.54	30 ULS01
625	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.84	30 ULS01
626	cordas inf_6		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.55	30 ULS01
684	cordas inf_6		UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.55	30 ULS01
685	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.88	30 ULS01
686	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.89	30 ULS01
687	cordas inf_6		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.54	30 ULS01
688	cordas inf_6		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.88	30 ULS01
689	cordas inf_6		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.58	30 ULS01
747	cordas inf_7		UPN 65	S 275	95.34	98.12	0.60	30 ULS01
748	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.89	30 ULS01
749	cordas sup_		UPN 100	S 275	76.59	81.29	0.93	30 ULS01
750	cordas inf_7		UPN 65	S 275	107.25	98.12	0.57	30 ULS01

- Montantes

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
110 montantes_1	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.92	30 ULS01
98 montantes_98	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.86	30 ULS01
131 montantes_1	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.83	30 ULS01
119 montantes_1	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.83	30 ULS01
392 montantes_3	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.82	30 ULS01
140 montantes_1	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.82	30 ULS01
472 montantes_4	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.81	30 ULS01
460 montantes_4	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.77	30 ULS01
108 montantes_1	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.76	30 ULS01
129 montantes_1	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.76	30 ULS01
331 montantes_3	IPÉ 140	S 275	20.91	72.57	0.76	30 ULS01
109 montantes_1	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.75	30 ULS01
116 montantes_1	IPÉ 120	S 275	24.47	82.92	0.73	30 ULS01
137 montantes_1	IPÉ 120	S 275	24.47	82.92	0.72	30 ULS01
114 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.70	30 ULS01
135 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.69	30 ULS01
118 montantes_1	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.69	30 ULS01
139 montantes_1	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.68	30 ULS01
115 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.67	30 ULS01
130 montantes_1	IPÉ 120	S 275	24.47	82.92	0.67	30 ULS01
470 montantes_4	IPÉ 100	S 275	29.48	96.64	0.66	30 ULS01
471 montantes_4	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.66	30 ULS01
136 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.66	30 ULS01
332 montantes_3	IPÉ 120	S 275	24.47	82.92	0.66	30 ULS01
690 montantes_6	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.64	30 ULS01
699 montantes_6	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.63	30 ULS01
698 montantes_6	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.62	30 ULS01
97 montantes_97	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.61	30 ULS01
708 montantes_7	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.61	30 ULS01
627 montantes_6	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.59	30 ULS01
564 montantes_5	IPÉ 80	S 275	37.06	113.87	0.59	30 ULS01

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 montantes_1	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.29	30 ULS01
2 montantes_2	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.23	30 ULS01
3 montantes_3	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
4 montantes_4	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01
5 montantes_5	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.05	30 ULS01
6 montantes_6	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.02	30 ULS01
7 montantes_7	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
8 montantes_8	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
9 montantes_9	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.24	30 ULS01
22 montantes_22	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.41	30 ULS01
23 montantes_23	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.33	30 ULS01
24 montantes_24	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.24	30 ULS01
25 montantes_25	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.16	30 ULS01
26 montantes_26	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.07	30 ULS01
27 montantes_27	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.06	30 ULS01
28 montantes_28	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.14	30 ULS01
29 montantes_29	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.24	30 ULS01
30 montantes_30	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.27	30 ULS01
45 montantes_45	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.28	30 ULS01
46 montantes_46	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.22	30 ULS01
47 montantes_47	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
48 montantes_48	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
49 montantes_49	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.05	30 ULS01
50 montantes_50	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.04	30 ULS01
51 montantes_51	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.08	30 ULS01
52 montantes_52	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.14	30 ULS01
53 montantes_53	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.19	30 ULS01
66 montantes_66	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.42	30 ULS01
67 montantes_67	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.34	30 ULS01
68 montantes_68	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.25	30 ULS01
69 montantes_69	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
70 montantes_70	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.07	30 ULS01
71 montantes_71	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.06	30 ULS01
72 montantes_72	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01
73 montantes_73	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.21	30 ULS01
74 montantes_74	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.28	30 ULS01
85 montantes_85	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.22	30 ULS01
86 montantes_86	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
87 montantes_87	IPe 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01

88 montantes_88	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.07	30 ULS01
89 montantes_89	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.04	30 ULS01
90 montantes_90	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.07	30 ULS01
93 montantes_93	UPN 140	S 275	21.97	68.33	0.43	30 ULS01
94 montantes_94	UPN 140	S 275	21.97	68.33	0.41	30 ULS01
95 montantes_95	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.56	30 ULS01
96 montantes_96	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.02	30 ULS01
97 montantes_97	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.61	30 ULS01
98 montantes_98	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.86	30 ULS01
107 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.47	30 ULS01
108 montantes_1	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.76	30 ULS01
109 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.75	30 ULS01
110 montantes_1	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.92	30 ULS01
114 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.70	30 ULS01
115 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.67	30 ULS01
116 montantes_1	IPPE 120	S 275	24.47	82.92	0.73	30 ULS01
117 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.06	30 ULS01
118 montantes_1	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.69	30 ULS01
119 montantes_1	IPPE 140	S 275	20.91	72.57	0.83	30 ULS01
128 montantes_1	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.58	30 ULS01
129 montantes_1	IPPE 140	S 275	20.91	72.57	0.76	30 ULS01
130 montantes_1	IPPE 120	S 275	24.47	82.92	0.67	30 ULS01
131 montantes_1	IPPE 140	S 275	20.91	72.57	0.83	30 ULS01
135 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.69	30 ULS01
136 montantes_1	UPN 160	S 275	19.29	63.59	0.66	30 ULS01
137 montantes_1	IPPE 120	S 275	24.47	82.92	0.72	30 ULS01
138 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.06	30 ULS01
139 montantes_1	IPPE 100	S 275	29.48	96.64	0.68	30 ULS01
140 montantes_1	IPPE 140	S 275	20.91	72.57	0.82	30 ULS01
146 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01
147 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
148 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.22	30 ULS01
161 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.34	30 ULS01
162 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.26	30 ULS01
163 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
164 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
165 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.07	30 ULS01
166 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
167 montantes_1	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01

CAPÍTULO 6

168 montantes_1	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.26	30 ULS01
169 montantes_1	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.34	30 ULS01
271 montantes_2	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 100	S 275	29.48	96.64	0.58	30 ULS01
331 montantes_3	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 140	S 275	20.91	72.57	0.76	30 ULS01
332 montantes_3	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 120	S 275	24.47	82.92	0.66	30 ULS01
392 montantes_3	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 140	S 275	20.91	72.57	0.82	30 ULS01
455 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	UPN 140	S 275	21.97	68.33	0.39	30 ULS01
456 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	UPN 140	S 275	21.97	68.33	0.37	30 ULS01
457 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 100	S 275	29.48	96.64	0.46	30 ULS01
458 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.05	30 ULS01
459 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.49	30 ULS01
460 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 100	S 275	29.48	96.64	0.77	30 ULS01
469 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.40	30 ULS01
470 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 100	S 275	29.48	96.64	0.66	30 ULS01
471 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.66	30 ULS01
472 montantes_4	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 100	S 275	29.48	96.64	0.81	30 ULS01
501 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.51	30 ULS01
502 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.37	30 ULS01
503 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.33	30 ULS01
504 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.16	30 ULS01
505 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.10	30 ULS01
506 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.15	30 ULS01
507 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.26	30 ULS01
508 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.37	30 ULS01
509 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.50	30 ULS01
510 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.51	30 ULS01
511 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.40	30 ULS01
512 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.27	30 ULS01
513 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.20	30 ULS01
514 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
515 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.25	30 ULS01
516 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.34	30 ULS01
517 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.46	30 ULS01
518 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.39	30 ULS01
519 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.49	30 ULS01
520 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.38	30 ULS01
521 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.26	30 ULS01
522 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.15	30 ULS01
523 montantes_5	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 80	S 275	37.06	113.87	0.10	30 ULS01

523	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.10	30 ULS01
524	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.14	30 ULS01
525	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.25	30 ULS01
526	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.36	30 ULS01
527	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.44	30 ULS01
564	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.59	30 ULS01
565	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.42	30 ULS01
566	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.37	30 ULS01
567	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
568	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
569	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
570	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.30	30 ULS01
571	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
572	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.58	30 ULS01
573	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.56	30 ULS01
574	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.44	30 ULS01
575	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.30	30 ULS01
576	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.21	30 ULS01
577	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.19	30 ULS01
578	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.27	30 ULS01
579	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.39	30 ULS01
580	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.54	30 ULS01
581	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.49	30 ULS01
582	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.56	30 ULS01
583	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
584	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.29	30 ULS01
585	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
586	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
587	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
588	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.29	30 ULS01
589	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
590	montantes_5	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.52	30 ULS01
627	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.59	30 ULS01
628	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
629	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.37	30 ULS01
630	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
631	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
632	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
633	montantes_6	IP	IP	80	S 275	37.06	113.87	0.30	30 ULS01

CAPÍTULO 6

634	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
635	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.58	30 ULS01
636	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.56	30 ULS01
637	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.44	30 ULS01
638	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.30	30 ULS01
639	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.21	30 ULS01
640	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.19	30 ULS01
641	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.27	30 ULS01
642	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.39	30 ULS01
643	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.54	30 ULS01
644	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.49	30 ULS01
645	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.55	30 ULS01
646	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
647	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.29	30 ULS01
648	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
649	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.11	30 ULS01
650	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.17	30 ULS01
651	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.30	30 ULS01
652	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.43	30 ULS01
653	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.53	30 ULS01
690	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.64	30 ULS01
691	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.46	30 ULS01
692	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.39	30 ULS01
693	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.20	30 ULS01
694	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01
695	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.19	30 ULS01
696	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.32	30 ULS01
697	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.47	30 ULS01
698	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.62	30 ULS01
699	montantes_6	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.63	30 ULS01
700	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.49	30 ULS01
701	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.33	30 ULS01
702	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.23	30 ULS01
703	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.20	30 ULS01
704	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.29	30 ULS01
705	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.41	30 ULS01
706	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.58	30 ULS01
707	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.52	30 ULS01
708	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.61	30 ULS01

708	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.61	30 ULS01
709	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.47	30 ULS01
710	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.32	30 ULS01
711	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.19	30 ULS01
712	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.12	30 ULS01
713	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.18	30 ULS01
714	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.31	30 ULS01
715	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.46	30 ULS01
716	montantes_7	IPPE 80	S 275	37.06	113.87	0.56	30 ULS01








































- Diagonais

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
111 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	61.98	190.44	0.82	30 ULS01
121 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.77	30 ULS01
142 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.77	30 ULS01
132 diagonais_1	IPÉ 140	S 275	34.96	121.37	0.76	30 ULS01
393 diagonais_3	IPÉ 140	S 275	34.96	121.37	0.76	30 ULS01
126 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	35.73	121.10	0.75	30 ULS01
210 diagonais_2	IPÉ 120	S 275	35.73	121.10	0.74	30 ULS01
473 diagonais_4	IPÉ 80	S 275	61.98	190.44	0.72	30 ULS01
106 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	54.12	166.29	0.65	30 ULS01
127 diagonais_1	IPÉ 140	S 275	30.53	105.98	0.60	30 ULS01
270 diagonais_2	IPÉ 140	S 275	30.53	105.98	0.60	30 ULS01
468 diagonais_4	IPÉ 80	S 275	54.12	166.29	0.59	30 ULS01
125 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.52	30 ULS01
123 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.52	30 ULS01
209 diagonais_2	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.52	30 ULS01
144 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.51	30 ULS01
124 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.50	30 ULS01
145 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.50	30 ULS01
105 diagonais_1	IPÉ 100	S 275	43.06	141.13	0.48	30 ULS01
120 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	33.87	114.77	0.47	30 ULS01
141 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	33.87	114.77	0.46	30 ULS01
467 diagonais_4	IPÉ 100	S 275	43.06	141.13	0.42	30 ULS01
100 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.39	30 ULS01
462 diagonais_4	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.34	30 ULS01
736 diagonais_7	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
814 diagonais_8	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
731 diagonais_7	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
850 diagonais_8	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
746 diagonais_7	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.32	30 ULS01
99 diagonais_99	IPÉ 100	S 275	40.81	133.76	0.31	30 ULS01
673 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.31	30 ULS01
610 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.31	30 ULS01
668 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
605 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
683 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
620 diagonais_6	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
824 diagonais_8	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
819 diagonais_8	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
860 diagonais_8	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01








































Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
10 diagonais_10	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.13	30 ULS01
11 diagonais_11	IPÉ 80	S 275	49.04	150.68	0.08	30 ULS01
12 diagonais_12	IPÉ 80	S 275	56.01	172.10	0.05	30 ULS01
13 diagonais_13	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.02	30 ULS01
14 diagonais_14	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
31 diagonais_31	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01
32 diagonais_32	IPÉ 80	S 275	49.04	150.68	0.10	30 ULS01
33 diagonais_33	IPÉ 80	S 275	56.01	172.10	0.08	30 ULS01
34 diagonais_34	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
35 diagonais_35	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
59 diagonais_59	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
60 diagonais_60	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.02	30 ULS01
61 diagonais_61	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
62 diagonais_62	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
63 diagonais_63	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
80 diagonais_80	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
81 diagonais_81	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
82 diagonais_82	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
83 diagonais_83	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
84 diagonais_84	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.16	30 ULS01
99 diagonais_99	IPÉ 100	S 275	40.81	133.76	0.31	30 ULS01
100 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.39	30 ULS01
101 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.07	30 ULS01
102 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.28	30 ULS01
103 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.25	30 ULS01
104 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.28	30 ULS01
105 diagonais_1	IPÉ 100	S 275	43.06	141.13	0.48	30 ULS01
106 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	54.12	166.29	0.65	30 ULS01
111 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	61.98	190.44	0.82	30 ULS01
120 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	33.87	114.77	0.47	30 ULS01
121 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.77	30 ULS01
122 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.15	30 ULS01
123 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.52	30 ULS01
124 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.50	30 ULS01
125 diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.52	30 ULS01
126 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	35.73	121.10	0.75	30 ULS01
127 diagonais_1	IPÉ 140	S 275	30.53	105.98	0.60	30 ULS01
132 diagonais_1	IPÉ 140	S 275	34.96	121.37	0.76	30 ULS01
141 diagonais_1	IPÉ 120	S 275	33.87	114.77	0.46	30 ULS01

141	diagonais_1	IPÉ 120	S 275	33.87	114.77	0.46	30 ULS01
142	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.77	30 ULS01
143	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.15	30 ULS01
144	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.51	30 ULS01
145	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.50	30 ULS01
149	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.01	30 ULS01
150	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
151	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
152	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
153	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.13	30 ULS01
154	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
155	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
156	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
157	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.01	30 ULS01
158	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.13	30 ULS01
170	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.02	30 ULS01
171	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.06	30 ULS01
172	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
173	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01
174	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.19	30 ULS01
175	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01
176	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
177	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.06	30 ULS01
178	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.02	30 ULS01
179	diagonais_1	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.19	30 ULS01
209	diagonais_2	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.52	30 ULS01
210	diagonais_2	IPÉ 120	S 275	35.73	121.10	0.74	30 ULS01
270	diagonais_2	IPÉ 140	S 275	30.53	105.98	0.60	30 ULS01
393	diagonais_3	IPÉ 140	S 275	34.96	121.37	0.76	30 ULS01
461	diagonais_4	IPÉ 100	S 275	40.81	133.76	0.28	30 ULS01
462	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.34	30 ULS01
463	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.08	30 ULS01
464	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	50.31	154.56	0.23	30 ULS01
465	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.22	30 ULS01
466	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	51.30	157.61	0.25	30 ULS01
467	diagonais_4	IPÉ 100	S 275	43.06	141.13	0.42	30 ULS01
468	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	54.12	166.29	0.59	30 ULS01
473	diagonais_4	IPÉ 80	S 275	61.98	190.44	0.72	30 ULS01
528	diagonais_5	IPÉ 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01

528	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
529	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
530	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
531	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.20	30 ULS01
532	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.21	30 ULS01
533	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	49.04	150.68	0.18	30 ULS01
534	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	56.01	172.10	0.16	30 ULS01
535	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
536	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
542	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.26	30 ULS01
543	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.20	30 ULS01
544	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
545	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
546	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
547	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.27	30 ULS01
553	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
554	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.08	30 ULS01
555	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
556	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.19	30 ULS01
557	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.26	30 ULS01
591	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
592	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
593	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
594	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
595	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
596	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	49.04	150.68	0.21	30 ULS01
597	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	56.01	172.10	0.19	30 ULS01
598	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.12	30 ULS01
599	diagonalis_5	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
605	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
606	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
607	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
608	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
609	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
610	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.31	30 ULS01
616	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
617	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
618	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
619	diagonalis_6	IP	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01

619	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
620	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
654	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
655	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
656	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
657	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
658	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
659	diagonais_6		IPE 80	S 275	49.04	150.68	0.21	30 ULS01
660	diagonais_6		IPE 80	S 275	56.01	172.10	0.19	30 ULS01
661	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.12	30 ULS01
662	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
668	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
669	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
670	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
671	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
672	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
673	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.31	30 ULS01
679	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
680	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
681	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.17	30 ULS01
682	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
683	diagonais_6		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
717	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
718	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
719	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
720	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
721	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.27	30 ULS01
722	diagonais_7		IPE 80	S 275	49.04	150.68	0.23	30 ULS01
723	diagonais_7		IPE 80	S 275	56.01	172.10	0.20	30 ULS01
724	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.12	30 ULS01
725	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.06	30 ULS01
731	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
732	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
733	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
734	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
735	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
736	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
742	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
743	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01

CAPÍTULO 6

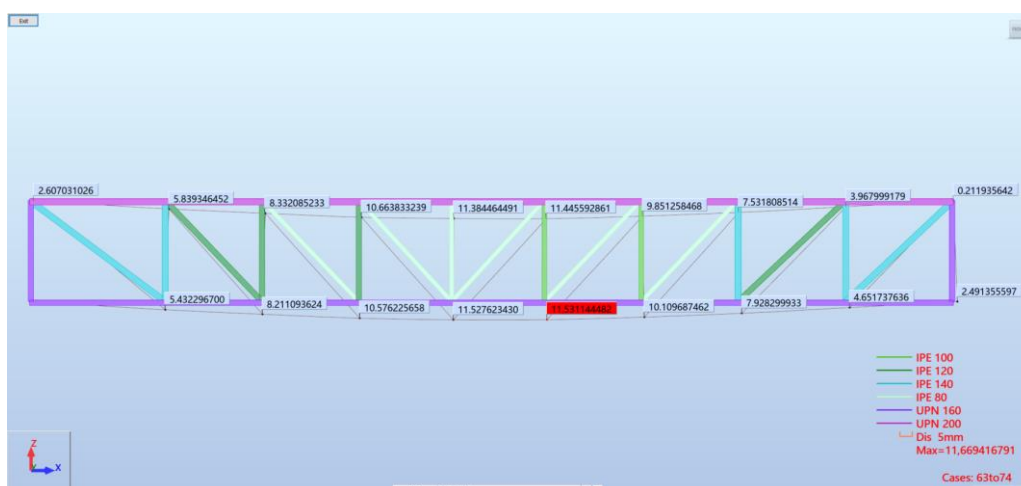
743	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
744	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
745	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.24	30 ULS01
746	diagonais_7		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.32	30 ULS01
801	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
802	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
803	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
804	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
805	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
811	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
812	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
813	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
814	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
815	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
816	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
817	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.16	30 ULS01
818	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
819	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
820	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
821	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
822	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.16	30 ULS01
823	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.23	30 ULS01
824	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
825	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
826	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
827	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01
828	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.20	30 ULS01
829	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.26	30 ULS01
830	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.03	30 ULS01
831	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.06	30 ULS01
832	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
833	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.12	30 ULS01
834	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01
835	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
836	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.05	30 ULS01
837	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
838	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
839	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
840	diagonais_8		IPE 80	S 275	52.41	161.03	0.22	30 ULS01

840	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.22	30 ULS01
846	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
847	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.11	30 ULS01
848	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.18	30 ULS01
849	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.25	30 ULS01
850	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.33	30 ULS01
851	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.05	39 ULS10
852	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
853	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.16	30 ULS01
854	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.22	30 ULS01
855	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
856	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.05	39 ULS10
857	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
858	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.16	30 ULS01
859	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.22	30 ULS01
860	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.30	30 ULS01
861	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.05	39 ULS10
862	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.09	30 ULS01
863	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.14	30 ULS01
864	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.20	30 ULS01
865	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.26	30 ULS01
866	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.04	30 ULS01
867	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.07	30 ULS01
868	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.10	30 ULS01
869	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.12	30 ULS01
870	diagonais_8	IPe 80	S 275	52.41	161.03	0.15	30 ULS01

Estados Limites de Serviço (Utilização)

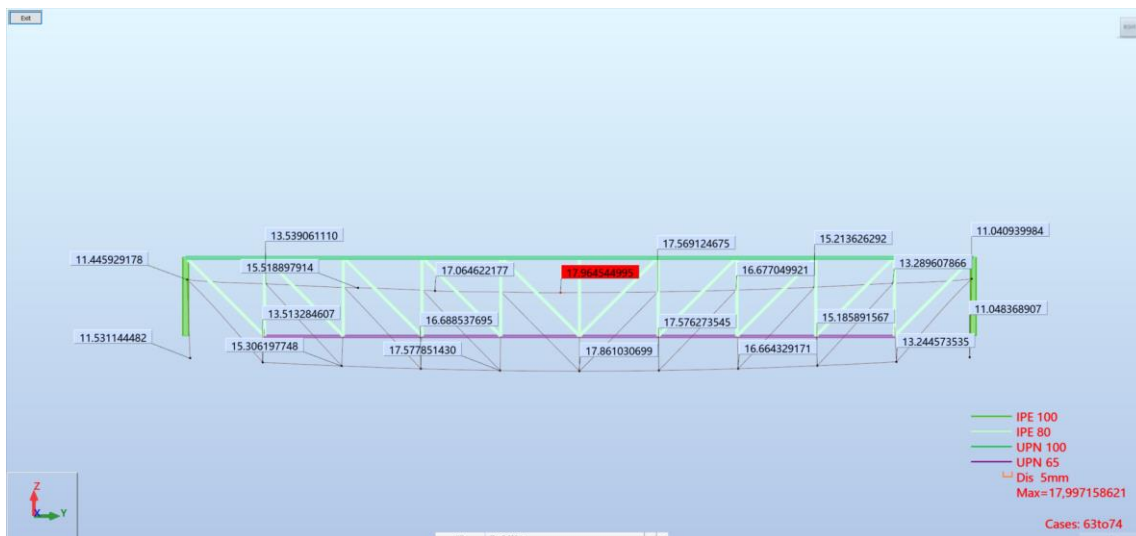
Neste caso foi verificado o controlo de deformação, para elementos metálicos, admitindo uma deformação total máxima, $\delta_{m\acute{a}x} = L/250$ (para combinação característica). De seguida, serão apresentados os resultados para as treliças metálicas principais e secundárias mais condicionantes.

- Treliça principal



$$\delta_{m\acute{a}x} = 11,53 \text{ mm} < \frac{10600}{250} = 42,4 \text{ mm}$$

- Treliça secundária (vão central – mais condicionante)



$$\delta_{m\acute{a}x} = 17,925 - 11,237 = 6,728 \text{ mm} < \frac{12000}{250} = 48,0 \text{ mm (valor interpolado)}$$

CAPÍTULO 7

CONCLUSÃO

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estágio curricular realizado na CCAD permitiu ao estudante vivenciar uma experiência ímpar em todo o seu percurso académico, na medida em que pode contactar com uma realidade empresarial bastante exigente de um gabinete de projeto de estruturas.

Esta experiência revelou-se fundamental na aquisição de novos conhecimentos e na consolidação de muitos outros já adquiridos. O estudante, ao longo destes cinco meses, trabalhou principalmente com os *softwares AutoCAD e Robot* e com o auxílio de uma equipa de projeto experiente, teve a oportunidade de desenvolver habilidades técnicas, que serão uma mais-valia para o seu desempenho profissional. Desta forma, o estágio foi crucial e necessário para a integração no mercado de trabalho, uma vez que o estudante pode constatar ritmo de trabalho e responsabilidades inerentes à profissão.

Por fim, através da elaboração deste relatório e com o desenvolvimento dos projetos no decorrer do estágio curricular, conclui-se que os objetivos propostos pelo gabinete de projeto da empresa ao estudante foram alcançados.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No presente estágio observou-se que os prazos de elaboração são cada vez mais curtos e que os projetos são mais complexos. Todavia, com o frequente avanço tecnológico, é possível aliviar estes entraves através do melhoramento dos *softwares* de cálculo, análise e desenho utilizados no ramo da construção.

De destacar que a Engenharia Civil é uma das atividades com mais visibilidade por parte da sociedade no que toca à funcionalidade, conforto e durabilidade das estruturas concebidas e que por essa razão é crucial perceber as responsabilidades associadas aos projetos que são elaborados.

Por fim, o estudante consideraria abraçar projetos de maior dimensão e responsabilidade, como por exemplo um projeto de estruturas de uma ponte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CCAD - Serviços de Engenharia, [Online]. Available: <https://www.ccad.pt/>. [Acedido em Abril 2022].
- [2] NP EN 1990. 2009, Norma Portuguesa: Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas, Instituto Português da Qualidade.
- [3] R. Camposinhos, "Bases de Cálculo", Apontamentos da Unidade Curricular de Estrutura de Edifícios, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2018.
- [4] C. Félix, "Estruturas de Betão", Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas de Betão 1 e 2, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Outubro 2010.
- [5] NP EN 1992-1-1. 2010, Norma Portuguesa: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [6] BARROS, Helena; FIGUEIRAS, Joaquim, Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2, FEUP edições, 2010.
- [7] NP EN 1993-1-1. 2010, Norma Portuguesa: Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [8] MESQUITA, Márcia Monteiro, Projetos de Estabilidade de Estruturas Metálicas e de Betão Armado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Outubro de 2017, Tese de mestrado.
- [9] NP EN 1991-1-1. 2009, Norma Portuguesa: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas; Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [10] NP EN 1991-1-4. 2010, Norma Portuguesa: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas; Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento, Instituto Português da Qualidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [11] NP EN 1998-1. 2010, Norma Portuguesa: Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [12] NP EN 1991-1-5. 2009, Norma Portuguesa: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas; Parte 1-5: Acções gerais. Acções térmicas, Instituto Português da Qualidade.
- [13] NP EN 1997-1. 2010, Norma Portuguesa: Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico; Parte 1: Regras gerais, Instituto Português da Qualidade.

ANEXO I – EDIFÍCIO COMERCIAL MAXMAT DE PORTALEGRE

Solução do painel Sandwich considerado



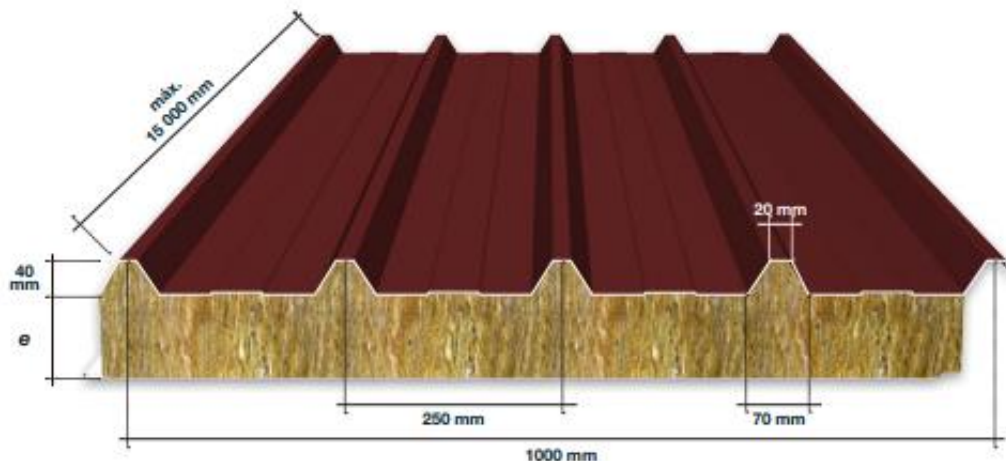
Descrição:

Painel de Cobertura com núcleo isolante em Lã de Rocha, de marca **Rockwool**, certificado segundo a norma **EN 14509** "Painéis sandwich autoportantes, isolantes, com dupla face metálica".

Principais Vantagens:

Reunir num único elemento:

- Ecologia;
- Resistência Mecânica;
- Isolamento Térmico;
- Isolamento Sonoro;
- Reação ao Fogo e Resistência ao Fogo.



Constituição do Painel:

		STANDARD	SOB CONSULTA		
Suporte Metálico	Qualidade do Aço	S220GD+Z	DX51D+Z, S250GD+Z a S350GD+Z		
	Espessura da chapa	Superior	0,5 mm	0,6 mm	0,7 mm
		Inferior	0,4 mm a 0,5 mm	0,4 mm a 0,5 mm	0,4 mm a 0,5 mm
		Galvanizado	140 a 180 gr/m ²	Até 275 gr/m ²	
Revestimento		Poliéster (25 µm)	PVDF (25/35 µm)	HDX (55 µm)	
		Pré-lacado			
Cores		Disponíveis na tabela RAL	Restantes		

		STANDARD	SOB CONSULTA
Núcleo Isolante	Lã de Rocha		
	Densidade	100 kg/m ³	Até 150 kg/m ³
	Cond. Térmica (λ)	0,042 W/m°C	

Caso pretenda outras características que não constem na(s) tabela(s), por favor contacte o departamento técnico da FTB



Painel Sandwich FTB PC 1000

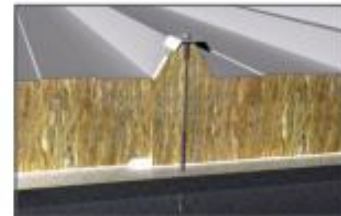
painel de cobertura



Características

Espessura (mm)	50	75	100	120
Largura útil (mm)	1000			
Largura total (mm)	1075			
Comprimento (m)	Mínimo de 2 m, Máximo até 15 m			
Peso próprio (aprox.)* (kg/m ²)	15,0	17,5	20,0	22,0

* Peso do Painel Sandwich FTB com características standard.



Propriedades:

Espessura (mm)	50	75	100	120	
Térmicas ⁽¹⁾	Resistência Térmica (R) (m ² .K/W)	1,19	1,78	2,38	2,86
	Coefficiente transmissão térmica (U) (W/m ² .K)	0,71	0,50	0,39	0,33
Acústicas	Isolamento Sonoro (R _w) ⁽²⁾	34 dB			Superior 34 dB
Classe de Reação ao Fogo ⁽³⁾	A2-s1,d0				
Classe de Resistência ao Fogo Padrão	EI 45 ⁽³⁾	EI 120 ⁽³⁾	-	-	

⁽¹⁾ Ensaio realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

⁽²⁾ Ensaio realizado no Laboratório de Estruturas e Resistência ao Fogo de Universidade de Aveiro (LERF)

⁽³⁾ Ensaio realizado no Laboratório APIT - LACCF

Cargas Máximas Admissíveis (kN/m²):

Vão Livre L (m)	Força Máxima (Carga de Ruptura)		Flecha Máxima (mm)
	N/m ²	Kg/m ²	
1,50	6118	624	26
2,00	4408	450	27
2,50	3041	310	31
3,00	2224	227	49

Espessura de 50 mm

ANEXO II – EDIFÍCIO COMERCIAL LIDL DE MARATECA, PALMELA

Solução da laje de cobertura considerada


Cálculos da Solução '2V6-BN 40x16-20'

Descrição da Laje		Ações Características (kN/m ²)		Ações de Cálculo (kN/m ²)	
Designação:	Portaria	Peso Próprio:	3,03	Sd:	10,55
Vão (m):	5,90	Revestimento:	3,00	So:	6,03
Altura (cm):	20,0	Divisórias:	0,00		
Pavimento:	2V6-BN 40x16-20	Outras:	0,00		
		Sobrecarga:	1,00		

E.L. Último				E.L. Fendilhação		E.L. Deformação	
Msd (kN.m/m)	45,88	Mrd (kN.m/m)	58,10	Mo (kN.m/m)	26,24	Flecha máxima (cm):	1,48
Vsd (kN/m)	31,11	Vrd (kN/m)	40,40	Mtck (kN.m/m)	32,50	EI (kN.m ² /m):	11.934
						f _{inst} (cm):	0,80
						f _{prazo} (cm):	2,39

Armaduras		Tarugos		Distribuição		Betão	
Tipos:	A 500	Tipos:	A 500	Tipos:	A 500	Classe:	C30/37
Ap (cm ² /m):	0,89	Nº Tarugos:	2	Armadura (cm ² /m):	1,73	Litros/m ² :	75,60
Lap (m):	1,48	Afastamento (m):	1,97	Malhasol:	AR50		
		Armadura (cm ²):	1,70				
			2 φ 12/Tarugo				

Solução do gradil considerado



GRELHA MECÂNICA

Nas Grelhas Mecânicas, a parte redonda é substituída por uma barra chamada separadora, com a mesma espessura que a de suporte e com uma altura menor ou igual a esta. É muito usada para fins decorativos e motivos exteriores.

GRELHA SISTEMA MECÂNICO

MALHA a x b (mm)		33 x 33											
Barra resistente h x e (mm)		20 x 2	20 x 3	25 x 2	25 x 3	30 x 2	30 x 3	35 x 2	35 x 3	40 x 2	40 x 3	50 x 2	50 x 3
DISTÂNCIA ENTRE APOIOS (mm) Luz livre	L	Carga uniformemente repartida (kN/m ²)											
	500	19,38	29,07	30,79	46,18	44,82	67,24	61,49	92,23	80,78	121,17	190,88	132,99
	600	13,50	20,25	21,45	32,17	31,23	46,84	42,84	64,26	56,26	84,42	132,99	98,02
	700	8,60	12,90	15,81	23,71	23,02	34,53	31,58	47,36	41,48	62,22	98,02	75,29
	800	5,76	8,67	11,57	17,36	17,68	26,52	24,25	36,38	31,86	47,79	75,29	59,68
	900	4,07	6,79	7,25	10,67	12,73	19,10	19,22	28,84	25,26	37,88	59,68	48,49
	1000	2,98	4,47	5,96	7,16	8,38	12,57	13,46	20,20	20,27	30,41	48,49	40,21
	1100	2,24	3,37	4,49	6,13	7,16	9,61	9,23	13,84	13,89	20,84	40,21	29,18
	1200	1,73	2,60	3,47	5,21	6,10	8,10	8,53	9,80	9,84	14,76	29,18	21,25
	1300	1,37	2,05	2,74	4,11	4,81	6,55	6,95	7,14	7,17	10,75	21,25	15,85
	1400	1,10	1,65	2,20	3,30	3,87	5,80	6,21	6,66	6,68	8,02	15,85	12,07
	1500	0,90	1,34	1,79	2,69	3,15	4,73	5,07	5,60	5,63	6,10	12,07	9,35
1600	0,74	1,11	1,48	2,23	2,61	3,91	4,19	4,68	4,71	5,91	9,35	7,36	
1700	0,62	0,93	1,24	1,86	2,18	3,27	3,50	3,85	3,87	4,91	7,36	5,93	
1800	0,52	0,79	1,05	1,57	1,84	2,76	2,96	3,25	3,26	4,06	5,93	4,68	
1900	0,45	0,67	0,89	1,34	1,57	2,36	2,52	2,79	2,79	3,40	4,68	3,63	
2000	0,38	0,58	0,77	1,15	1,35	2,03	2,17	2,36	2,36	2,87	3,63	2,87	
	Peso próprio (kg/m ²)	16,15	24,20	18,93	28,40	21,75	32,60	24,55	36,80	27,35	41,00	49,40	

MATERIAL: Aço qualidade S 235 JR (Norma EN 10025)
 TENSÃO ADMISSÍVEL: 16 kN / cm²
 1kN = 100kg 10kN = 1t.

Acta para suportar uma carga concentrada de 1,5 kN aplicada na posição mais desfavorável e distribuída sobre uma superfície de contacto de 200 mm x 200 mm de acordo com a norma "EN ISO 14122-2" Segurança de máquinas - Meios de acesso permanentemente às máquinas - Parte 2: Requisitos de trabalho e caminhos para peões. Seção 4.2.5 "Cálculo das cargas admissíveis".

Carga uniformemente repartida (kN/m²)
 L = Luz livre

■ F ≤ 4 mm.
 ■ F ≤ 5 mm.
 ■ F = 1/200 Luz.
 ■ F - excessiva, carga a F = 1/200 Luz

RELESA

RELESA, Ctra. de Fuente Álamo - Las Peñas, km. 3,5 - Apartado, 2, 30320 - FUENTE ÁLAMO (Murcia), ESPAÑA.
 TELEFONO: (0034) 968 59 75 38 - FAX: (0034) 968 59 83 04 - CORREO ELECTRÓNICO: relesas@relesas.es

