



André Emanuel Torres **ESTRUTURAS METÁLICAS TEMPORÁRIAS**
Moreira de Oliveira
Pinto



André Emanuel Torres Moreira de Oliveira Pinto **ESTRUTURAS METÁLICAS TEMPORÁRIAS**

Nº. Mec. 42194

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim

Professor associado da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Joaquim Alexandre Mendes de Pinho da
Cruz**

Professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes

Professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Gostaria de expressar aqui a minha sincera gratidão a todas as pessoas que contribuíram para a realização deste trabalho e me ajudaram a crescer como estudante e como pessoa.

Todavia não posso deixar de reconhecer a contribuição de algumas pessoas em especial:

Ao meu orientador Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes pela predisposição e prontidão com que sempre me atendeu na resolução dos problemas que surgiram na elaboração desta dissertação, tanto à distância como pessoalmente.

Ao Engenheiro da Irmarfer Jackson Pessanha da Silva pelo fornecimento do software de cálculo estrutural Metal 3D 2013 e por tornar possível a participação noutros projetos que contribuíram fortemente para a minha formação e integração.

A todas as pessoas do grupo Irmarfer por me facultarem o estágio e me ajudarem neste percurso, com destaque para Júlio Ferreira, Adão Ferreira, Filipe Meireles, Nuno Ferreira e Vítor Neto.

A todos os meus amigos por que sempre me acompanharam neste percurso académico e me apoiaram na realização deste trabalho, com destaque para Pedro Narra, Joel Castanheira e Sarah Almeida.

À minha namorada Maria Peña pelo carinho e motivação que contribuíram para realização do estágio e deste documento.

Aos meus pais, irmão, avós e tios pelo amor e apoio incansáveis que permitiram a realização deste percurso e dos quais nunca me irei esquecer.

palavras-chave

Estruturas temporárias, projeto, montagem, alumínio extrudido

resumo

Com o decorrer dos tempos e o avanço da tecnologia é evidente o aumento do número de eventos realizados com recurso à montagem de estruturas temporárias. Desde vários tipos de tendas, palcos e plateias, estrados autorreguláveis, naves industriais, polidesportivos e multiusos, a projetos especiais direcionados para condições mais específicas.

Devido à crescente procura por este tipo de mercado, são exigidos elevados critérios de qualidade e segurança das estruturas e superiores níveis de conforto.

Este documento insere-se num estágio realizado numa empresa internacional de montagem de estruturas para eventos e centra-se na montagem de uma tenda do evento Rock in Rio 2013 na cidade do Rio de Janeiro.

O caso de estudo analisado nesta dissertação foca-se no projeto e verificação de segurança da estrutura da tenda VIP, recorrendo ao software de cálculo estrutural Metal 3D 2013, e em todo o procedimento para montagem e desmontagem da estrutura.

keywords

Temporary structures, design, assembly, extruded aluminium

abstract

Through time and technology advancement, the increasing number of events using the assembly of temporary structures is evident. These range from different types of tents, stages and audiences, to self-regulating platforms, industrial sheds, sports centers and multipurpose halls, and special projects aiming specific conditions.

Due to growing demand for this market, high quality, elevated safety standards and higher levels of comfort are required for all structures.

This document is part of an internship at an international enterprise, that designs, assembles and manages temporary structures at various events. The internship focuses on assembly of a tent for “Rock in Rio 2013” an event taking place in Rio de Janeiro.

The case study analyzed in this thesis focuses on the design and safety verification of the VIP tent structure, using the “Metal 3D 2013” structural calculation software and on the entire procedure of assembly and disassembly of that structure.

Índice

Índice	i
Índice de figuras	iii
Índice de tabelas	vii
Simbologia e acrónimos	ix
1. Introdução	1
1.1. Considerações gerais	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Introdução à empresa	2
1.4. Outros projetos realizados	2
1.5. Organização da dissertação	8
2. Materiais	9
2.1. Liga de alumínio extrudido.....	9
2.2. Poliéster	12
2.3. PVC	14
2.4. Aço.....	16
3. Tipos de estruturas temporárias	21
3.1. Tendas iglo.....	21
3.2. Tendas wave	22
3.3. Tendas multistandard	22
3.4. Tendas cónicas	23
3.5. Palcos	23
3.6. Estrados autorreguláveis.....	24
3.7. Naves industriais	25
3.8. Polidesportivos e Multiusos	25
3.9. Projetos especiais	26
3.10. Arquitetura têxtil - Tensionados	26
4. Projeto estrutural da tenda VIP	28
4.1. Introdução	28
4.1.1. Descrição geral da obra.....	28
4.1.2. Softwares utilizados.....	28
4.1.3. Normas consultadas	29
4.2. Modelo estrutural e identificação de secções	30
4.3. Introdução de dados no software de cálculo	32
4.3.1. Descrição dos nós	32
4.3.2. Agrupamento de barras.....	33
4.3.3. Descrição dos perfis.....	33
4.3.4. Descrição da disposição de perfis	35
4.3.5. Definição dos contraventamentos	36
4.3.6. Definição do material	37
4.3.7. Encurvadura.....	38
4.3.8. Encurvadura lateral	40
4.3.9. Flecha Limite.....	41
4.3.10. Hipóteses de carregamento	43

4.3.11.	Cargas Permanentes.....	44
4.3.12.	Sobrecargas	44
4.3.13.	Sismo	45
4.3.14.	Neve.....	45
4.3.15.	Vento	46
4.4.	Análise de resultados.....	46
4.4.1.	Resultados gerais obtidos para cada norma	46
4.4.2.	Propriedades dos materiais	49
4.4.3.	Propriedades das secções	49
4.4.4.	Ações e combinações de ações.....	52
4.4.5.	Verificações de segurança efetuadas para cada secção	56
4.4.6.	Verificações de segurança das ancoragens ao solo.....	76
4.4.7.	Verificações da capacidade de carga das telas.....	78
4.4.8.	Verificação de segurança das ligações.....	80
5.	Processos de montagem e desmontagem da tenda VIP.....	91
5.1.	Montagem.....	91
5.1.1.	Marcação no terreno da base retangular da tenda e fixação das sapatas	91
5.1.2.	Montagem dos pórticos e aplicação dos cabos de aço.....	93
5.1.3.	Levantamento dos pórticos e encaixe das travessas.....	96
5.1.4.	Montagem dos semicírculos da tenda	98
5.1.5.	Colocação das telas e fechamento lateral.....	100
5.2.	Desmontagem.....	104
6.	Conclusão	106
6.1.	Conclusões finais	106
6.2.	Trabalho futuro.....	108
7.	Bibliografia	109
7.1.	Referências bibliográficas	109
7.2.	Páginas de internet consultadas.....	111
Anexo A.	Cálculo das pressões devidas à força do vento	113
A.1	Cálculo pelas normas brasileiras	113
A.2	Cálculo pelas normas portuguesas	121

Índice de figuras

Figura 1: Fotografia tirada da varanda da tenda VIP do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).	3
Figura 2: Aspeto interior final da tenda VIP do Rock in Rio 2013, vista em cima de um estrado com 3,70 metros de altura (Irmarfer, 2013).	3
Figura 3: Projeto 3D do palco sunset do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).....	4
Figura 4: Aspeto final do palco sunset do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).	4
Figura 5: Fase de montagem da tenda catering do Rock in Rio 2013.	5
Figura 6: Estrado de acesso às duas áreas técnicas do palco mundo do Rock in Rio, com 2,5 metros de altura.	5
Figura 7: Montagem do estrado da tenda VIP do Rock in Rio 2013, constituindo piso a 0,20 e 3,70 metros de altura.	6
Figura 8: Projeto 3D do palco Rock Street do Rock in Rio 2013.....	6
Figura 9: Projeto 3D da torre do patrocinador Banco Itaú do Rock in Rio 2013.	7
Figura 10: Projeto 3D do piso do palco Street Dance do Rock in Rio 2013.	7
Figura 11: Perfil P25129 (IRMARFER, 2012).....	9
Figura 12: Representação das sapatas usadas nas estruturas (Meireles, 2012).....	17
Figura 13: Diagrama tensão-deformação para aços estruturais (Andrade, 1994).....	18
Figura 14: a) Desenho exemplo de uma tenda iglo de 15x10 metros (Irmarfer, 2012). b) Esquadria de uma tenda iglo de 40 metros de largura (Irmarfer, 2012).....	21
Figura 15: Festival de música Jack Daniel's – Barcelona, Espanha (Irmarfer, 2011). b) Rock in Rio Lisboa 2010 – Lisboa, Portugal (Irmarfer, 2010).....	21
Figura 16: Palco do Terreirão do Samba – Rio de Janeiro, Brasil (Irmarfer, 2012). b) Desenho exemplo de uma tenda wave 50x50 (Irmarfer, 2012).	22
Figura 17: Desenho exemplo de uma tenda multistandard 30x20 metros (Irmarfer, 2012). b) Tenda personalizada com impressão digital - RTP, Portugal (Irmarfer, 2012).	23
Figura 18: a) Desenho exemplo de uma cónica 5x5 metros (Irmarfer, 2012). b) Feira El Corte Inglés - Porto, Portugal tenda (Irmarfer, 2010).	23
Figura 19: a) Desenho exemplo de um palco iglo com 20 metros de frente (Irmarfer, 2012). b) Visita do Santo Padre - Lisboa, Portugal (Irmarfer, 2010).	24
Figura 20: Exemplos de estrados em vidro montados sobre a água (Irmarfer, 2010).	24

Figura 21: Exemplos de naves industriais (Irmarfer, 2010).	25
Figura 22: Cobertura de um polidesportivo - Maia, Portugal (Irmarfer, 2011).	26
Figura 23: Parque de feiras e anfiteatro - Tavira, Portugal (Irmarfer, 2009).	26
Figura 24: Museu do Vinho do Porto - Régua, Portugal (Irmarfer, 2010).	27
Figura 25: Desenho 3D da tenda VIP (Irmarfer, 2012).	31
Figura 26: Secções de perfis usados na tenda VIP (Irmarfer, 2012).	31
Figura 27: Exemplo de vinculação exterior (Metal 3D, 2013).	33
Figura 28: Secção dos pórticos (P26061) criada no editor de secções de alumínio extrudido (Metal 3D, 2013).	34
Figura 29: Descrição da disposição do perfil P26061 que constitui os pórticos da estrutura (Metal 3D, 2013).	35
Figura 30: Modelo de aplicação de cabos de aço na estrutura (Irmarfer, 2012).	36
Figura 31: Atribuição de comprimentos de encurvadura de acordo com a vinculação das barras (Metal 3D, 2013).	38
Figura 32: Valores de coeficiente de encurvadura recomendados para dimensionamento (NBR8800, 2006).	39
Figura 33: Valores de coeficientes de encurvadura para encurvadura lateral de acordo com a vinculação das barras (Multiplus, 2012).	40
Figura 34: Tabela auxiliar para coeficiente de momentos (NBR 8800, 2006).	41
Figura 35: Definição dos valores para limite de flecha (Metal 3D, 2013).	42
Figura 36: Valores máximos recomendados para deformação (NBR8800, 2006).	43
Figura 37: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pela norma brasileira (Metal 3D, 2013).	47
Figura 38: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pelas normas portuguesas (Metal 3D, 2013).	48
Figura 39: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pelas normas portuguesas após redução das cargas e aumento das secções (Metal 3D, 2013).	48
Figura 40: Ancoragens por estacas cravadas (EN 13782, 2009).	77
Figura 41: Coeficientes de segurança para o material e para as ligações soldadas HF (PES+PVC) (EN 13782, 2009).	79
Figura 42: Ligação encavilhada entre os pórticos e as sapatas da estrutura (IRMARFER, 2012).	80
Figura 43: Cavilha em T usada nos pés da tenda com diâmetro de 18 mm e comprimento de 250 mm (Irmarfer, 2012).	81

Figura 44: Requisitos geométricos para elementos com extremidades ligadas por cavilhas (EN 1993-1-8, 2010).....	84
Figura 45 Esquema da ligação aparafusada das barras dos pórticos (Irmarfer, 2012).	85
Figura 46: Dimensões das chapas de aço e alumínio e cargas atuantes.....	86
Figura 47: Localização dos pontos marcados pelo topógrafo.....	91
Figura 48: Colocação e alinhamento das sapatas da estrutura.	92
Figura 49: Furação e fixação inicial de uma das sapatas da estrutura.	93
Figura 50: Espalhamento das barras constituintes dos pórticos no chão, prontas a serem aparafusadas.	93
Figura 51: Junção de pórticos finalizada.	94
Figura 52: Exemplo de uma união de duas barras, com um dos orifícios livre para aplicação do cabo de aço.....	94
Figura 53: Ligação do pórtico à sapata.	95
Figura 54: a) Cabos de aço usados nas tendas. b) Pormenor do esticador e peça de união do cabo de aço ao pórtico.....	95
Figura 55: Grua executando o levantamento de um pórtico da tenda.....	96
Figura 56: Pórtico na posição vertical procurando-se atingir estabilidade.	96
Figura 57: a) Pormenor de ligação de uma travessa ao pórtico. b) Colocação das travessas enquanto a grua mantém o pórtico estável na posição vertical.	97
Figura 58: Pormenor de ligação do cabo de aço à sapata. b) Colocação das travessas em simultâneo com a fixação dos cabos de aço.....	98
Figura 59: Localização das sapatas na face semicircular.....	99
Figura 60: Peça aparafusada ao primeiro e último pórtico da parte retangular da tenda onde são encaixados os pórticos das faces semicirculares.....	99
Figura 61: Esqueleto da estrutura com uma das faces semicirculares em montagem.	100
Figura 62: a) Colocação das telas nas ranhuras dos pórticos para que sejam puxadas. b) Plataforma elevatória usando o sistema de roldanas com cordas para colocar a tela.....	102
Figura 63: Exemplo de colocação de régua em faces de comprimentos diferentes.	102
Figura 64: Exemplo de como se podem fixar as cintas em ambas as extremidades..	103
Figura 65: Agarras fabricadas para fixação das cortineiras aos pórticos. b) Barras com design fabricado para segurar as cortineiras e permitir a sua aplicação.	104

Figura 66: a) Agarra aparafusada ao pórtico. b) Fechamento totalmente finalizado
para um vão com cabo de aço.104

Índice de tabelas

Tabela 1: Propriedades do alumínio comparadas com outros materiais (Totten e MacKenzie, 2003).....	12
Tabela 2: Características de uma tela de alta tenacidade (Endutex – Revestimentos Têxteis, SA, 2010).	13
Tabela 3: Propriedades físicas do PVC rígido e flexível (Titow, 1984).....	15
Tabela 4: Especificação das características mecânicas da liga de alumínio extrudido (Hydro, 2011).....	37
Tabela 5: Especificação da composição química da liga (Hydro, 2011).....	37
Tabela 6: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados (Meireles, 2013).....	49
Tabela 7: Propriedades do aço usado (Meireles, 2013).	49
Tabela 8: Propriedades do alumínio usado (Meireles, 2013).	49
Tabela 9: Características da secção do perfil P26061 constituinte dos pórticos da estrutura (Metal 3D, 2013).....	50
Tabela 10: Características da secção do perfil P53766 constituinte das travessas da estrutura (Metal 3D, 2013).....	51
Tabela 11: Características da secção do perfil D12 constituinte dos cabos de aço (Metal 3D, 2013).....	52
Tabela 12: Coeficientes parciais de segurança para ações permanentes e variáveis (EN1999-1-1, 2007).....	53
Tabela 13: Coeficientes parciais de segurança para ações permanentes e variáveis (ABNT NBR 8800/2006).....	53
Tabela 14: Coeficiente de combinação para ação do vento para estados limites últimos (ABNT NBR 8800/2006).....	54
Tabela 15: Coeficientes de combinação para ação do vento para estados limites de serviço (ABNT NBR 8800/2006).	55
Tabela 16: Combinações de ações para o aço laminado (Metal 3D, 2013).....	55
Tabela 17: Combinações de ações para o alumínio (Metal 3D, 2013).	56
Tabela 18: Dimensionamento de cabos de aço em função da carga atuante de tração.	76
Tabela 19: Capacidade de carga das ancoragens por estacas (EN 13782, 2009).	76

Tabela 20: Verificação da resistência de uma estaca isolada para vários casos de análise.	78
Tabela 21: Cálculos referentes à resistência das telas face aos esforços que nela atuam.....	79
Tabela 22: Distâncias de cada parafuso de uma chapa ao seu centro de gravidade. ...	87

Simbologia e acrónimos

A	Área da secção transversal da cavilha
A_{eff}	Área eficaz da secção
A_g	Área bruta da secção transversal da barra
A_{net}	Área útil da secção transversal
A_v	Área plástica de corte
C_{Mu}	Coefficiente de momento equivalente uniforme, referido à flexão em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta
C_{Mv}	Coefficiente de momento equivalente uniforme, referido à flexão em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta
d	Diâmetro
d_0	Diâmetro de um furo
E	Módulo de elasticidade longitudinal
F_d	Valor de cálculo resultante da combinação de ações
$F_{d,\text{uti}}$	Valor de cálculo resultante da combinação de ações
$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes
$F_{Qj,k}$	Valor característico das ações variáveis
$F_{Q1,k}$	Valor característico da ação variável considerada como principal
$F_{v,Ed}$	Esforço transversal atuante de cálculo
$F_{v,Rd}$	Esforço transversal resistente
f_d	Resistência de projeto para estado limite último
f_{tk}	Resistência característica à ruptura por tração para ensaios de tração monoaxial de curta duração a 23°C
f_u	Tensão última à tração
f_{ub}	Tensão de rotura à tração do parafuso
f_{up}	Tensão de rotura à tração da cavilha
f_y	Tensão de cedência do aço
f_{yp}	Tensão de cedência da cavilha
f_0	Limite elástico correspondente a 0,2% de deformação
$f_{0,v}$	Limite elástico reduzido pelo esforço transversal
G	Módulo de elasticidade transversal

I_s	Raio de giração da secção bruta em relação ao centro de esforços transversos
I_t	Módulo de torção da secção bruta
I_u e I_v	Momentos de inércia da secção bruta em relação aos eixos principais de inércia “u” e “v”, respetivamente
I_w	Módulo de empenamento da secção bruta
i_u e i_v	Raios de giração da secção bruta em relação aos eixos principais de inércia “u” e “v”, respetivamente
k_u e k_v	Coefficientes que definem o comprimento de encurvadura por flexão nos planos “xv” e “xu”, respetivamente
k_w	Coefficiente que define o comprimento de encurvadura por torção Estima-se como o maior dos coeficientes que definem os comprimentos de encurvadura lateral com torção
L	Comprimento do elemento
l'	Profundidade de penetração
$M_{c,Rd}$	Resistência de cálculo à flexão uniaxial
M_{Ed}	Momento fletor atuante de cálculo
M_{Rd}	Momento fletor resistente
$M_{u,Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta
$M_{u,eff,Rd}$	Resistência de cálculo à flexão em torno do eixo “u,eff” da secção eficaz
$M_{u,Rd}$	Resistência de cálculo à flexão em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta
$M_{v,Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta
$M_{v,eff,Rd}$	Resistência de cálculo à flexão em torno do eixo “v,eff” da secção eficaz
$M_{v,Rd}$	Resistência de cálculo à flexão em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta
$M_{y,Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo “y”
$M_{z,Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo “z”.
$N_{b,Rd}$	Resistência de cálculo à encurvadura dos elementos comprimidos

$N_{b,Rd,T}$	Resistência de cálculo à encurvadura correspondente à carga crítica de encurvadura por torção
$N_{b,Rd,u}$	Resistência de cálculo à encurvadura correspondente à carga crítica de encurvadura por flexão no plano “xv”
$N_{b,Rd,v}$	Resistência de cálculo à encurvadura correspondente à carga crítica de encurvadura por flexão no plano “xu”
$N_{c,Rd}$	Resistência de cálculo à compressão
N_{cr}	Carga crítica elástica de encurvadura determinada a partir das características mecânicas da secção transversal bruta
$N_{cr,u}$	Carga crítica de encurvadura por flexão no plano “xv”
$N_{cr,v}$	Carga crítica de encurvadura por flexão no plano “xu”
N_{Ed}	Esforço de compressão atuante de cálculo
$N_{eff,Rd}$	Resistência de cálculo à compressão da secção eficaz
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$N_{t,Ed}$	Esforço de tração atuante de cálculo
$N_{t,Rd}$	Esforço de tração resistente de cálculo
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
n	Número de furos ao longo de qualquer linha que atravessasse totalmente a largura de um elemento, ou parte dele, em diagonal ou zigzague
p	Distância entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direção normal ao eixo do elemento
s	Passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direção do eixo do elemento
T_{Ed}	Momento torsor atuante de cálculo
T_{Rd}	Resistência de cálculo à torção da secção transversal
t	Espessura
$U_{gc,eff}$	Coordenada “u” do centro de gravidade da secção eficaz
V_{Ed}	Esforço transversal atuante de cálculo
$V_{gc,eff}$	Coordenada “v” do centro de gravidade da secção eficaz
V_{Rd}	Resistência de cálculo ao esforço transversal da secção transversal
$V_{T,Rd}$	Resistência de cálculo ao esforço transversal reduzida pelo efeito do momento torsor de cálculo
$V_{y,Ed}$	Esforço transversal atuante de cálculo em torno do eixo “y”

$V_{z,Ed}$	Esforço transversal atuante de cálculo em torno do eixo “z”
W_{eff}	Módulo de flexão elástico eficaz da secção, obtido utilizando uma espessura reduzida t_{eff} para elementos de classe 4
W_{el}	Módulo de flexão elástico
$W_{T,pl}$	Módulo de torção plástico da secção bruta
$W_{u,eff}$	Módulo elástico da secção eficaz em relação ao eixo “u,eff”
$W_{u,el}$	Módulo elástico da secção bruta para flexão em torno do eixo principal de inércia “u”
$W_{v,eff}$	Módulo elástico da secção eficaz em relação ao eixo “v,eff”
$W_{v,el}$	Módulo elástico da secção bruta para flexão em torno do eixo principal de inércia “v”
Z_d	Carga de serviço da ancoragem (carga de serviço)
$Z_{h,d}$	Carga de serviço horizontal da ancoragem
$Z_{v,d}$	Carga de serviço vertical da ancoragem
α	Fator de forma
α_{yu}	Ângulo que forma o eixo principal de inércia “u” em relação ao eixo “y”, positivo no sentido anti-horário
β	Ângulo da força de tração ativa em relação à vertical
γ_{a1}	Coefficiente parcial de resistência do material
γ_{gi}	Coefficiente parcial de segurança para ações permanentes
γ_m	Coefficiente de segurança referente ao material
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções de qualquer classe
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança do material
γ_{M2}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\gamma_{M6,ser}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de cavilhas para estados limites de serviço
γ_q	Coefficiente parcial de segurança para ações variáveis estado limite de utilização
η_u	Fator de amplificação do valor máximo da distribuição de momentos fletores atuantes de cálculo em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta, devido ao efeito do esforço axial de compressão

η_v	Fator de amplificação do valor máximo da distribuição de momentos fletores atuantes de cálculo em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta, devido ao efeito do esforço axial de compressão
κ	Coefficiente que tem em conta o debilitamento por soldadura
$\bar{\lambda}$	Esbelteza relativa
$\bar{\lambda}_0$	Limite do patamar horizontal na curva de encurvadura correspondente
$\tau_{t,Ed}$	Momento torsor atuante de cálculo
Φ	Fator relativo ao cálculo do coeficiente de redução por encurvadura
χ	Coefficiente de redução por encurvadura
Ψ_{0j}	Coefficiente de combinação
Ψ_1	Coefficiente de combinação frequente da ação principal
Ψ_{1j}	Coefficiente de combinações raras
Ψ_{2j}	Coefficiente de combinação quase-permanente

1. Introdução

1.1. Considerações gerais

Atualmente é possível afirmar que existe uma procura crescente na criação de eventos relacionados com diversas áreas associadas ao lazer, marketing, desporto entre outras. Esse desenvolvimento traduz-se no aumento do número de pessoas presentes nos eventos, o que incentiva a criação de espaços com maior qualidade, mais segurança e maior conforto.

As estruturas metálicas temporárias, nomeadamente tendas, palcos, estrados autorreguláveis, polidesportivos, naves industriais, multiusos, coberturas realizadas por tencionados, constituem alguns dos tipos de estruturas mais procurados para a maioria dos eventos. A constante inovação e evolução das estruturas deste cariz é uma aposta por parte de várias empresas na área dos eventos com a finalidade de satisfazer cada vez mais elevados padrões a diversos níveis.

1.2. Objetivos

O presente documento tem como finalidade analisar os vários tipos de materiais usados nas estruturas metálicas temporárias para perceber o seu funcionamento, assim como perceber os conceitos inerentes ao seu dimensionamento e verificação da segurança estrutural.

Uma vez que se insere no âmbito de um estágio curricular com o objetivo de aprofundar ao máximo possível os conhecimentos na área, foi acompanhada a montagem de um evento de elevada proporção com altos padrões de qualidade, segurança e conforto. A tenda VIP desse evento designado “Rock in Rio 2013” foi a estrutura escolhida para constituir a parte prática desta dissertação. Além da verificação da segurança da tenda com recurso ao software de cálculo “Novo Metal 3D 2013”, foram descritos detalhadamente todos os processos de montagem da estrutura.

Durante o período de estágio foram acompanhadas várias montagens de diferentes estruturas e realizados vários projetos para outras empresas, que se encontram igualmente referenciados neste documento.

1.3. Introdução à empresa

O grupo ao qual pertence a empresa onde decorreu o estágio denomina-se Grupo IRMARFER. Este encontra-se dividido em três empresas: a IRMARFER, sendo a primeira a surgir e a partir da qual nasceram as restantes; Imagindustrial é a empresa que engloba a parte do design e publicidade, executa por exemplo as impressões digitais nas telas das estruturas; IRMARFER Estruturas Brasil é a empresa mais recente, tendo surgido no ano 2011 e localiza-se na cidade do Rio de Janeiro onde decorreu o estágio.

Trata-se de uma empresa de montagem de eventos com capacidade para construir as estruturas pertencentes a um determinado evento, mas que possui autonomia para realização do evento na totalidade desde a fabricação das peças constituintes das estruturas, à impressão digital nas telas e à respetiva decoração dos espaços.

A IRMARFER não se prende apenas a Portugal, tendo-se expandido e hoje em dia já tem parcerias com dez países dentro e fora da Europa com previsão de alargamento para outros países da América Latina já no próximo ano.

Futuramente é intenção da empresa apostar em novos materiais no ramo da arquitetura têxtil, produtos tencionados, assim como a utilização de materiais mais eficientes e rentáveis para soluções de cobertura, decoração e/ou isolamento mais atrativos e com qualidades térmicas e luminosas excelentes.

1.4. Outros projetos realizados

Durante o período de estágio realizado no Rio de Janeiro foi acompanhada a montagem de várias estruturas diferentes e também realizados outros projetos na área das estruturas metálicas.

Nas figuras 1 e 2 encontra-se o projeto final da estrutura principal analisada neste documento, já em fase de utilização.



Figura 1: Fotografia tirada da varanda da tenda VIP do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).



Figura 2: Aspeto interior final da tenda VIP do Rock in Rio 2013, vista em cima de um estrado com 3,70 metros de altura (Irmarfer, 2013).

Outro projeto cuja montagem foi acompanhada foi o palco sunset do Rock in Rio 2013, em que o projeto e aspeto final se encontram representados nas figuras 3 e 4.



Figura 3: Projeto 3D do palco sunset do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).



Figura 4: Aspeto final do palco sunset do Rock in Rio 2013 (Irmarfer, 2013).

A tenda catering foi também um dos projetos realizados para o evento referido. É uma tenda de duas águas montada em cima de um estrado com três metros de altura, com rampa de acesso e escadas. Na figura 5 podemos verificar a tenda ainda na sua fase de montagem.



Figura 5: Fase de montagem da tenda catering do Rock in Rio 2013.

Uma das apostas da empresa foi a montagem de estrados autorreguláveis, constituindo o tipo de estruturas mais requisitado para o festival. Nas figuras 6 e 7 podemos verificar dois exemplos de estrados montados para diferentes estruturas.



Figura 6: Estrado de acesso às duas áreas técnicas do palco mundo do Rock in Rio, com 2,5 metros de altura.

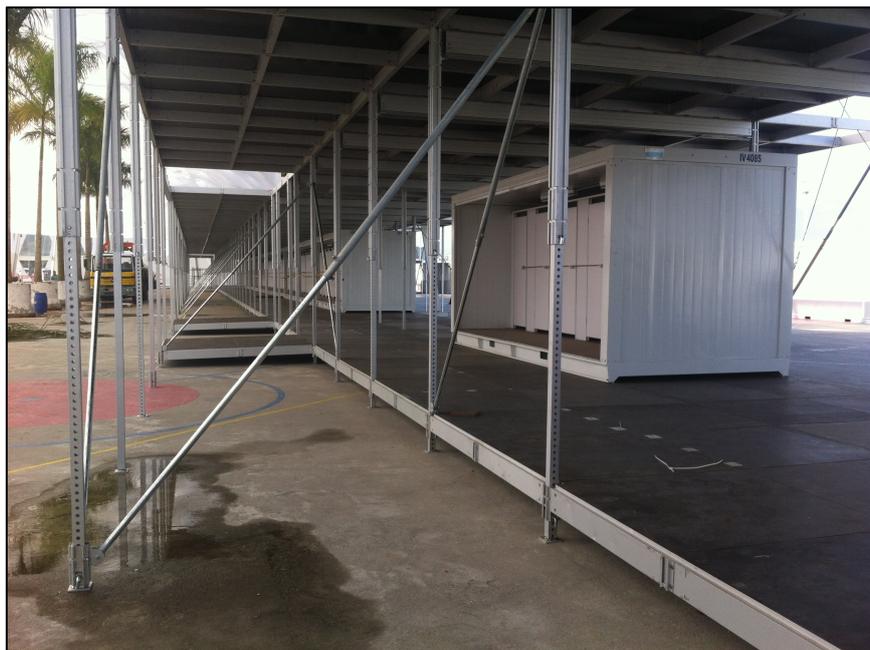


Figura 7: Montagem do estrado da tenda VIP do Rock in Rio 2013, constituindo piso a 0,20 e 3,70 metros de altura.

Tal como referido anteriormente foram realizados alguns projetos para outras empresas. Parte desses projetos foram para o mesmo evento, apesar do tipo de estrutura ser em andaime com secção tubular oca, em aço. Na figura 8 encontra-se o projeto 3D do palco rock street dimensionado com o software de cálculo Metal 3D 2013.

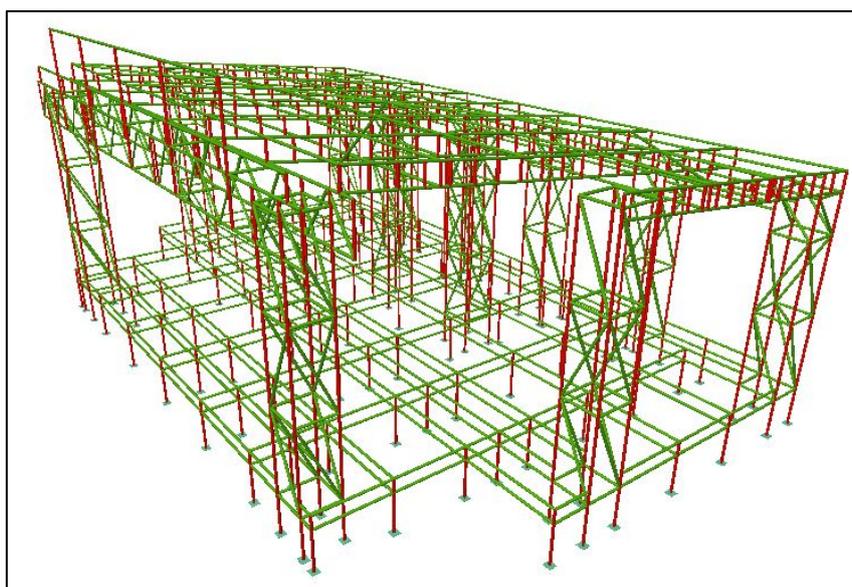


Figura 8: Projeto 3D do palco Rock Street do Rock in Rio 2013.

A figura 9 constitui o projeto 3D de uma torre construída ao lado do palco mundo do Rock in Rio 2013, para o patrocinador Banco Itaú.

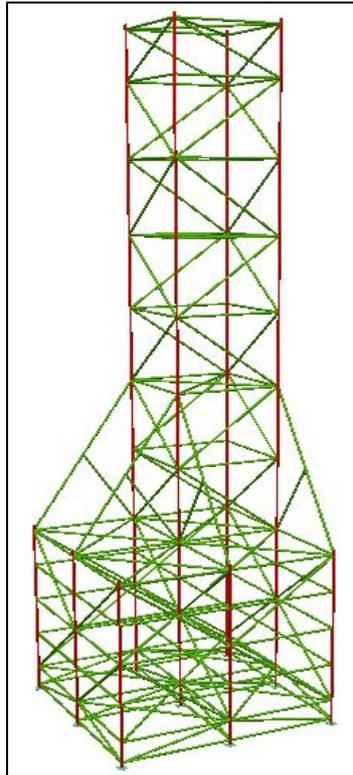


Figura 9: Projeto 3D da torre do patrocinador Banco Itaú do Rock in Rio 2013.

Seguidamente encontra-se representado na figura 10 o estrado que constitui o piso do palco Street Dance do Rock in Rio 2013 dimensionado com recurso ao software Metal 3D.



Figura 10: Projeto 3D do piso do palco Street Dance do Rock in Rio 2013.

1.5. Organização da dissertação

Este documento encontra-se estruturado em sete capítulos. O capítulo 2 envolve uma pesquisa efetuada relativamente aos diferentes tipos de materiais, suas características inerentes e seu comportamento. Esses materiais são o alumínio extrudido, poliéster, PVC e aço, respetivamente.

No capítulo 3 encontram-se referenciados os tipos de estruturas com os quais a empresa opera, incluindo imagens de várias estruturas já montadas, para cada um desses tipos.

A verificação da segurança estrutural da tenda iglo que constitui a área VIP do Rock in Rio 2013 encontra-se detalhada no capítulo 4. Podem encontrar-se todos os detalhes sobre a obra, a indicação das normas consultadas para elaboração dos cálculos, identificação das várias secções, toda a inserção de dados no software de cálculo e por fim a memória descritiva com todas as verificações necessárias para que a estrutura se encontre em segurança.

O capítulo 5 fornece toda a informação necessária para os processos de montagem e desmontagem da tenda iglo em estudo, incluindo várias fotografias com pormenores em todas as fases da sua montagem.

O capítulo 6 sumariza as conclusões fundamentais relativamente aos resultados obtidos e refere algumas considerações para trabalhos futuros.

As referências bibliográficas e websites consultados estão descritos no capítulo 7.

Existe ainda o anexo A que inclui todos os passos efetuados para cálculo das forças devidas ao vento que atuam na estrutura, pelas normas brasileira e portuguesa.

2. Materiais

2.1. Liga de alumínio extrudido

As barras realizadas por perfis metálicos de alta resistência são um dos materiais predominantes neste género de estruturas. São usados perfis como o designado por “P25129” fabricados na empresa conforme as necessidades (ver figura 1).

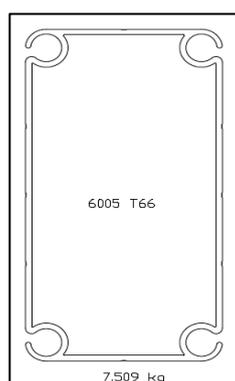


Figura 11: Perfil P25129 (IRMARFER, 2012).

Existem vários tipos de perfis semelhantes ao demonstrado anteriormente, apenas diferem nas suas dimensões. Neste caso, é um perfil construído para os pórticos de uma tenda iglo de vinte metros de largura.

Estes perfis são certificados segundo a norma EN 10204/2.1 e EN AW 6005, conforme o documento com as características de “Certificado de Conformidade: EN 10204/2.1” facultados pela Hydro, empresa fornecedora de alumínio (Meireles, 2012).

O alumínio representa o segundo elemento metálico mais abundante no planeta Terra apenas ultrapassado pelo ferro, tornando-se um competidor económico em aplicações de engenharia desde finais do século XIX até aos dias de hoje. O aparecimento de novos desenvolvimentos no sector industrial beneficiou a produção e o uso do novo metal, pelo facto de serem exigidas características compatíveis com as qualidades únicas do alumínio e suas ligas (Davis, 1993). O termo liga será usado neste

documento para designar uma mistura de alumínio com um ou mais elementos adicionados deliberadamente (Kammer e Catrin, 1999).

Física, química e mecanicamente, o alumínio é um metal comparável com outros como o aço, chumbo ou titânio, podendo ser derretido, fundido e usado de modo muito parecido com esses metais. É também um material condutor de corrente elétrica.

Quando o alumínio é combinado com pequenas quantidades de outros produtos químicos, as ligas de alumínio formadas podem melhorar bastante algumas das propriedades naturais deste. O alumínio e as suas ligas possuem diversas funcionalidades tornando-os apropriados para variadas aplicações em quase todos os setores industriais (Hydro, 2011).

Designa-se por extrusão do alumínio o processo pelo qual o material é forçado por uma matriz, adquirindo a forma desenhada pelo projetista para a aplicabilidade pretendida. Os produtos extrudados têm uma secção transversal constante com dimensões muito precisas, podendo ser cortadas ou fatiadas no caso das peças mais compridas, de acordo com a necessidade de uso (Araújo, 2011).

As propriedades do alumínio que fazem com que as suas ligas sejam opções mais económicas e atraentes para aplicações variadas são:

- Aparência;
- Leveza – o alumínio possui cerca de um terço da densidade do aço, cobre e latão. A excelente combinação entre a sua leveza e resistência está a reduzir o peso dos aviões, autocarros, camiões, comboios e navios, diminuindo por consequência o consumo de energia e a poluição gerada pelos meios de transporte (Hydro, 2011).
- Resistência à corrosão – ao contrário do aço, o alumínio resiste à oxidação e não enferruja. A superfície exposta do alumínio combinada com o oxigénio forma um filme de óxido de alumínio inerte que não descasca, impedindo a oxidação (Hydro, 2011);
- Propriedades físicas – a superfície do alumínio possui eficientes propriedades de reflexão. A energia radiante, as luzes visíveis, o calor radiante e as ondas eletromagnéticas são refletidos de forma eficiente, enquanto que as superfícies

anodizadas claras e escuras podem ser absorventes ou refletivas, sendo estas as razões pelas quais o alumínio é muitas vezes selecionado para aplicações decorativas e funcionais, tais como fachadas de prédios.

O alumínio oferece alta condutividade térmica e elétrica, é não-ferromagnético, não inflamável e não tóxico. É um material bom para embalagens de alimentos e produtos farmacêuticos, pois mesmo com espessuras extremamente pequenas não perde impermeabilidade, não permite entrada ou saída de luz nem perde o aroma ou o sabor (Hydro, 2011);

- Propriedades mecânicas – no que toca à resistência, determinadas ligas de alumínio são similares às dos aços estruturais, enquanto que o seu módulo de elasticidade específico é de aproximadamente um terço do módulo de elasticidade específico do aço. No ramo da engenharia estrutural isso traduz-se em maiores deformações, as quais podem ser eliminadas pelo projeto avançado da secção transversal. As ligas de alumínio, ao contrário do que acontece com o aço, podem ser extrudadas, oferecendo ao projetista uma grande variedade de possibilidades de secções transversais.

Outra qualidade do alumínio é a grande variedade de métodos existentes para ligações, nomeadamente por fusão e solda de resistência, solda adesiva e métodos mecânicos como o aparafusamento (Hydro, 2011);

- Reciclabilidade – o alumínio pode ser constantemente reciclado sem perder as suas propriedades, sendo também um metal valioso na forma de resíduo. Estudos recentes chegaram à conclusão que 95% do alumínio em veículos e 93% em edifícios, pode ser reciclado (Hydro, 2011).

Na tabela 1 efetua-se a comparação do alumínio com três diferentes tipos de aço e com o cobre. Relativamente à densidade, e como já foi dito anteriormente, verifica-se que é bastante inferior à dos restantes materiais o que o coloca em vantagem. Também se pode verificar que o valor do módulo de Young é menor que o dos restantes, sendo o alumínio um material não rígido. O seu baixo ponto de fusão faz com que seja usado em diversas aplicações, especialmente na aeronáutica (Totten e MacKenzie, 2003).

Tabela 1: Propriedades do alumínio comparadas com outros materiais (Totten e MacKenzie, 2003).

	Alumínio	Aço-carbono	Ligas de aço	Aços inoxidáveis	Cobre
Densidade (100 kg/m³)	2,6 – 2,8	7,85	7,85	7,75 – 8,10	8,92
Módulo elástico (GPa)	69	190 - 210	190 – 210	190 – 210	110 – 128
Resistividade Elétrica (10⁻⁹W.m)	28,2	130 - 1250	-	75,7 – 1020,0	17
Ponto de fusão (°C)	660	1426 - 1538	452 - 1499	1371 – 1454	1357
Coefficiente de Poisson	0,33	0,27 – 0,30	0,27 – 0,30	0,27 – 0,30	0,34
Calor específico (J/kg.K)	938	450 – 2081	452 – 1499	420 – 500	385
Tensão de rotura (MPa)	230 – 570	276 – 1882	758 – 1882	515 – 827	-
Condutividade térmica (W/m.K)	150 – 180	24,3 – 65,2	26 – 48,6	11,3 – 36,7	401
Expansão térmica (10⁻⁶/K)	20,4 – 25,0	11,0 – 16,6	9 – 15	9,0 – 20,7	16,5
Tensão de cedência (MPa)	215 - 505	186 - 758	366 - 1793	207 - 552	70

2.2. Poliéster

Além das ligas de alumínio extrudido existe um outro material que é predominante neste tipo de estruturas, o poliéster. A lona que constitui a tela que cobre as estruturas é realizada com recurso a poliéster de alta densidade e resistência.

As fibras de poliéster apresentam elevada elasticidade e ótima estabilidade dimensional. Caracterizam-se por ser um material geralmente termoplástico, resistente à rotura e ao desgaste. A sua solidez no estado húmido e no estado seco é a mesma, possuem elevada resistência às influências da luz e a condições climáticas severas, assim como aos insetos nocivos e à formação de bolor. Resistem também à ação de agentes químicos, sintéticos e naturais. Por outro lado, apresentam grande dificuldade ao tingimento e têm poder de absorção de humidade reduzido (Ning).

Seguidamente apresenta-se a tabela 2 com a descrição mais detalhada das características de uma tela de alta tenacidade revestida com PVC em ambas as faces. Apresentam-se as especificações e os métodos usados para obter os valores apresentados.

Tabela 2: Características de uma tela de alta tenacidade (Endutex – Revestimentos Têxteis, SA, 2010).

Característica	Especificação	Método
Espessura [mm]	0,54	--
Massa Total [g/m²]	650 ± 50	EN ISO 2286-2
Massa Suporte [g/m²]	165 ± 10	EN ISO 2286-2
Carga de Ruptura [daN/50mm]	Longitudinal: 240 Transversal: 220	EN ISO 1421
Alongamento à Ruptura [%]	Longitudinal: 16 Transversal: 20	EN ISO 1421
Resistência ao Rasgão [daN]	Longitudinal: 25 Transversal: 25	DIN 53363
Adesão Revestimento [daN/50mm]	Min. 10,0	EN ISO 2411
Dobragem a Frio	Sem fissuras a -25°C	EN 1876-1
Comportamento ao Fogo	M2	NF P92-503
Solidez da Cor à Luz	Min. 6	EN ISO 105-B02

É de elevada importância referir que todas as características citadas anteriormente são valores médios, não podendo ser interpretados como valores mínimos a satisfazer (Endutex – Revestimentos Têxteis, SA, 2010).

2.3. PVC

O PVC é um material usado em ambas as faces das telas como proteção e isolante. Na realidade, 75% da lona é constituída por PVC e apenas 25% por poliéster (Endutex, 2011). O nome deste material é Policloreto de Vinilo a que normalmente se designa PVC. Representa um dos materiais termoplásticos mais utilizados em todo o mundo no que diz respeito ao consumo de polímeros (Yarahmadi et al., 2003). Embora tenha sido descoberto primeiramente em 1835 por Henri Victor Regnault apenas em 1927 começou a ser produzido para fins comerciais tornando-se popular devido às suas qualidades físicas, baixo preço e processo de obtenção fácil (Wang).

Caracteriza-se por ser um termoplástico composto por cloro derivado do sal industrial (57%) e carbono derivado predominantemente de gás/óleo através de etileno (43%). Constitui o polímero com menos dependência de materiais não renováveis como o petróleo e o gás natural, sendo considerado um plástico de poupança de recursos naturais comparativamente com outros materiais plásticos, tais como Polietileno (PE), Polipropileno (PP), etc. O cloro fornece ao PVC excelente resistência ao fogo. Quando é exposto ao fogo, a ocorrência de chamas é retardada devido às propriedades de autoextinção que este material possui (ECVM).

Segundo Portingell (1982), Titow (1984) e Witenhafer (1986), a tecnologia do PVC reside na sua morfologia e aditivos integrados, uma vez que parte das suas propriedades são atribuídas devido à sua estrutura única. A versatilidade das suas aplicações provém da infinita gama de combinações de aditivos possíveis de se incorporarem na resina base, designando-se esta mistura por composto vinílico. Dependendo das quantidades com que a mistura é realizada, podemos obter produtos em PVC com aspeto rígido, como um tubo de distribuição de água, ou com aspeto flexível como uma mangueira de jardim, por exemplo.

Por outro lado, este material possui a desvantagem de libertar fumo tóxico quando exposto ao fogo e formar ácido clorídrico. Com o seu crescimento exponencial e o aumento da preocupação ambiental, o PVC tem sido alvo de alguma controvérsia por parte de ambientalistas pelo facto de conter cloro na sua composição, mas existem estudos que demonstram não existir qualquer problema no uso do produto.

Através de processos mecânicos, químicos ou energéticos, o PVC proveniente do lixo doméstico ou da indústria pode ser reciclado.

Posteriormente encontram-se descritas algumas das propriedades mais relevantes do PVC (ver tabela 3):

- Físicas - Na tabela que se segue encontram-se algumas das principais propriedades do PVC dividido em rígido e flexível.

Tabela 3: Propriedades físicas do PVC rígido e flexível (Titow, 1984).

Propriedade	PVC rígido	PVC flexível
Densidade [g/cm ³]	1.3 – 1.45	1.1 – 1.35
Condutividade térmica [W/(m·K)]	0.14 – 0.28	0.14 – 0.17
Tensão de rotura [MPa]	31 – 60	10 – 25
Módulo de Young [psi]	490,000	--
Resistência à flexão (rotura) [psi]	10,500	--
Tensão de compressão [psi]	9500	--
Coefficiente de expansão térmica (linear) [mm/(mm °C)]	5×10^{-5}	--
Vicat B [°C]	65 – 100	Não recomendado
Resistividade [Ω m]	10^{16}	$10^{12} - 10^{15}$
Resistividade à superfície [Ω]	$10^{13} - 10^{14}$	$10^{11} - 10^{12}$

- Mecânicas – O PVC tem elevada dureza e boas propriedades mecânicas. Estas tornam-se melhores com o aumento do peso molecular e, por outro lado, enfraquecem com o aumento da temperatura. No PVC rígido o módulo de elasticidade pode chegar a 1500 – 3000 MPa enquanto que no flexível pode variar entre 1,5 – 15 MPa. No entanto, o alongamento na rotura varia entre 200% e 400%, a fricção do PVC é comum, o coeficiente estático varia entre 0,4 – 0,5 e o coeficiente de atrito dinâmico é de 0,23 (Titow, 1984).

- Térmicas – A estabilidade térmica do PVC é muito fraca, começando este a decompor-se quando a temperatura atinge os 140°C. A sua temperatura de fusão é de 160°C, o coeficiente de dilatação linear é reduzido, havendo retardamento da chama quando exposto ao fogo e o seu índice de oxidação é de 45 ou até mais alto. Devido a estas características, é necessária a adição de um estabilizador de calor durante o processo para assegurar as propriedades do produto (Titow, 1984).

- Elétricas – O PVC constitui um polímero com boas propriedades de isolamento elétrico mas devido a ter uma maior polaridade, esta sua capacidade de isolamento elétrico é inferior à do polietileno e polipropileno.

O aparecimento do PVC trouxe um importante contributo para a segurança, qualidade e custo das obras de engenharia. Estes motivos estão relacionados com o seu sucesso em todo o mundo na aplicação do material em edifícios. Além de ser um produto versátil que acompanha o desenvolvimento estético atual e ser aplicável a um design futurista, tem um papel fundamental nas reformas vindo substituir materiais como a madeira, o cimento e a argila (Titow, 1984).

Devido às propriedades especiais inerentes ao PVC, ou seja, ao seu elevado desempenho e baixo custo, associado à vasta gama de produtos que se podem obter através de diferentes técnicas e condições de processamento, este polímero pode ser transformado numa série de produtos de vida curta (Garcia et al., 2006). É um material bastante utilizado em tubos de esgotos e outros tipos de tubagem onde o custo e a vulnerabilidade à corrosão limita o uso de metais. A adição de plastificantes tornou-o suficientemente flexível para ser usado em aplicações de cablagem como isolante do fio.

Contudo o PVC tem sido muito usado numa série de produtos de consumo de volume inferior em comparação com as aplicações industriais e comerciais acima descritas. Alguns exemplos dessas aplicações são os discos de vinil, estufas, parques infantis, espuma e outros brinquedos, lonas para camiões e tendas, telhas e outros tipos de revestimento interior e exterior (Titow, 1984).

2.4. Aço

Parte dos elementos que constituem o tipo de estruturas analisadas neste documento são em aço, nomeadamente as sapatas e os parafusos de fixação, com cabeça sextavada, parcialmente roscados e zincados e, por fim, os cabos de aço que são em aço galvanizado.

No caso das sapatas, são fixas ao solo por intermédio de buchas e/ou estações e possuem na sua estrutura dois dentes furados transversalmente para permitir a

passagem da cavilha de fixação ao pé, através de um sistema de dobradiça. O pé, por sua vez, é preso na sua extremidade inferior à sapata através da cavilha de fixação e na extremidade superior através de uma peça que possui um sistema de deslizamento e encaixe nos pórticos que entra dentro do pé e aí é aparafusado (Meireles, 2012). Em seguida encontram-se representadas as sapatas descritas anteriormente, em que a letra “(d)” representa a distância entre elas pelos furos de passagem dos cabos de aço (ver figura 12).

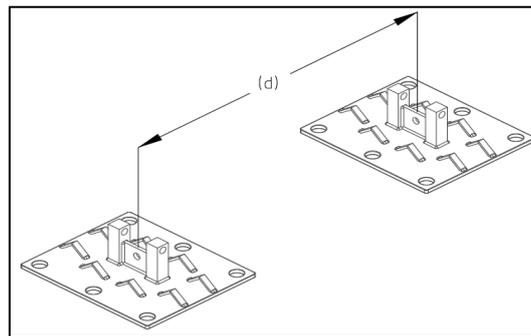


Figura 12: Representação das sapatas usadas nas estruturas (Meireles, 2012).

Atualmente o ferro e o aço são referidos como se fossem o mesmo material, no entanto, são produtos distintos historicamente. A indústria siderúrgica é frequentemente um indicativo do progresso económico, devido à representatividade desempenhada pelo aço nas infraestruturas e no crescimento económico (Business Exchange, 2012).

A composição química do aço determina grande parte das características que o levam a ser utilizado em determinadas aplicações estruturais, permitindo deste modo a sua obtenção com qualidades mecânicas e propriedades distintas a partir de pequenas variações nos seus elementos constituintes (Abreu, 2003).

Aço caracteriza-se por ser uma liga metálica formada essencialmente por ferro e carbono com percentagens que podem ir dos 0,008 aos 2,11% de carbono, diferenciando-se do ferro fundido apenas devido ao seu teor de carbono, que neste caso varia de 2,11% a 6,67% (Ashby et al., 1992). Contudo esta percentagem de carbono no aço comercial não ultrapassa 1% de modo a evitar a alta dureza e possibilitar a sua aplicação. Outros elementos que fazem parte da constituição deste material são o manganês (Mn), o silício (Si), o fósforo (P) e o enxofre (S), que são

elementos residuais resultantes do seu processo de fabricação (Abreu, 2003). Os diferentes elementos exercem diferentes funções na formação do aço, como no caso do aço inoxidável, que contém cromo e por vezes níquel, fazendo com que este seja resistente à corrosão (Teobaldo, 2004).

Os aços usados na construção civil, designados por aços estruturais, são aqueles que se consideram adequados para a aplicação em elementos que suportam cargas devido às suas propriedades de resistência e ductilidade (Andrade, 1994).

O comportamento do aço é definido pelas propriedades mecânicas quando sujeito a esforços mecânicos e determinam a sua capacidade de resistir e transmitir esforços aplicados sem que ocorra a rotura e/ou a deformação excessiva. Essas propriedades do material são adquiridas através da realização de ensaios de tração simples e corte. Na figura 13 encontra-se representado o diagrama tensão-deformação, sendo este um dos elementos apresentados no ensaio de tração simples e que relaciona a tensão aplicada no material com a deformação resultante.

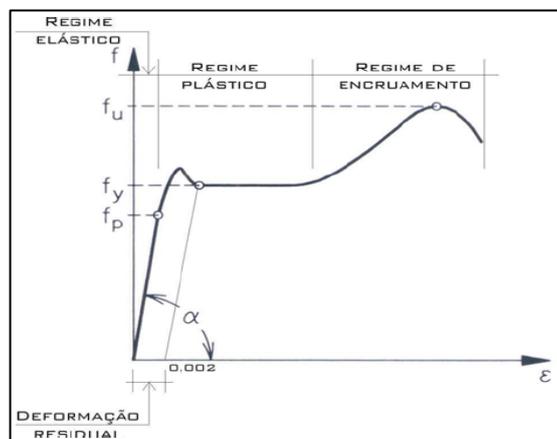


Figura 13: Diagrama tensão-deformação para aços estruturais (Andrade, 1994).

No diagrama representado podemos observar três fases: elástica, plástica e de encruamento. A fase elástica respeita a lei de Hooke, na qual se ocorrer um descarregamento do material a deformação desaparece na totalidade. Na fase plástica, ocorrem deformações crescentes sem variação da tensão correspondendo ao patamar de cedência do aço, sendo esse valor de tensão (f_y) crucial para projeto estrutural. Após o processo de cedência voltam a ocorrer variações de tensão com a deformação,

mas em regime não-linear sendo nesta fase que o aço atinge o seu valor de tensão máxima (f_u) à tração (Teobaldo, 2004).

Nas estruturas metálicas as ligações são constituídas pelos elementos de ligação que permitem a transmissão dos esforços (cantoneiras, placa de base, enrijecedores, etc.) e pelos meios de ligação que proporcionam a união entre partes da estrutura (parafusos, soldas, barras roscadas, chumbadouros). As ligações podem ser classificadas a partir do meio como se encontram ligadas (aparafusadas e/ou soldadas), segundo os esforços atuantes (tração, corte, por contacto e por atrito, excêntrica por corte e esforços combinados de tração e corte) e segundo a rigidez (ligação rígida, flexível e semi-flexível), elementos que se relacionam com o comportamento da conexão (Teobaldo, 2004). Segundo Tschemmernegg e Humer (1988), os três tipos de ligações segundo a rigidez são expressos através da relação entre o momento fletor e a rotação relativa entre os elementos, sendo rígida quando a rotação relativa varia muito pouco, flexível quando a rotação relativa varia consideravelmente e semi-flexível quando se situa entre os dois tipos anteriores.

Como já foi referido no presente trabalho, o tipo de ligações existente neste tipo de estruturas são as ligações aparafusadas, devendo estas resistir a esforços de tração e/ou corte (Meireles, 2012). Este tipo de ligações são mais utilizadas quando a conexão dos materiais é realizada em campo.

Nas estruturas em estudo requer-se maioritariamente parafusos de alta resistência (classes 8.8 e 10.9) para tensões últimas que variam entre os 800 MPa e 1000 MPa de acordo com o seu diâmetro. São normalmente instalados com protensão (torque especificado de montagem), o que requer cuidados especiais no que toca ao acabamento das superfícies de contacto. Considera-se neste caso o atrito entre as chapas, o que proporciona rigidez da ligação mais elevada e impede a movimentação das partes conectadas (Callister, 2002).

Designa-se por galvanização do aço o processo químico realizado para proteger o aço contra a corrosão, sendo um dos processos mais económicos para este tipo de prevenção. O principal método de produção de aço galvanizado é conectá-lo com outra matéria, em que geralmente o aço recebe camadas de zinco para que seja realizada a proteção. Neste processo, o aço é imergido em zinco fundido,

desencadeando uma reação com as moléculas de ferro no interior do aço, incorporando o zinco ao mesmo. Contudo o zinco não é exatamente um selador, como no caso da pintura, pois não só reveste o aço como se torna parte dele (QDZN Steel, 2011). O valor limiar do cloreto de zinco é mais elevado do que no aço ordinário, alongando a vida útil das estruturas expostas a cloretos (Darwin et al., 2009).

O aço galvanizado permite o uso dos principais processos de industrialização tais como o corte, punção, perfilhação, estampagem e solda a frio, entre outros, sem alterar a qualidade final do produto (QDZN Steel, 2011).

3. Tipos de estruturas temporárias

3.1. Tendas iglo

As tendas iglo constituem mais de metade do valor das encomendas da empresa. São tendas muito polivalentes e que devido aos seus elevados padrões de segurança, estéticos, acústicos, entre outros, as destacam das restantes. Existem portanto diferentes tipos de eventos para os quais são requisitadas, nomeadamente festivais, concertos, exposições, casamentos, festas particulares, entre outros.

Seguidamente encontram-se alguns desenhos de tendas iglo cotadas, assim como alguns exemplos que foram fabricados para determinados eventos (ver figuras 14 e 15).

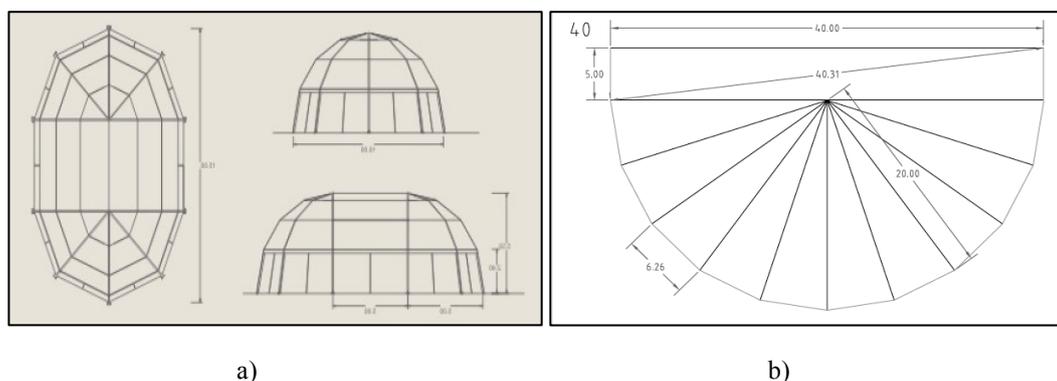


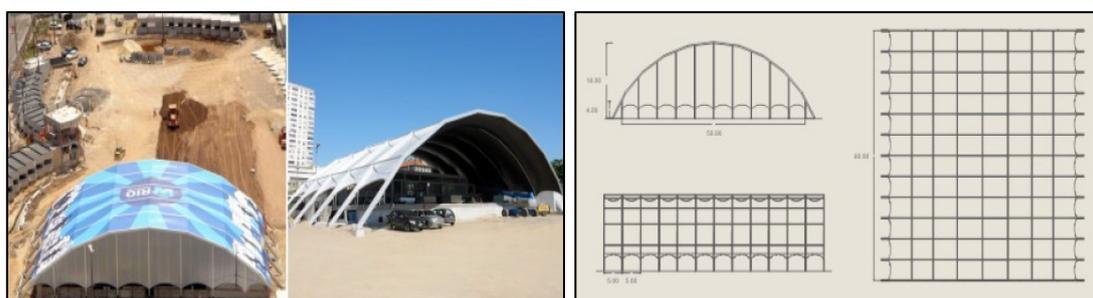
Figura 14: a) Desenho exemplo de uma tenda iglo de 15x10 metros (Imarfer, 2012). b) Esquadria de uma tenda iglo de 40 metros de largura (Imarfer, 2012).



Figura 15: Festival de música Jack Daniel's – Barcelona, Espanha (Imarfer, 2011). b) Rock in Rio Lisboa 2010 – Lisboa, Portugal (Imarfer, 2010).

3.2. Tendas wave

As tendas wave diferem das tendas iglo apenas na forma como são colocadas as lonas ou telas. Como foi referido anteriormente no capítulo dos materiais, este material é colocado de forma a cobrir as tendas, mas a diferença é que nos caso das iglo a tela é colocada por fora de forma a que não se vejam os elementos da sua estrutura pelo lado de fora, enquanto que nas wave a tela é colocada por dentro, ficando toda a estrutura exposta e fazendo um formato de “balão” entre cada pórtico como se pode ver na figura 16.



a) b)
Figura 16: Palco do Terreirão do Samba – Rio de Janeiro, Brasil (Irmarfer, 2012). b) Desenho exemplo de uma tenda wave 50x50 (Irmarfer, 2012).

3.3. Tendas multistandard

As tendas multistandard, também designadas por tendas de duas águas, diferem dos dois tipos anteriores principalmente no custo. Embora também sejam muito utilizadas em festivais de música e concertos, o seu desempenho acústico é bastante inferior ao das tendas iglo ou wave pois são muito mais baixas. Digamos que uma tenda de duas águas com as mesmas dimensões que uma dos tipos anteriores tem cerca de metade da sua altura. Comparativamente com as restantes, pode dizer-se que são mais requisitadas para eventos de menores proporções, como casamentos, pequenas feiras, etc. Em seguida encontra-se um exemplo deste tipo de tendas (ver figura 17).

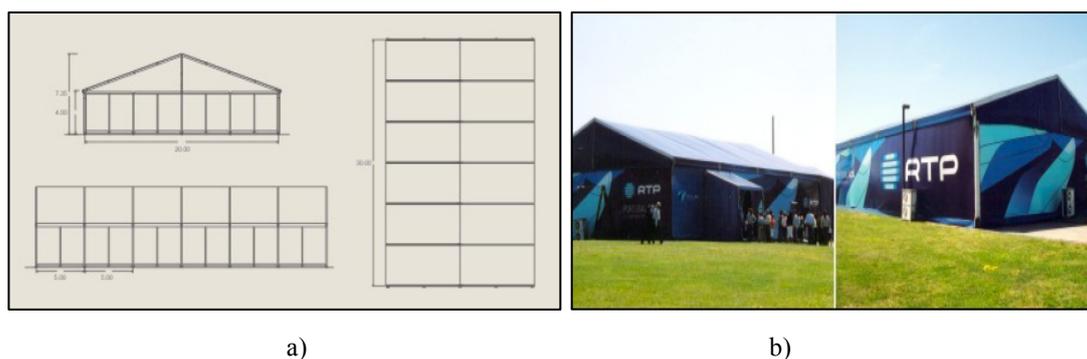


Figura 17: Desenho exemplo de uma tenda multistandard 30x20 metros (Irmarfer, 2012). b) Tenda personalizada com impressão digital - RTP, Portugal (Irmarfer, 2012).

3.4. Tendias cónicas

As tendias cónicas são totalmente diferentes das anteriores. No que diz respeito às dimensões são muito mais pequenas e simples. São usadas como tendias de apoio a outras tendias maiores, contudo não as maiores de todas. Também são as mais indicadas para stands de pequenas feiras e são vistas muitas vezes agrupadas em grande número. Seguidamente encontram-se alguns exemplos deste tipo de tendias na figura 18.

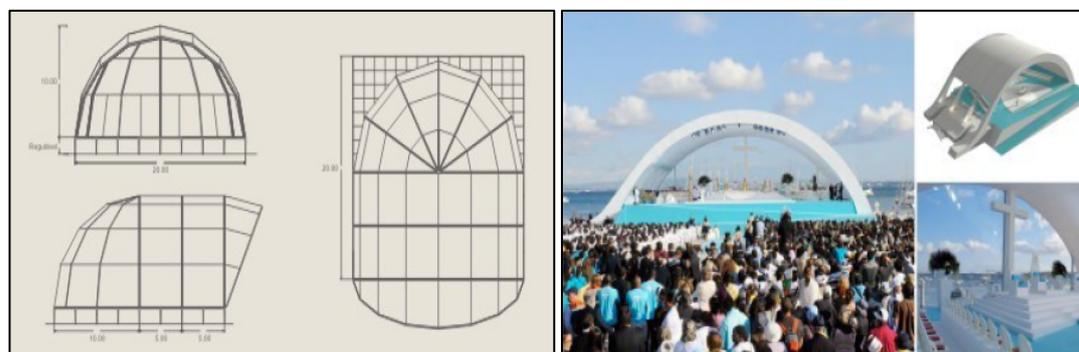


Figura 18: a) Desenho exemplo de uma cónica 5x5 metros (Irmarfer, 2012). b) Feira El Corte Inglês - Porto, Portugal tenda (Irmarfer, 2010).

3.5. Palcos

Na maioria dos casos em que este tipo de estruturas são requisitadas destinam-se a fins musicais como concertos ou festivais. Também se recorre ao seu uso em ocasiões pontuais, como a apresentação de uma marca, inauguração de algum espaço ou mesmo para a realização de um programa televisivo.

Nas imagens da figura 19 encontram-se exemplos de alguns palcos usados para diferentes ocasiões, alguns deles tendo sido projetados propositadamente para determinado evento.



a)

b)

Figura 19: a) Desenho exemplo de um palco iglo com 20 metros de frente (Irmarfer, 2012). b) Visita do Santo Padre - Lisboa, Portugal (Irmarfer, 2010).

3.6. Estrados autorreguláveis

Este tipo de estruturas é muito utilizado com a função de servir de plataforma ou rampa de acesso a um determinado local, constituir o piso de determinadas estruturas nomeadamente em terrenos desnivelados e até com a função de servir de plataforma sobre a água.

Os estrados autorreguláveis são fabricados em alumínio e geralmente revestidos com vidro, contraplacado marítimo, sendo também usados outros tipos de materiais. Como a construção é realizada por módulos, a estrutura pode ter a dimensão que se pretender sendo também possível regular a altura desejada, sendo muito útil em terrenos inclinados. Na figura 20 podemos verificar alguns tipos de estrados autorreguláveis utilizados com diferentes fins.



Figura 20: Exemplos de estrados em vidro montados sobre a água (Irmarfer, 2010).

3.7. Naves industriais

Os armazéns industriais são constituídos por coberturas de duas águas, possuindo uma estrutura semelhante às tendas multistandard. No entanto, como se pode verificar nas figuras abaixo, o fecho das laterais é efetuado por meio de chapas metálicas com isolamento no seu interior, sendo o poliestireno extrudido (XPS) o isolamento geralmente utilizado. Os restantes materiais utilizados são os mesmos que nas tendas multistandard. Seguidamente encontram-se dois exemplos de naves industriais (ver figura 21).



Figura 21: Exemplos de naves industriais (Irmarfer, 2010).

3.8. Polidesportivos e Multiusos

Este tipo de estruturas podem ter variadas formas e tamanhos, podendo ser por exemplo semelhante a uma tenda iglo ou a uma tenda wave. Os materiais usados na sua construção são principalmente as ligas de alumínio extrudido e as telas em poliéster revestido com PVC em ambos os lados, com as ligações e sapatas em aço. Quando este tipo de estruturas se assemelha a um pavilhão, tal como as naves industriais referidas no ponto anterior, o fecho das laterais efetua-se da mesma forma, não existindo lona nessas laterais.

Em seguida está representado um tipo de estrutura deste género (ver figura 22).



Figura 22: Cobertura de um polidesportivo - Maia, Portugal (Irmarfer, 2011).

3.9. Projetos especiais

Por vezes surge necessidade de serem concebidos projetos diferentes dos que já existem ou são normalmente construídos. Na causa da requisição deste tipo de estruturas estão inúmeras razões, como por exemplo a geometria do terreno ou a construção de uma estrutura que liga a uma outra já existente. Para que esses projetos sejam realmente postos em prática é necessário um estudo prévio das condições existentes no local, seja relativamente à geometria do solo, condições climatéricas, etc.

Em seguida encontra-se representado na figura 23 um exemplo de projeto especial que a empresa desenvolveu.



Figura 23: Parque de feiras e anfiteatro - Tavira, Portugal (Irmarfer, 2009).

3.10. Arquitetura têxtil - Tensionados

Os tensionados são usados como cobertura de espaços, desde pequenas áreas como uma esplanada até grandes áreas de pavilhões. Apesar de serem normalmente

requisitados para pequenos espaços a sua montagem não se torna mais fácil do que outros tipos de estruturas, sendo constituídos por telas que são tracionadas por cabos de aço que se encontram em pontos de fixação. Contudo são relativamente mais caros comparativamente com outras soluções mas têm bastantes qualidades, nomeadamente a sua estética. Estas estruturas só se encontram disponíveis para compra e não para aluguer. Na figura 24 encontra-se um exemplo de tencionado já montado pela empresa.



Figura 24: Museu do Vinho do Porto - Régua, Portugal (Irmarfer, 2010).

4. Projeto estrutural da tenda VIP

4.1. Introdução

4.1.1. Descrição geral da obra

A tenda VIP montada no Rock in Rio 2013 na cidade do Rio de Janeiro é uma tenda de formato iglo de grandes dimensões, com trinta metros de largura, cento e vinte metros de comprimento e quinze metros de altura. É uma tenda standard da empresa já montada anteriormente e com peças de dimensões exatas predefinidas.

É constituída por uma estrutura metálica em liga de alumínio extrudido, composta por vários perfis ligados entre si por peças metálicas em aço de alta resistência aparafusados conforme será explicado posteriormente. A estrutura será coberta por telas em lona de poliéster de alta densidade e elevada resistência (Meireles, 2012).

Este capítulo incide sobre a verificação de segurança da tenda já previamente dimensionada pelo gabinete de estudos da Irmarfer, tendo em conta a sua localização e as normas vigentes.

4.1.2. Softwares utilizados

Inicialmente foram analisados os desenhos 2D e 3D em Autocad fornecidos pela empresa de forma a ter uma percepção clara e rigorosa de todos os elementos constituintes da estrutura. Posteriormente foi desenhada novamente em 3D recorrendo ao software Autocad 2012 em que as barras constituintes foram representadas por linhas para que o desenho pudesse ser exportado para o software de cálculo estrutural. Tal como foi referido anteriormente, foi usado o Cypecad 2013, mais concretamente o Metal 3D 2013.0 versões portuguesa e brasileira completas. Além da ampla biblioteca de perfis existente, o software em questão possui um módulo de estruturas de alumínio que permite criar facilmente secções especiais de alumínio com os formatos e dimensões pretendidas. Com a introdução deste editor de secções de alumínio é possível desenhar peças com geometria desejada e obter informações das características mecânicas e torsionais da secção bruta requeridas para a análise estrutural (Multiplus, 2012).

4.1.3. Normas consultadas

- ABNT NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações, é a norma usada pelo software para definir os carregamentos.
- ABNT NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações, é a norma usada pelo software para cálculo da ação do vento nas estruturas.
- ABNT NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas, é a norma usada para as ações e combinações de ações na estrutura.
- ABNT NBR 8800/2006 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, é a norma brasileira usada pelo programa de cálculo estrutural para aços soldados e laminados, incluindo as ligações aparafusadas e soldadas.
- EN 10204 – Metallic products – Types of inspection documents, é a norma consultada pela empresa para certificados dos materiais.
- EN 12385 partes 1 a 9 – Steel wire ropes - Safety, é a norma consultada pela empresa para verificar a segurança dos cabos de aço.
- EN 13782/2005 – Estruturas temporárias. Tendas. Segurança., é a versão portuguesa da norma consultada para estruturas temporárias.
- EN 1991-1-1/2009 – Ações Gerais, é a norma consultada pela empresa para definir a capacidade de carga dos têxteis.
- EN 1991-1-4/2010 – Ações Gerais: Vento, é a norma consultada pela empresa para cálculo das ações devidas ao vento em Portugal.
- EN1993-1-8/2010 – Projeto de estruturas de aço – Projeto de ligações.
- EN1999-1-1/2007 – Design of Aluminium Structures, é a norma usada pelo software de cálculo para as peças em alumínio. Devido à ausência de uma Norma Brasileira específica para este tipo de estruturas o programa usa a Norma vigente na Europa.
- Regulamento de segurança e ações (RSA), 2007.

A IRMARFER trabalha com uma empresa alemã designada TUV que acompanha todos os processos de certificação das estruturas, abrangendo todas as normas referidas anteriormente. A TUV efetua também ensaios às peças individualmente e à estrutura completa (Meireles, 2012).

4.2. Modelo estrutural e identificação de secções

O modelo da estrutura em estudo é constituído por pórticos que conectados entre si conferem à estrutura um esquema do tipo oito águas que se apoia em pés inclinados. Esses pés fixam ao solo por intermédio de buchas de alta resistência, designadas por buchas de ataque. Todos os pórticos e pés da estrutura são perfis retangulares em liga de alumínio extrudido e são ligados individualmente por intermédio de peças metálicas de alta resistência.

A conexão entre pórticos é realizada através de dois tipos de barras colocadas transversalmente a estes designadas usualmente por travessas ou trancas. Estas barras possuem secção quadrada ou retangular conforme a sua posição em relação aos pórticos e são aplicadas entre os pórticos estando tracionadas ou comprimidas alternadamente.

Em algumas das extremidades dos pórticos identificados posteriormente são colocados jogos de cabos de aço ligados à extremidade oposta do pórtico paralelo, com um diâmetro suficiente para que a amarração confira maior estabilidade, rigidez e segurança da estrutura.

Preconiza-se que o pavimento plano existente é capaz de suportar as cargas transmitidas pela estrutura ao solo, não havendo elevadas exigências relativamente à qualidade deste (Meireles, 2012).

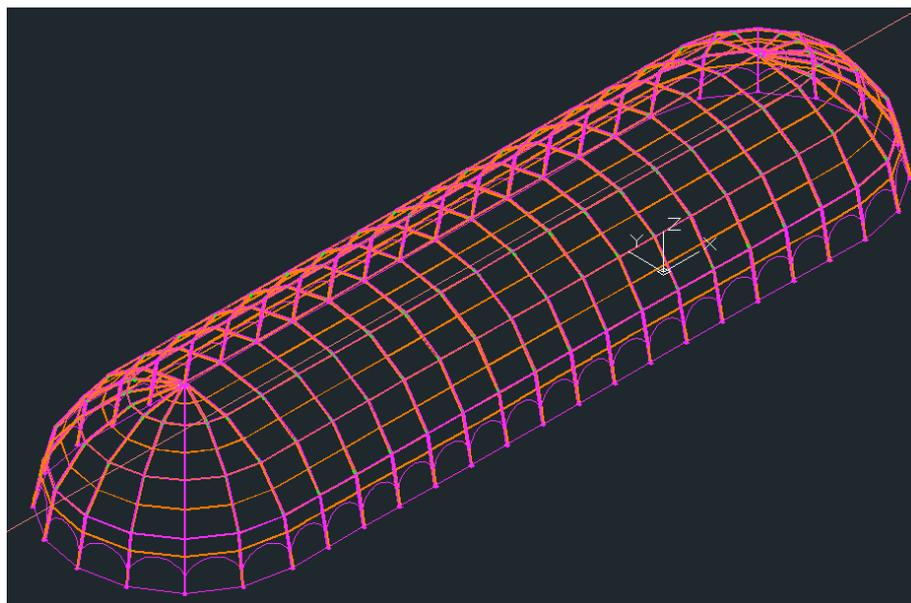


Figura 25: Desenho 3D da tenda VIP (Irmarfer, 2012).

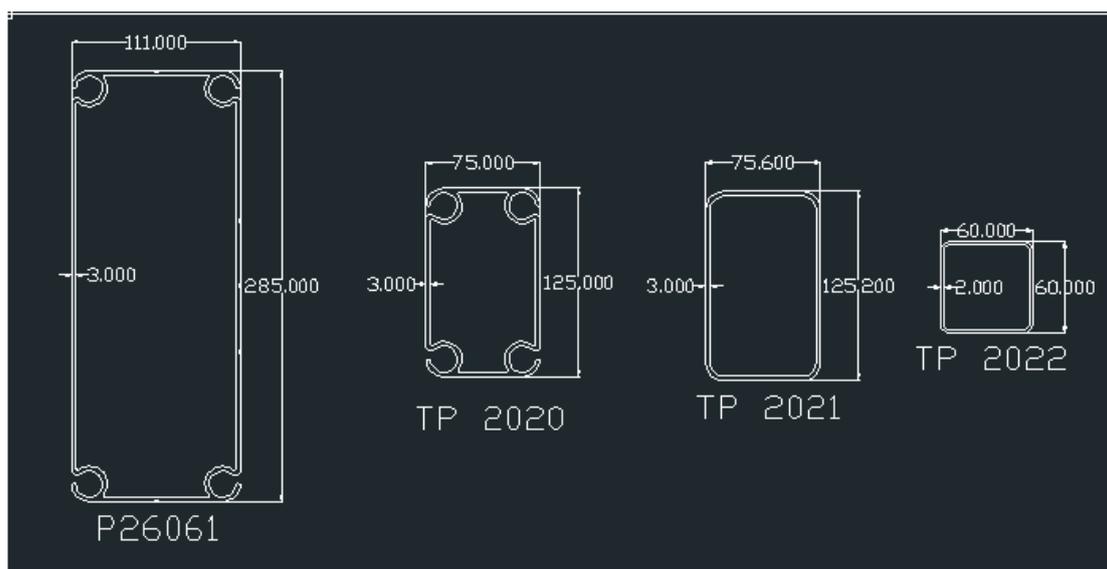


Figura 26: Secções de perfis usados na tenda VIP (Irmarfer, 2012).

Os pórticos representados no desenho da figura 25, tanto da parte retangular da tenda como dos semicírculos, possuem o formato do perfil P26061 que se encontra ilustrado e devidamente cotado na figura 26. O perfil TP 2020 é a secção que a última barra a cor de laranja possui, sendo estas designadas por cortineiras pois seguram as telas laterais que realizam o fechamento da tenda. Estas barras não foram colocadas no software de cálculo pelo facto de não terem qualquer contribuição para a resistência da estrutura. Os restantes perfis, TP 2021 e TP 2022 são as secções das barras

horizontais, sendo que a secção retangular passa nos cumes dos pórticos e está representada a cor de rosa, enquanto que a secção quadrada passa a meio de cada um dos vãos dos pórticos e encontra-se representada a cor de laranja. As barras quadradas também não foram incluídas no cálculo pois apenas existem para ajudar a suportar as telas e mantê-las esticadas, tendo uma contribuição praticamente nula para a resistência da estrutura, tendo sido desprezada.

4.3. Introdução de dados no software de cálculo

4.3.1. Descrição dos nós

Lançada a geometria do projeto segue-se a descrição dos nós da estrutura. O software permite definir dois tipos de vinculação, interior e exterior, em que a primeira representa os nós internos da estrutura e se encontra dividida em nós articulados e encastrados. Por sua vez a vinculação exterior define os apoios fora da estrutura, sendo usados geralmente nos nós que ficam nas fundações ou nos apoios da estrutura. Esta ferramenta de cálculo possibilita também a existência de seis graus de liberdade, três rotações e três deslocamentos, segundo os eixos definidos no software (Multiplus, 2012).

A maioria das peças constituintes da estrutura em estudo conectam-se através de sistemas de encaixe ou encavilhamento, o que permite à estrutura pequenos movimentos devidos às folgas existentes. Por este motivo, apesar de todos os nós da estrutura que fazem parte da vinculação interna terem sido definidos como encastrados, procedeu-se à articulação dos extremos de todas as barras horizontais da estrutura (Pessanha, 2013).

Nos pés dos pórticos onde é realizada a conexão com as sapatas o sistema de encaixe permite que cada pórtico se movimente na direção longitudinal da tenda, uma vez que o travamento é realizado pelas travessas e cabos de aço, mas impede parcialmente que estes arcos se movimentem sobre o eixo paralelo à largura da tenda. Sendo uma estrutura de carácter temporário e também pela inexistência de sapatas de fundação, a estrutura não pode transmitir quaisquer momentos fletores ao solo. As chapas metálicas que servem de sapatas e se conectam aos pés da tenda são superficiais e apenas são cravados ao solo por intermédio de buchas e/ou estacões.

Sendo assim, toda a vinculação externa foi definida como sendo apoios duplos (Meireles, 2013).

Para definir a rotação num eixo como elástico, o software permite a atribuição de um grau de encastramento definido pela letra “k”. A figura 27 elucida sobre as várias opções de vinculação exterior.

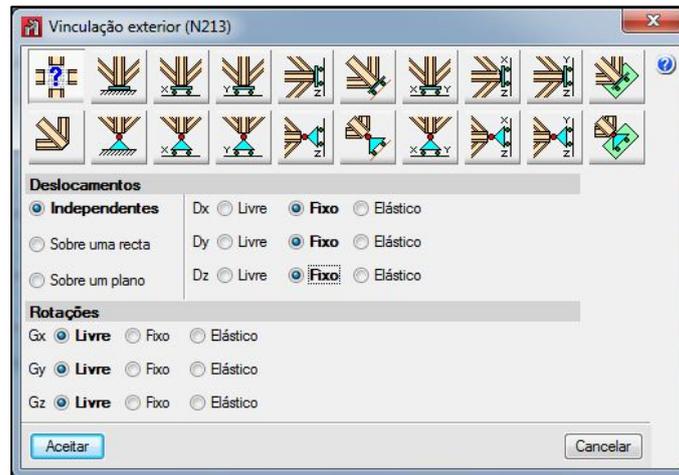


Figura 27: Exemplo de vinculação exterior (Metal 3D, 2013).

4.3.2. Agrupamento de barras

Para facilitar o manuseamento da estrutura no que respeita à seleção de barras usou-se uma ferramenta que o software incorpora que permite agrupar todas as barras que têm as mesmas características, nomeadamente o mesmo perfil, o mesmo ângulo, entre outras. Deste modo, quando pretendemos fazer alguma alteração no perfil dos pórticos, por exemplo, basta selecionar um deles para que todos sejam automaticamente selecionados (Multiplus, 2012).

4.3.3. Descrição dos perfis

O Metal 3D possui uma ferramenta designada “Descrever perfil” que permite atribuir o tipo de perfil a ser usado em cada uma das barras. Apesar da vasta biblioteca de perfis que este incorpora, a empresa fabrica as próprias peças que são exclusivas e em alumínio extrudido. Para criar as secções das barras usadas na estrutura da tenda foi usado um módulo opcional do software designado “Perfis extrudidos em alumínio”

que permite o desenho dos perfis referidos anteriormente, como se encontra exemplificado na figura 28.

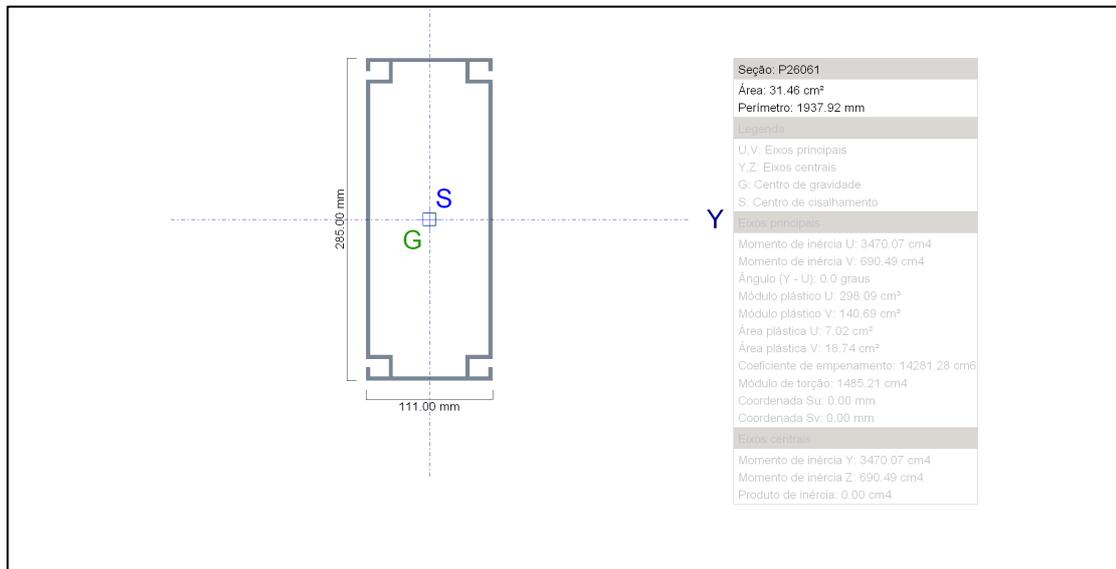


Figura 28: Secção dos pórticos (P26061) criada no editor de secções de alumínio extrudido (Metal 3D, 2013).

Os perfis retangulares P 26061 e TP 2020 possuem um formato diferente com uma espécie de saliência redonda, aberta e oca no lugar das arestas. Esse formato existente ao longo da direção longitudinal das barras foi concebido para permitir a colocação e passagem das telas.

Nas extremidades das telas existe um acabamento que se designa por goianas. Basicamente a lona é dobrada formando uma espécie de bolsa com uma tira de borracha ao longo de toda a tela, sendo essa a parte mais rígida que entra nos cantos das barras com essa secção. Tal como se encontra representado na imagem anterior, essa saliência no lugar das arestas do perfil não é curva mas sim reta. Isso deve-se ao facto do software não permitir a criação de uma secção aberta com formato curvo, tendo sido adotado o formato representado. Contudo procurou-se aproximar ao máximo da forma real para minimizar as variações dos valores característicos do perfil, tais como inércias, áreas, entre outros de forma a fazer uma boa simulação da resistência das barras.

No capítulo da análise de resultados que se encontra mais à frente serão indicados todos os tipos de matrizes usadas em cada agrupamento de barras e é relevante referir

que para o cálculo final a espessura dos pórticos foi aumentada em um milímetro, enquanto que as travessas horizontais do cume da tenda foram aumentadas um milímetro e meio, para que a tenda verifique a segurança.

4.3.4. Descrição da disposição de perfis

Posteriormente à descrição do perfil é necessário indicar a posição em que este se encontra. Para isso acedeu-se a uma ferramenta designada “Descrever disposição” que permite a definição do ângulo de rotação do perfil em relação aos eixos locais indicados e também da sua excentricidade através da introdução dos deslocamentos nos respetivos eixos. A origem do referencial dos eixos locais de cada perfil pode ser mudada de local de maneira a dispor os perfis de forma mais realista, ajustando melhor o modelo de cálculo uma vez que o software tem em conta os deslocamentos introduzidos no cálculo das matrizes rigidez dos elementos (Multiplus, 2012).

Na figura 29 encontra-se um exemplo da descrição da disposição de um dos perfis da estrutura.

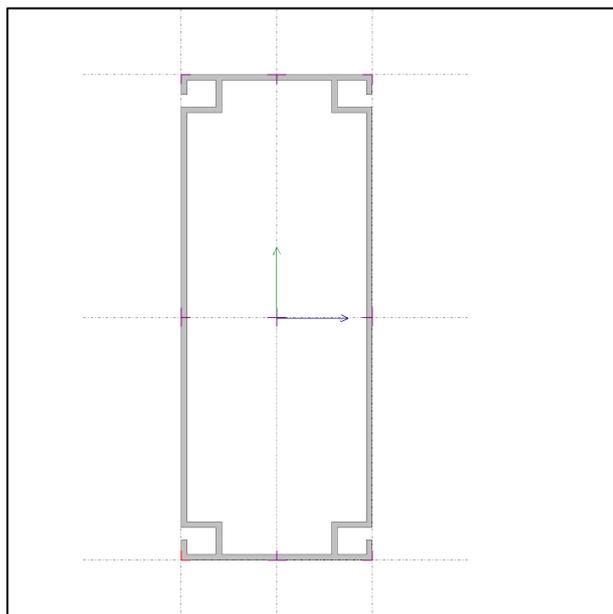


Figura 29: Descrição da disposição do perfil P26061 que constitui os pórticos da estrutura (Metal 3D, 2013).

4.3.5. Definição dos contraventamentos

Os elementos que efetuam o contraventamento da estrutura da tenda VIP são cabos de aço, conferindo-lhe maior estabilidade, rigidez e segurança (Meireles, 2012). Na figura 30 encontram-se representados a cor de rosa os cabos de aço que foram aplicados nas estruturas, nos respetivos locais.

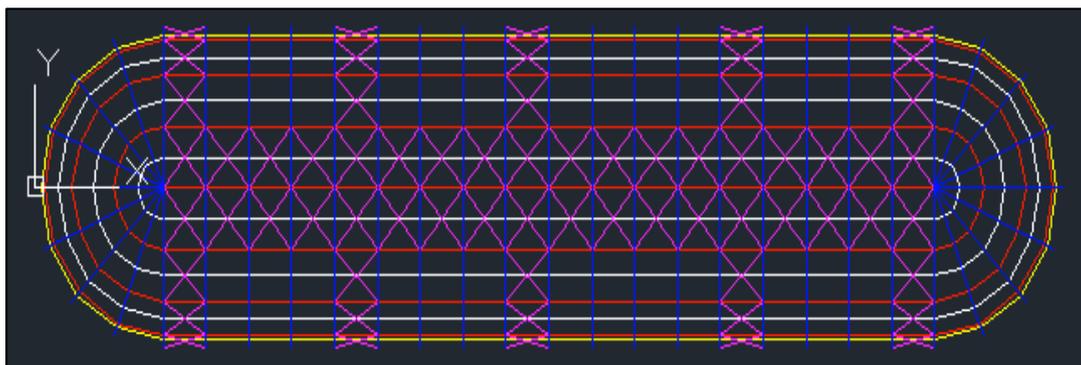


Figura 30: Modelo de aplicação de cabos de aço na estrutura (Irmarfer, 2012).

As diagonais representadas por cabos de aço constituem elementos de eixo reto que apenas admitem esforços de tração na direção do seu eixo, o que implica que a sua modelagem seja estritamente correta se for realizada uma análise não linear da estrutura para cada combinação de ações, suprimindo as diagonais com esforços axiais de compressão.

O software propõe um método de cálculo linear e elástico com formulação matricial aproximado ao método exato, cujos resultados são suficientemente aceitáveis para adotar no dimensionamento das diagonais. Este método resume-se em três passos:

- Anula-se o esforço axial da diagonal que se encontra comprimida.
- Soma-se o valor desse esforço, em módulo, ao esforço axial da outra diagonal que faz parte do contraventamento.
- Proceda-se à restituição do equilíbrio nos nós com a nova configuração de esforços axiais nas diagonais (Multiplus, 2012).

A sequência de cabos de aço representada na figura 30 nos panos junto ao cume da tenda ao longo do seu comprimento denomina-se de aplicação de cabos de aço em espinha, cujo diâmetro dos cabos usados é $\phi 10$, isto é, dez milímetros. Os restantes cabos aplicados na parte reta da tenda e em ambos os redondos são cabos $\phi 12$, doze milímetros.

4.3.6. Definição do material

A estrutura é predominantemente fabricada em liga de alumínio extrudido EN AW-6005 com uma têmpera T66. Segundo Callister, têmpera é uma condição aplicada à liga por intermédio de uma deformação plástica a frio ou de um tratamento térmico, propiciando estrutura e determinadas propriedades mecânicas características (Callister, 2002). A letra “T” significa que o material sofreu um tratamento térmico e os dígitos que se seguem são indicativos dos processos básicos realizados (ABAL, 2004). No caso da liga em questão, foi solubilizada e precipitada artificialmente (Callister, 2002). De seguida encontram-se nas tabelas 4 e 5 as características mecânicas e químicas deste tipo de liga, respetivamente.

Tabela 4: Especificação das características mecânicas da liga de alumínio extrudido (Hydro, 2011).

Limite elástico (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Alongamento (%)	Dureza mínima (HB)
200	245	8	80

Tabela 5: Especificação da composição química da liga (Hydro, 2011).

	Si	Fe	Cu	Mn	Mg	Cr	Zn	Ti	XX
Mín.:	0,20	0,00	0,00	0,00	0,45	0,00	0,00	0,00	---
Máx.:	0,60	0,35	0,10	0,10	0,90	0,10	0,10	0,10	0,15

As peças constituintes da estrutura relevantes para a verificação da segurança que não são fabricadas em alumínio são feitas de aço galvanizado. Das opções existentes no

software para aços laminados e dobrados foi escolhido um aço A-36, com um limite mínimo de resistência de duzentos e cinquenta mega Pascal (ArcelorMittal, 2010).

Os cabos de aço, assim como sapatas e outras peças de ligação descritas no capítulo de montagem da estrutura são os elementos constituídos por este tipo de material.

4.3.7. Encurvadura

O assunto dos comprimentos de encurvadura é um dos mais relevantes no software de cálculo devido à sua elevada importância, mas também pelas dificuldades que possam ser confrontadas (Multiplus, 2012). Para aceder a esta ferramenta selecionou-se o comando “Encurvadura” que se encontra no menu “Barra” da versão e obteve-se a figura 31 na tela do computador.

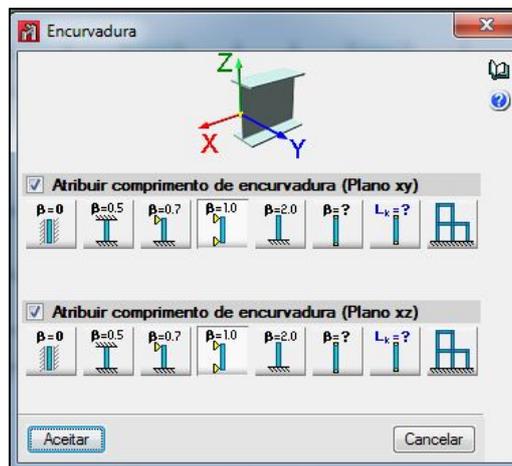


Figura 31: Atribuição de comprimentos de encurvadura de acordo com a vinculação das barras (Metal 3D, 2013).

O Metal 3D possibilita o estudo dos comprimentos de encurvadura através de dois métodos distintos: o método manual e o cálculo aproximado.

Para a encurvadura dos pilares que formam os pórticos da tenda temos que analisar dois planos, o paralelo e o perpendicular à direção longitudinal desses pórticos que se definem no software por “Plano xz” e “Plano xy”, respetivamente. Os primeiros seis botões da atribuição do comprimento de encurvadura permitem a introdução manual dos coeficientes de encurvadura através da análise do tipo de vinculação existente em ambas as extremidades de cada barra. O último desses seis botões permite a escolha do valor de coeficiente que pretendemos pois muitas vezes é diferente dos que se

encontram definidos, nomeadamente por recomendação de dimensionamento como se pode verificar na figura 32.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	   	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

Figura 32: Valores de coeficiente de encurvadura recomendados para dimensionamento (NBR8800, 2006).

Os dois últimos botões representam opções de cálculo automático onde o cálculo aproximado é mais usado para colunas, havendo também a possibilidade de definir o comprimento total de encurvadura.

Na estrutura em análise não é aconselhável o método de cálculo aproximado devido às hipóteses e limitações que este método pressupõe. É baseado em fórmulas que apenas são válidas para estruturas sensivelmente ortogonais além de admitir que a união das vigas aos apoios é rígida. Diversas vezes os resultados deste método não são satisfatórios, sendo necessários ajustes por parte do usuário.

No caso da tenda em estudo não foi atribuído qualquer coeficiente de encurvadura ou coeficiente de momentos. Nestes casos o software atribui automaticamente o valor mais desfavorável, pelo lado da segurança (Multiplus, 2012).

4.3.8. Encurvadura lateral

O Metal 3D permite fazer o estudo da encurvadura lateral por torção desde que seja informado sobre determinados parâmetros. Para aceder a este comando foi usada a ferramenta “Bambeamento” que se localiza no menu “Barra” e apareceu a imagem que se segue na figura 33.

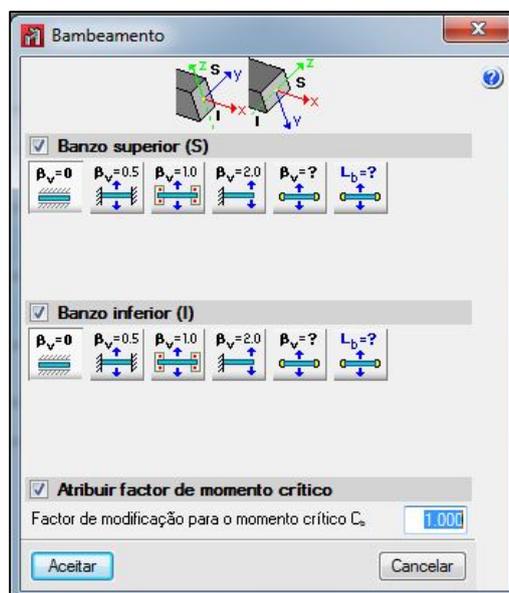


Figura 33: Valores de coeficientes de encurvadura para encurvadura lateral de acordo com a vinculação das barras (Multiplus, 2012).

Para o cálculo temos que fornecer os valores de coeficientes de encurvadura lateral para ambas os banzos de cada barra, superior e inferior. Esses coeficientes são atribuídos a partir do tipo de vinculação que as travessas possuem com os pórticos, isto é, através da forma como se encontram ligadas a estes. Também existe a alternativa de indicar a distância entre os travamentos.

A verificação da estabilidade local de cada perfil é uma verificação que pode ser realizada pelo software através da atribuição do coeficiente de momentos definido na NBR8800 como “Cb”. Para facilitar a escolha deste coeficiente pode ser consultada a seguinte tabela representada na figura 34.

Tipo de Carga	Forma do diagrama de momentos	Coef. Momentos
		1.00
		1.75
		2.56
		1.35
		1.13
		$1 + \alpha^2$
		$1.35 + 1.95 (0.5 - \alpha)^2$
		1.30
		1.70
		1.28
		2.04

Figura 34: Tabela auxiliar para coeficiente de momentos (NBR 8800, 2006).

Para a estrutura em estudo não foi calculado nenhum valor de coeficiente de momentos, uma vez que o valor “1,0” se encontra a favor da segurança.

Não foram introduzidos manualmente quaisquer valores relativamente à encurvadura lateral, uma vez que este fenómeno é mais condicionante para secções abertas, o que não é o caso.

4.3.9. Flecha Limite

A indicação das flechas limite é outro assunto importante a ser definido para verificação da segurança da estrutura em estado limite de utilização. O software não estabelece um valor automático para as flechas devido ao facto de não reconhecer e distinguir uma viga de uma coluna, ou de uma treliça, por exemplo (Multiplus, 2012).

Para aceder a esta ferramenta usou-se o comando “Flecha limite” que se encontra no menu “barra”, aparecendo de seguida a figura 35 na tela do computador.

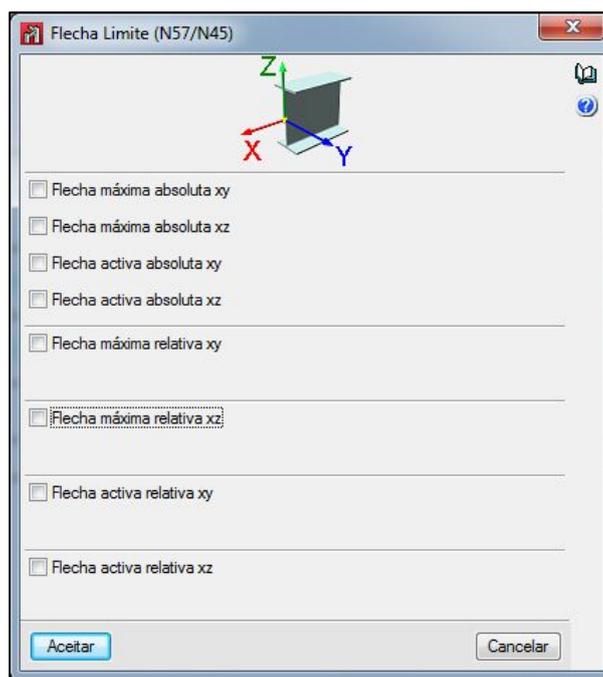


Figura 35: Definição dos valores para limite de flecha (Metal 3D, 2013).

Em ambos os planos analisados, “xy” e “xz”, temos a possibilidade de definir o valor dos tipos de flechas mas primeiro é necessário dominar os conceitos de “flecha máxima absoluta”, “flecha máxima relativa” e “flecha ativa”.

Flecha máxima absoluta é definida pelo máximo valor absoluto da flecha que se calcula com as combinações dos deslocamentos.

Flecha máxima relativa representa a máxima diferença entre o valor da deformada mínima e deformada máxima verificada para todas as combinações de deslocamentos.

Flecha ativa é definida como sendo a diferença entre o valor da flecha máxima e mínima, podendo ser absoluta ou relativa (Multiplus, 2012).

Para o caso de estudo que se apresenta neste documento não foram atribuídos quaisquer valores para flechas limite (Meireles, 2013). Em seguida encontra-se a figura 36 que elucida sobre os valores máximos recomendados para deformações pela NBR8800.

TABELA 26 - Valores máximos recomendados para deformações			
Edifícios Industriais	Deformações verticais	Ações a considerar:	
		Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura inelásticos..... $\frac{1}{240}$ do vão
		Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos..... $\frac{1}{180}$ do vão
		Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando pisos..... $\frac{1}{360}$ do vão
		Cargas máximas por roda (sem impacto)	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes rolantes com capacidade de 200 kN ou mais..... $\frac{1}{800}$ do vão
	Cargas máximas por roda (sem impacto)	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes rolantes com capacidade inferior a 200 kN..... $\frac{1}{600}$ do vão	
Deformações horizontais	Força transversal da ponte	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes rolantes..... $\frac{1}{600}$ do vão	
	Força transversal da ponte ou vento	Deslocamento horizontal da coluna, relativo à base (ver nota b)..... $\frac{1}{400}$ a $\frac{1}{200}$ da altura	
Outros edifícios	Deformações verticais	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas, suportando construção e acabamentos sujeitos à fissuração..... $\frac{1}{360}$ do vão
		Sobrecarga	Idem, não sujeitos à fissuração..... $\frac{1}{300}$ do vão
	Deformações horizontais	Vento	Deslocamento horizontal do edifício, relativo à base, devido a todos os efeitos..... $\frac{1}{400}$ da altura do edifício
		Vento	Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois pisos considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) não absorverem as deformações da estrutura..... $\frac{1}{500}$ da altura do andar
		Vento	Idem, quando absorverem..... $\frac{1}{400}$ da altura do andar

Figura 36: Valores máximos recomendados para deformação (NBR8800, 2006).

4.3.10. Hipóteses de carregamento

Previamente à aplicação das cargas na estrutura é necessário indicar ao software quais os tipos de carga que irão ser aplicados, definindo as hipóteses de carga (Multiplus, 2012). Para aceder a essa ferramenta devemos clicar no comando “Ações” que se encontra no menu “Obra” e aí temos a opção “Hipóteses adicionais” que nos permite adicionar as ações.

A ferramenta já define algumas ações que podem ser adicionadas tais como as permanentes, sobrecarga, vento, neve, entre outras e também a hipótese de incluir ou não sismo dinâmico.

No momento em que se define uma determinada ação existe a possibilidade de a aplicar com distintas disposições de carga, indicando assim a relação entre cargas da mesma natureza. Selecionando o botão das distintas disposições de carga existem três opções a serem escolhidas: compatíveis, incompatíveis e simultâneas. O caso mais geral são as compatíveis em que se pode controlar a atuação das ações simples e no qual se deve selecionar um grupo de combinações com o mesmo número de ações. Quando temos o caso em que as ações nunca atuam simultaneamente deverá ser escolhido a opção incompatíveis, gerando uma combinação com apenas um coeficiente em cada ação simples e zero nos restantes. Normalmente é usado nas cargas de vento com diferentes direções. Por fim, ao escolher a hipótese de serem simultâneas, estamos a assumir que todas as ações de uma dada natureza atuam ao mesmo tempo, como se tivesse definido uma só hipótese com a soma de todas as cargas (Multiplus, 2012).

4.3.11. Cargas Permanentes

As ações permanentes “G” representam um tipo de ação que geralmente apresentam variabilidade limitada, devido ao seu valor não apresentar diferenças muito significativas durante o período de vida útil da construção (Meireles, 2012).

Na estrutura em análise neste documento foi considerada como ação permanente o seu peso próprio e a ação correspondente ao peso das telas que, segundo o fabricante, é de 10 kg/m^2 , tendo sido introduzida por pano.

4.3.12. Sobrecargas

A ação sobrecarga “Q” é de caráter variável, uma vez que pode variar com o decorrer do tempo. Sobrecargas como a de utilização, montagem, equipamento e fechamento lateral são alguns exemplos de sobrecargas que se usam nas estruturas temporárias (Multiplus, 2012).

No caso da tenda VIP, a ação variável sobrecarga não é a que possui maior impacto na estrutura, tendo sido considerada uma sobrecarga de montagem de cem quilogramas por metro distribuída ao longo das barras de cada pórtico de forma a ser

um valor superior ao que realmente estes vão estar sujeitos, pelo lado da segurança (Pessanha, 2013).

Devido à estrutura não resistir aos carregamentos pressupostos pelas normas portuguesa e brasileira, como será explicado mais à frente, esta sobrecarga foi eliminada no cálculo final da resistência da tenda em análise.

4.3.13. Sismo

Todas as estruturas fabricadas pela empresa até à atualidade não foram dimensionadas tendo em conta ações sísmicas “E”, não tendo sido consideradas também na verificação de segurança da estrutura em questão.

A flexibilidade da tenda e o seu baixo peso estão na origem dessa desconsideração, tal como é referido no ponto 6.5 da norma EN NP 13782, versão portuguesa da norma criada para dimensionamento e verificação de segurança de estruturas temporárias onde se inclui a tenda VIP (EN NP 13782, 2009).

4.3.14. Neve

A ação da neve “S”, pertencente ao grupo de ações variáveis, não foi considerada na verificação de segurança da tenda VIP por razões referidas no ponto 6.4.3.2 da norma supramencionada, tais como:

- Montagem executada num local muito improvável para queda de neve, no caso a cidade do Rio de Janeiro.
- Concepção da tenda em formato iglo revestida por lona em cristal impede a acumulação de neve na sua estrutura.
- Manutenção e exploração da tenda impedem também a acumulação de neve (EN NP 13782, 2009).

4.3.15. Vento

A ação do vento na estrutura é sem dúvida o tema mais influente na verificação da sua segurança. Foram efetuadas duas verificações que diferem nos valores de pressão do vento atuantes na estrutura, calculados pela norma portuguesa e brasileira.

Os cálculos efetuados para a montagem da tenda no Brasil teve em consideração os pressupostos estipulados pela norma brasileira ABNT NBR 6123 – “Forças devidas ao vento em edificações”. No Brasil não existe uma norma específica para estruturas temporárias, conduzindo a resultados muito penalizantes para a estrutura em estudo. Devido ao valor excessivo das cargas aplicadas e conseqüente sobredimensionamento da estrutura foi realizado o cálculo segundo a norma portuguesa EN 1991-1-4 – “Ações Gerais - Vento”, conjuntamente com a versão portuguesa da norma europeia EN 13782/2009 – “Estruturas temporárias. Tendas. Segurança.” especificada para este tipo de estruturas tal como referido anteriormente neste documento.

Os processos que permitem chegar aos valores da pressão do vento atuante na estrutura por ambas as normas são fundamentais para entender a verificação de segurança estrutural da tenda e encontram-se detalhadamente explicados no Anexo A, assim como os resultados obtidos para as referidas pressões.

4.4. Análise de resultados

4.4.1. Resultados gerais obtidos para cada norma

No subcapítulo anterior foram mencionadas as várias simulações realizadas no software de cálculo para as normas portuguesas e brasileiras. Explicou-se que os pressupostos da norma brasileira relativamente às velocidades de vento não fazem sentido para o dimensionamento de uma estrutura temporária, mesmo a norma portuguesa para estruturas temporárias estabelece pressões para velocidades até 100km/h, sendo também demasiado elevada relativamente à resistência das telas. Tendo em conta que todas estas verificações efetuadas tiveram um resultado negativo na verificação da segurança estrutural da tenda procedeu-se ao cálculo da velocidade do vento que esta aguentaria por tentativas, chegando-se ao valor de 50km/h, sem sobrecarga nas barras e com as cargas permanentes das telas referidas anteriormente.

É de salientar também a modificação supramencionada relativamente à espessura das matrizes.

A figura 37 ilustra os resultados obtidos para as barras na verificação através da norma brasileira. As que se encontram a vermelho são as barras que não resistiram às cargas aplicadas na estrutura.

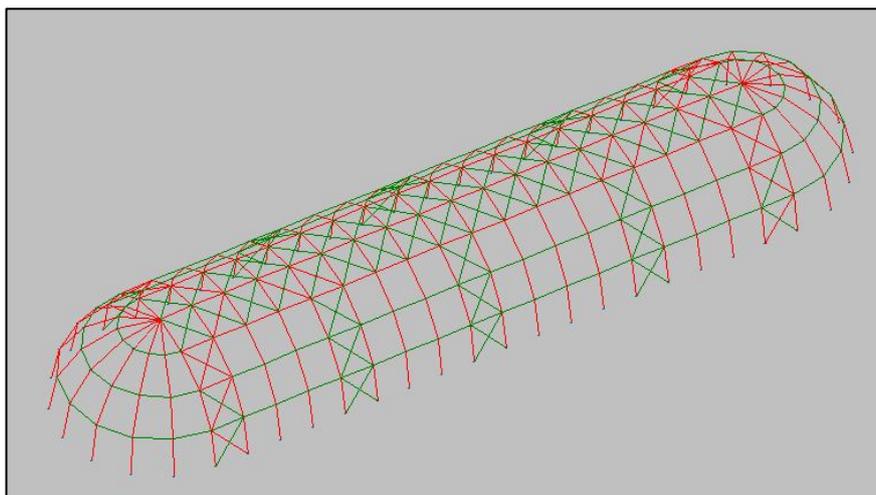


Figura 37: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pela norma brasileira (Metal 3D, 2013).

As barras que se encontram na situação mais crítica são as horizontais que fazem parte do cume da tenda, com compressões elevadíssimas e consequentes valores de resistência entre os 250% e os 500%, aproximadamente, quando comparamos a carga atuante com a resistente. As barras dos pórticos constituintes da zona de base retangular apresentam uma flexão demasiado elevada no lado em que ocorre pressão de vento, na ordem dos 400% as que se encontram em estado mais grave de resistência relativamente às cargas atuantes.

A figura 38 elucida sobre a verificação realizada com as pressões do quadro 1 da norma EN 13782 para uma velocidade de vento de aproximadamente 100km/h, conjuntamente com os pressupostos da norma EN1991-1-4.

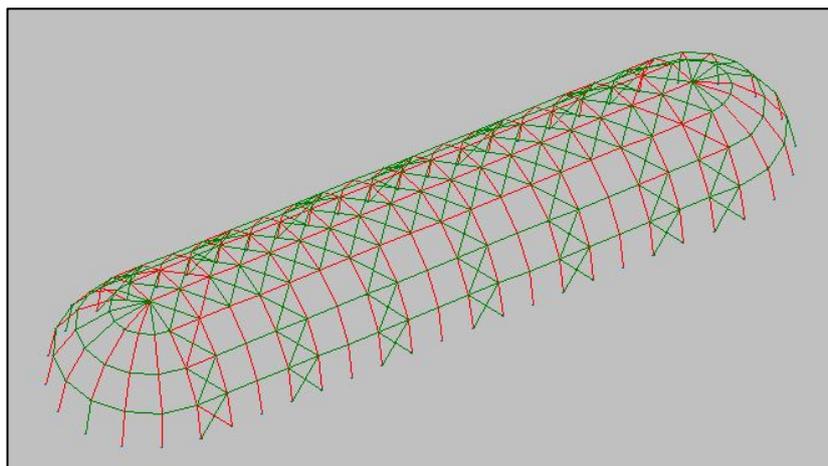


Figura 38: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pelas normas portuguesas (Metal 3D, 2013).

Embora a maioria das barras dos pórticos continuem a não verificar a segurança estrutural, houve uma melhoria bastante significativa nos valores de resistência, sendo que as barras do cumeeira na situação mais gravosa rondam os 300% de resistência, enquanto que as dos pórticos rondam os 200%, relativamente às cargas atuantes.

Abaixo encontra-se representada na figura 39 a verificação da resistência da estrutura final carregada nas condições descritas acima.

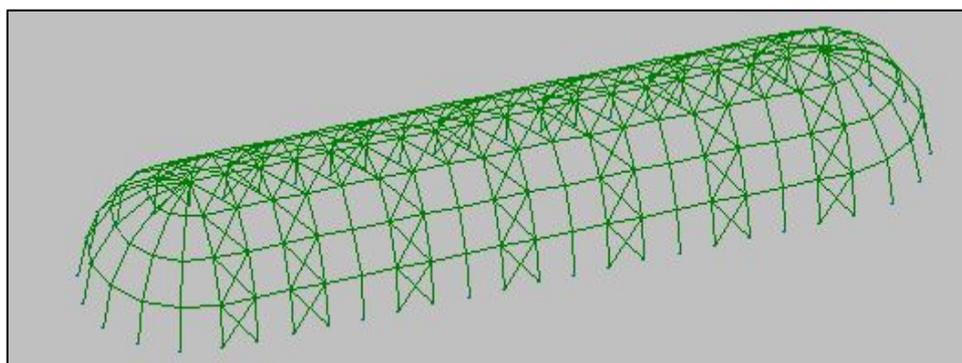


Figura 39: Verificação da resistência da estrutura através do cálculo pelas normas portuguesas após redução das cargas e aumento das secções (Metal 3D, 2013).

As barras mais solicitadas apresentam resistência na ordem dos 98% para as cargas atuantes e os cálculos detalhados sobre cada uma das verificações efetuadas foi realizado para a barra mais solicitada de cada tipo de perfil e encontram-se descritos posteriormente.

4.4.2. Propriedades dos materiais

Seguidamente encontram-se as tabelas 6, 7 e 8 indicativas das principais propriedades do aço e do alumínio usados na estrutura, nomeadamente algumas propriedades mecânicas.

Tabela 6: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados (Meireles, 2013).

Material	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Módulo de elasticidade E [GPa]	Módulo de elasticidade transversal G [GPa]	Coefficiente de Poisson ν	Coefficiente de dilatação térmico α 1/C
Alumínio	27,0	70	26,923	0,3	$2,30 \times 10^{-5}$
Aço	77,0	200	76,923	0,3	$1,17 \times 10^{-5}$

Tabela 7: Propriedades do aço usado (Meireles, 2013).

Material	Tensão de cedência Fy [MPa]	Tensão de rotura Fu [MPa]	Tensão de cedência efetiva Eff, Fy [MPa]	Tensão de rotura efetiva Eff, Fu [MPa]
Aço	275	430	183,333	390,909

Tabela 8: Propriedades do alumínio usado (Meireles, 2013).

Material	Liga	Tensão de cedência à compressão Fcy [MPa]	Tensão de cedência à tração Fty [MPa]	Tensão de rotura à tração Ftu [MPa]
Alumínio	6005-T6	234	241	262

4.4.3. Propriedades das secções

A estrutura da tenda em estudo dispõe de elementos com cinco secções distintas, apesar de apenas três terem sido desenhados para verificar a segurança estrutural pelas razões já referidas anteriormente. Essas três diferentes matrizes pertencem aos elementos que constituem os pórticos da estrutura, as barras horizontais também designadas por travessas e os cabos de aço.

Abaixo encontra-se a tabela 9 que descreve a geometria e as características das barras que constituem os pórticos. Estas possuem 285 milímetros de altura, 111 milímetros de largura e 4,5 milímetros de espessura. A espessura foi aumentada um milímetro meio relativamente ao perfil real que foi fabricado e usado, de modo a obter resultados positivos relativamente à verificação da segurança da estrutura.

Tabela 9: Características da secção do perfil P26061 constituinte dos pórticos da estrutura (Metal 3D, 2013).

Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_z^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_{yz}^{(3)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)	$\alpha^{(4)}$ (graus)
N208	N209	5.853	41.35	4560.67	907.51	0.00	1952.16	0.0
<p>Notas:</p> <p>⁽¹⁾ Inércia relativamente ao eixo indicado</p> <p>⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme</p> <p>⁽³⁾ Produto de inércia</p> <p>⁽⁴⁾ É o ângulo que forma o eixo principal de inércia U em relação ao eixo Y, positivo no sentido anti-horário.</p>								
	Encurvadura		Bambeamento					
	Plano XY	Plano XZ	Banzo superior	Banzo inferior				
b	1.00	1.00	0.00	0.00				
L_K	5.853	5.853	0.000	0.000				
C_1	-		1.000					
<p>Anotação:</p> <p>b: Coeficiente de encurvadura</p> <p>L_K: Comprimento de encurvadura (m)</p> <p>C_1: Factor de modificação para o momento crítico</p>								

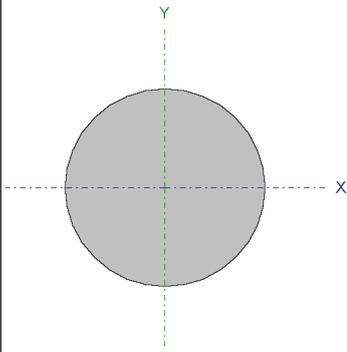
A tabela 10 refere-se à geometria e características das travessas que ligam os pórticos na zona dos encontros de barras. As suas dimensões são 125 milímetros de altura, 75,6 milímetros de altura e 3 milímetros de espessura. Contudo teve que se aumentar a espessura das barras constituintes do cume da tenda para 4,5 milímetros pelo facto de não verificarem à compressão.

Tabela 10: Características da secção do perfil P53766 constituinte das travessas da estrutura (Metal 3D, 2013).

Perfil: P53766									
Material: Alumínio (EN AW-6005A)									
Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas						
Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_z^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_{yz}^{(3)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)	$\alpha^{(4)}$ (graus)	
N97	N83	5.000	21.53	439.11	207.29	0.00	480.95	0.0	
<p><i>Notas:</i></p> <p>⁽¹⁾ Inércia relativamente ao eixo indicado</p> <p>⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme</p> <p>⁽³⁾ Produto de inércia</p> <p>⁽⁴⁾ É o ângulo que forma o eixo principal de inércia U em relação ao eixo Y, positivo no sentido anti-horário.</p>									
		Encurvadura		Bambeamento					
		Plano XY	Plano XZ	Banzo sup.	Banzo inf.				
b		1.00	1.00	0.00	0.00				
L _K		5.000	5.000	0.000	0.000				
C ₁		-		1.000					
<p><i>Anotação:</i></p> <p><i>b</i>: Coeficiente de encurvadura</p> <p><i>L_K</i>: Comprimento de encurvadura (m)</p> <p><i>C₁</i>: Factor de modificação para o momento crítico</p>									

Por fim encontra-se representado na tabela 11 a geometria e as características dos cabos de aço usados na estrutura. Usualmente são escolhidos cabos de aço com uma espessura inferior para a parte superior da tenda, designada de disposição de cabos “em espinha”, para este tipo de estruturas. No caso da tenda VIP foram usados cabos de aço de Ø10 para os que se encontram junto à cumeeira e Ø12 para os restantes.

Tabela 11: Características da secção do perfil D12 constituente dos cabos de aço (Metal 3D, 2013).

	Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N86	N87	7.698	1.13	0.10	0.10	0.20
<i>Notas:</i> ⁽¹⁾ Inércia relativamente ao eixo indicado ⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme							
	Encurvadura		Bambeamento				
	Plano ZX	Plano ZY	Banzo sup.	Banzo inf.			
	b	0.00	0.00	0.00	0.00		
	L _K	0.000	0.000	0.000	0.000		
	C _b	-		1.000			
<i>Anotação:</i> <i>b</i> : Coeficiente de encurvadura <i>L_K</i> : Comprimento de encurvadura (m) <i>C_b</i> : Factor de modificação para o momento crítico							

4.4.4. Ações e combinações de ações

Os tipos de ações utilizados nesta verificação estrutural foram ações permanentes “G” e variáveis “Q”. As ações permanentes representam um tipo de ação que em geral apresenta uma variabilidade limitada, devido ao seu valor não apresentar diferenças muito significativas durante o período de vida da estrutura (RSA, 2007). O peso próprio da tenda e as cargas devidas ao peso das telas são as ações deste tipo que atuam sobre a estrutura. No que respeita às ações variáveis, apresentam um caráter que pode variar com o decorrer do tempo durante a vida da estrutura (RSA, 2007). A ação do vento e a sobrecarga são as ações deste tipo presentes na estrutura em análise.

Os valores utilizados, no cálculo da estrutura, das diferentes ações foram os valores característicos G_k para as ações permanentes e Q_k para as ações variáveis, que se caracterizam pelos valores mais representativos da ação em questão.

As ações variáveis podem ser afetadas por um coeficiente de minoração (ψ_0, ψ_1, ψ_2) com o objetivo de se conjugar a ação variável base com mais ações variáveis, sendo que estas são afetadas por estes coeficientes de minoração (Pessanha, 2013).

Podem ser definidos três tipos de valores de combinação:

- Valor característico $\psi_0 \cdot Q_k$
- Valor frequente $\psi_1 \cdot Q_k$
- Valor quase permanente $\psi_2 \cdot Q_k$

Combinação de ações em estado limite último (E.L.U.)

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

Nas tabelas 12, 13 e 14 podemos encontrar os coeficientes parciais de segurança para determinadas ações assim como o coeficiente de combinação para estados limites últimos, valores retirados da norma EN1999-1-1 e ABNT NBR 8800/2008.

Tabela 12: Coeficientes parciais de segurança para ações permanentes e variáveis (EN1999-1-1, 2007).

Ações/Efeitos	Efeitos desfavoráveis	Efeitos favoráveis
Ações permanentes de pequena variabilidade	$\gamma_g = 1,35$	$\gamma_g = 1,00$
Ações variáveis em geral, incluídas cargas acidentais móveis	$\gamma_q = 1,50$	$\gamma_q = 0,00$

Tabela 13: Coeficientes parciais de segurança para ações permanentes e variáveis (ABNT NBR 8800/2006).

Ações/Efeitos	Efeitos desfavoráveis	Efeitos favoráveis
Ações permanentes de pequena variabilidade	$\gamma_g = 1,50$	$\gamma_g = 1,00$
Ações variáveis em geral, incluídas cargas acidentais móveis	$\gamma_q = 1,40$	$\gamma_q = 0,00$

Tabela 14: Coeficiente de combinação para ação do vento para estados limites últimos (ABNT NBR 8800/2006).

Ações em geral	
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	$\Psi_0 = 0,6$

Combinação de ações em estados limites de serviço (E.L.S.)

Os estados limites de serviço englobam três combinações importantes, as quase-permanentes, frequentes e as raras ou características. Dependem da frequência e da duração em que as cargas atuam sobre a estrutura (RSA, 2007).

- Combinações quase-permanentes

As ações quase-permanentes podem atuar durante grande parte da vida útil da estrutura, pelo menos durante metade desse tempo de vida útil (ABNT NBR 8800/2008).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- Combinações frequentes

As ações frequentes são aqueles que se repetem várias vezes durante a fase de vida útil da estrutura (ABNT NBR 8800/2006).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- Combinações raras ou características

As ações raras são as que podem atuar no máximo algumas vezes durante o período de vida útil da estrutura (ABNT NBR 8800/2006).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k}$$

Na tabela 15 encontram-se os coeficientes de combinação para os estados limites de serviço, retirados da norma brasileira.

Tabela 15: Coeficientes de combinação para ação do vento para estados limites de serviço (ABNT NBR 8800/2006).

Ação em geral	Ψ_1	Ψ_2
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,30	0,00

As combinações definidas pelo Metal 3D para verificação da segurança estrutural encontram-se segundo os pressupostos da norma EN 1999-1-1 para as barras em alumínio e segundo a norma ABNT NBR 8800/2008 para os cabos de aço. Essas combinações encontram-se descritas nas tabelas 16 e 17 e foram atribuídas para as situações distintas do projeto de acordo com o seguinte critério: com coeficientes ou sem coeficientes (Metal 3D, 2013).

Para o aço laminado

Tabela 16: Combinações de ações para o aço laminado (Metal 3D, 2013).

Combinação	PP (Peso próprio)	RP1 (Restantes cargas permanentes – peso das telas)	V1 - Vento
1	1,00	1,00	0,00
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,50	0,00
4	1,50	1,50	0,00
5	1,00	1,00	1,40
6	1,50	1,00	1,40
7	1,00	1,50	1,40
8	1,50	1,50	1,40

Para o alumínio

Tabela 17: Combinações de ações para o alumínio (Metal 3D, 2013).

Combinação	PP (Peso próprio)	RP1 (Restantes cargas permanentes – peso das telas)	V1 - Vento
1	1,00	1,00	0,00
2	1,35	1,00	0,00
3	1,00	1,35	0,00
4	1,35	1,35	0,00
5	1,00	1,00	1,50
6	1,35	1,00	1,50
7	1,00	1,35	1,50
8	1,35	1,35	1,50

4.4.5. Verificações de segurança efetuadas para cada secção

Neste ponto encontram-se detalhados os cálculos das verificações de segurança efetuados para a barra sujeita a cargas mais elevadas de cada tipo de perfil, segundo a norma EN 1999-1-1.

Para a verificação da segurança é primeiramente efetuado o cálculo para verificar a classe à qual a secção pertence. Posteriormente devem ser realizadas as verificações relativamente à secção e ao elemento (encurvadura).

No caso da barra mais solicitada não se encontra detalhada a verificação à flexão composta do elemento (apesar de ter sido realizada), uma vez que esta não foi condicionante para a verificação segurança da estrutura.

4.4.5.1. Barra mais solicitada do perfil tipo P26061

- Verificação da resistência à tração

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.3 da norma EN 1999-1-1, para a combinação de ações mais desfavorável:

$$N_{Ed} = PP + RP1 + 1.5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,00$$

Onde:

$$N_{t,Rd} = \min. \{N_{0,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

O valor do esforço de tração resistente da secção transversal é correspondente à fluência geral ao longo do elemento, ignorando as ligações ao extremo, os furos localizados e as zonas HAZ localizadas, ou seja (Metal 3D, 2013):

$$N_{t,Rd} = N_{0,Rd}$$

Onde:

$$N_{0,Rd} = A_g \times f_0 / \gamma_{M1} = 4135 \times 225 / 1,1 = 845,84 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{23,24}{845,84} = 0,028 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à compressão

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.4 e 6.3.1 da norma EN 1999-1-1, para a combinação de ações mais desfavorável:

$$N_{Ed} = 1,35 \times PP + 1,35 \times RP1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} \leq 1,00$$

Onde:

$$N_{c,Rd} = \min. \{N_{u,Rd}; N_{c,Rd}\}$$

O valor do esforço de compressão resistente de cálculo da secção transversal é correspondente a uma área eficaz incluindo desconto por amolecimento HAZ e por

encurvadura local mas sem redução devido aos furos, ou seja, não temos em consideração o valor de $N_{u,Rd}$ (Metal 3D, 2013).

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos comprimidos, dado o esforço axial para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 4 (Metal 3D, 2013).

Então:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \times f_0 / \gamma_{M1} = 3128 \times 225 / 1,1 = 639,84 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{|-17,03|}{639,84} = 0,027 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

Além da condição anterior existe uma outra verificação à qual os elementos comprimidos têm que ser submetidos. Trata-se da verificação da resistência de cálculo à encurvadura por flexão e por torção (EN 1999-1-1, 2007).

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do esforço resistente de cálculo à encurvadura dos elementos comprimidos é dado por:

$$N_{b,Rd} = \min. \{N_{b,Rd,u}; N_{b,Rd,v}; N_{b,Rd,T}\}$$

O valor de $N_{b,Rd}$ por sua vez é dado pela expressão:

$$N_{b,Rd} = \kappa \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

- $N_{b,Rd,u} = 1,00 \times 0,74 \times 3128 \times 225 / 1,10 = 471,96 \text{ kN};$
- $N_{b,Rd,v} = 1,00 \times 0,23 \times 3128 \times 225 / 1,10 = 147,79 \text{ kN};$
- $N_{b,Rd,T} = 1,00 \times 1,00 \times 3128 \times 225 / 1,10 = 639,84 \text{ kN};$

Onde:

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

Onde:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2)$$

A esbelteza relativa é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{N_{cr}}}$$

κ é o coeficiente que tem em conta o debilitamento por soldadura e toma o valor 1,00 para elementos sem soldadura.

$A_{eff,u}$ e $A_{eff,v}$ são os valores de A_{eff} para encurvadura por flexão. Na sua determinação deve ter-se em conta o desconto por encurvadura local.

$A_{eff,T}$ é o valor de A_{eff} para encurvadura por torção de secções transversais de tipo “geral”. Na sua determinação deve ter-se em conta o desconto por amolecimento HAZ e por encurvadura local.

$N_{cr,u}$ e $N_{cr,v}$ representam as cargas críticas de encurvadura por flexão nos planos “xv” e “xu”, respetivamente. São determinados a partir da seguinte fórmula para cada um dos planos:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{k^2 \cdot L^2}$$

O valor da carga crítica de encurvadura por torção é dado pela expressão:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{I_s^2} \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{k_w^2 \cdot L^2} \right]$$

Onde:

$$i_s = \sqrt{i_u^2 + i_v^2}$$

Por fim,

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|-17,03|}{147,79} = 0,115 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à flexão no eixo U

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.5 e 6.3.2 da norma EN 1999-1-1.

Para flexão positiva, a combinação de ações mais desfavorável é:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \cos \alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \sin \alpha_{yu} = M_{y,Ed} = 61,10 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos comprimidos, dado o momento fletor para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 3 (Metal 3D, 2013).

$$M_{c,Rd} = \min. \{M_{u,Rd}; M_{0,Rd}\}$$

No caso da barra em análise, o valor do momento fletor resistente de cálculo à flexão uniaxial para o tipo secção transversal é dado por $M_{0,Rd}$ (Metal 3D, 2013).

Então:

$$M_{c,Rd} = \alpha W_{el} f_0 / \gamma_{M1} = 1 \times 318,82 \times 225 / 1,1 = 65,21 \text{ kN.m}$$

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} = \frac{|61,10|}{65,21} = 0,937 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

Não é necessária efetuar a verificação à encurvadura lateral com torção por flexão em torno do seu eixo principal de inércia “u”, já que o comprimento de encurvadura lateral é nulo (Metal 3D, 2013).

Para flexão negativa, a combinação de ações mais desfavorável é:

$$1,35 \times PP + 1,35 \times RP1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} = M_{y,Ed} = -19,72 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos comprimidos, dado o momento fletor para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 3 (Metal 3D, 2013).

$$M_{c,Rd} = \min. \{M_{u,Rd}; M_{0,Rd}\}$$

No caso da barra em análise, o valor do momento fletor resistente de cálculo à flexão uniaxial para o tipo secção transversal é dado por $M_{0,Rd}$ (Metal 3D, 2013).

Então:

$$M_{c,Rd} = \alpha W_{el} f_0 / \gamma_{M1} = 1 \times 318,82 \times 225 / 1,1 = 65,21 \text{ kN.m}$$

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} = \frac{|-19,72|}{65,21} = 0,302 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

Não é necessária efetuar a verificação à encurvadura lateral com torção por flexão em torno do seu eixo principal de inércia “u”, já que o comprimento de encurvadura lateral é nulo (Metal 3D, 2013).

- Verificação da resistência à flexão no eixo V

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.5 e 6.3.2 da norma EN 1999-1-1.

Para flexão positiva, a combinação de ações mais desfavorável é:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} = M_{z,Ed} = 0,08 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos comprimidos, dado o momento fletor para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 4 (Metal 3D, 2013).

$$M_{c,Rd} = \min. \{M_{u,Rd}; M_{0,Rd}\}$$

No caso da barra em análise, o valor do momento fletor resistente de cálculo à flexão uniaxial para o tipo secção transversal é dado por $M_{0,Rd}$ (Metal 3D, 2013).

Então:

$$M_{c,Rd} = \alpha W_{el} f_0 / \gamma_{M1} = 0,722 \times 161,91 \times 225 / 1,1 = 23,89 \text{ kN.m}$$

E:

$$\alpha = \frac{W_{eff}}{W_{el}}, \text{ para secções de classe 4}$$

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} = \frac{[0,08]}{23,89} = 0,003 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

Para flexão negativa, a combinação de ações mais desfavorável é:

$$1,35 \times PP + 1,35 \times RP1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} = M_{z,Ed} = -0,03 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos comprimidos, dado o momento fletor para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 4 (Metal 3D, 2013).

$$M_{c,Rd} = \min. \{M_{u,Rd}; M_{0,Rd}\}$$

No caso da barra em análise, o valor do momento fletor resistente de cálculo à flexão uniaxial para o tipo secção transversal é dado por $M_{0,Rd}$ (Metal 3D, 2013).

Então:

$$M_{c,Rd} = \alpha W_{el} f_0 / \gamma_{M1} = 0,722 \times 161,91 \times 225 / 1,1 = 23,89 \text{ kN.m}$$

E:

$$\alpha = \frac{W_{eff}}{W_{el}}, \text{ para secções de classe 4}$$

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} = \frac{|-0,03|}{23,89} = 0,001 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação ao esforço transversal no eixo U

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.6 e 6.5.5 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd}} \leq 1,00$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} + V_{y,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} = V_{y,Ed} = -0,02 \text{ kN}$$

O valor da resistência de cálculo ao esforço transversal da secção transversal efetua-se supondo uma distribuição de tensões tangenciais uniforme sobre cada elemento plano de parede fina que constitui, de modo a que não se ultrapasse a tensão de plastificação em nenhum deles e se equilibre o esforço transversal atuante de cálculo. Na sua determinação considerou-se tanto a encurvadura local por esforço transversal como a presença de zonas HAZ (Metal 3D, 2013). Obtém-se através da seguinte fórmula (EN 1999-1-1):

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_0}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 9,23 \times 10^{-4} \times \frac{225000}{\sqrt{3} \times 1,10} = 108,94 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd}} = \frac{|-0,02|}{108,94} = < 0,001 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

- Verificação ao esforço transversal no eixo V

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.6 e 6.5.5 da norma EN 1999-1-1, para a combinação de ações mais desfavorável:

$$1,35 \times PP + 1,35 \times RP1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd}} \leq 1,00$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} = V_{z,Ed} = -2,89 \text{ kN}$$

Tal como na verificação anterior, valor da resistência de cálculo ao esforço transversal da seção transversal efetua-se supondo uma distribuição de tensões tangenciais uniforme sobre cada elemento plano de parede fina que constitui, de modo a que não se ultrapasse a tensão de plastificação em nenhum deles e se equilibre o esforço transversal atuante de cálculo. Na sua determinação considerou-se tanto a encurvadura local por esforço transversal como a presença de zonas HAZ (Metal 3D, 2013). Obtém-se através da seguinte fórmula (EN 1999-1-1):

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_0}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 19,29 \times 10^{-4} \times \frac{225000}{\sqrt{3} \times 1,10} = 227,81 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd}} = \frac{|-2,89|}{227,81} = 0,013 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à torção

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.7.1 da norma EN 1999-1-1, para a combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd}} \leq 1,00$$

O valor da resistência de cálculo à torção da seção transversal efetua-se supondo uma distribuição de tensões tangenciais que torna máxima a referida resistência, sem que ultrapasse em nenhum ponto a tensão de plastificação equilibrando o esforço torsor

atuante de cálculo. Na sua determinação considera-se tanto a encurvadura local por esforço transversal (em elementos pertencentes a células) como a presença de zonas HAZ (Metal 3D, 2013). Obtém-se através da seguinte fórmula (EN 1999-1-1):

$$T_{Rd} = W_{T,pl} f_0 / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) = 216,21 \times 10^{-6} \times \frac{225000}{(\sqrt{3} \times 1,10)} = 25,53 \text{ kN.m}$$

Por fim:

$$\frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd}} = \frac{|0,02|}{25,53} = 0,001 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à flexão no eixo U e ao esforço transversal no eixo V combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.1 e 6.2.8 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{v,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \cos \alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \sin \alpha_{yu} = M_{y,Ed} = 61,10 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe (encurvadura local por compressão) da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos constituintes e que se encontrem total ou parcialmente comprimidos para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 4 (Metal 3D, 2013).

A expressão para cálculo da resistência à flexão reduzida pelo efeito do esforço transversal é a seguinte (EN 1999-1-1, 2007):

$$M_{v,Rd} = \alpha_v \cdot W_{el} \cdot f_{0,v} / \gamma_{M1} = 1,0 \times 318,82 \times 225 / 1,10 = 65,21 \text{ kN.m}$$

Onde:

$$\alpha_v = \frac{W_{v,eff}}{W_{el}} = \frac{318,82}{318,82} = 1,0, \text{ para secções de classe 4.}$$

E:

$$f_{0,v} = f_0 \left(1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \right) = 225000 \left(1 - \left(\frac{2 \times 0,23}{227,81} - 1 \right)^2 \right) = 225 \text{ MPa}$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \cos \alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \sin \alpha_{yu} = V_{z,Ed} = 0,23 \text{ kN}$$

O valor do momento torsor de cálculo $T_{Ed} = 0,02 \text{ kN.m}$.

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{v,Rd}} = \frac{|61,10|}{65,21} = 0,937 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à flexão no eixo V e ao esforço transversal no eixo U combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.1 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{v,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot \sin \alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \cos \alpha_{yu} = M_{z,Ed} = -0,08 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe (encurvadura local por compressão) da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos constituintes e que se encontrem total ou parcialmente comprimidos para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 4 (Metal 3D, 2013).

A expressão para cálculo da resistência à flexão reduzida pelo efeito do esforço transversal é a seguinte (EN 1999-1-1, 2007):

$$M_{v,Rd} = \alpha_v \cdot W_{el} \cdot f_{0,v} / \gamma_{M1} = 1,0 \times 161,91 \times 225 / 1,10 = 33,12 \text{ kN.m}$$

Onde:

$$\alpha_v = \frac{W_{v,eff}}{W_{el}} = \frac{161,91}{161,91} = 1,0, \text{ para secções de classe 4.}$$

E:

$$f_{0,v} = f_0 \left(1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \right) = 225000 \left(1 - \left(\frac{2 \times (-0,02)}{227,81} - 1 \right)^2 \right) = 225 \text{ MPa}$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} = V_{y,Ed} = -0,02 \text{ kN}$$

O valor do momento torsor de cálculo $T_{Ed} = 0,02 \text{ kN.m}$.

Por fim:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{v,Rd}} = \frac{|0,08|}{33,12} = 0,002 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à torção e esforço transversal no eixo U combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.1 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{T,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \text{sen}\alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \text{cos}\alpha_{yu} = V_{y,Ed} = -0,02 \text{ kN}$$

O valor do momento torsor atuante de cálculo $T_{Ed} = 0,02 \text{ kN.m}$.

Na determinação da resistência de cálculo do esforço transversal da secção transversal reduzida pelo efeito do momento torsor supõe-se uma distribuição de tensões tangenciais que torna máxima a referida resistência, de tal modo que não seja ultrapassado em nenhum ponto a tensão de plastificação e se equilibre a combinação de esforços transversos e torsões atuantes. Teve-se em conta a encurvadura local por esforço transversal e a presença de zonas HAZ (Metal 3D, 2013).

O valor da resistência do esforço transversal reduzida pelo efeito do momento torsor é efetuado a partir da seguinte equação aplicada para secções ocas (EN 1999-1-1, 2007):

$$V_{T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}\sqrt{3}}{f_0/\gamma_{M1}} \right] V_{Rd} = \left[1 - \frac{0,02 \times \sqrt{3}}{225000/1,10} \right] \times 108,94 = 108,87 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{T,Rd}} = \frac{|-0,02|}{108,87} = 0,001 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência à torção e esforço transversal no eixo V combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas na secção 6.2.1 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$1,35 \times PP + 1,35 \times RP1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{T,Rd}} \leq 1,00$$

O valor do esforço transversal atuante de cálculo é dado por:

$$V_{Ed} = V_{z,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} = V_{z,Ed} = -2,89 \text{ kN}$$

O valor do momento torsor atuante de cálculo $T_{Ed} = 0,00 \text{ kN.m}$.

Na determinação da resistência de cálculo do esforço transversal da secção transversal reduzida pelo efeito do momento torsor supõe-se uma distribuição de tensões tangenciais que torna máxima a referida resistência, de tal modo que não seja ultrapassado em nenhum ponto a tensão de plastificação e se equilibre a combinação de esforços transversos e torsões atuantes. Teve-se em conta a encurvadura local por esforço transversal e a presença de zonas HAZ (Metal 3D, 2013).

O valor da resistência do esforço transversal reduzida pelo efeito do momento torsor é efetuado a partir da seguinte equação aplicada para secções ocas (EN 1999-1-1, 2007):

$$V_{T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}\sqrt{3}}{f_0/\gamma_{M1}} \right] V_{Rd} = \left[1 - \frac{0,00 \times \sqrt{3}}{225000/1,10} \right] \times 227,81 = 227,79 \text{ kN}$$

Por fim:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{T,Rd}} = \frac{|-2,89|}{227,79} = 0,013 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

- Verificação da resistência ao esforço axial e flexão desviada combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas nas secções 6.2.1 e 6.2.9 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita para o caso de secções ocas (EN 1999-1-1, 2007):

$$\eta = \frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{|M_{u,Ed}|}{M_{u,Rd}} + \frac{|M_{v,Ed}|}{M_{v,Rd}} \leq 1,00$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos e que se encontrem total ou parcialmente comprimidos para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 3 (Metal 3D, 2013).

O valor do momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta é dado por:

$$M_{u,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} = M_{y,Ed} = 61,10 \text{ kN.m}$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta é dado por:

$$M_{v,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} + M_{z,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} = M_{z,Ed} = -0,05 \text{ kN.m}$$

O valor da resistência de cálculo à tração é dado por:

$$N_{Rd} = A_g \times f_0 / \gamma_{M1} = 4135 \times 225 / 1,1 = 845,84 \text{ kN}$$

O valor da resistência de cálculo à flexão em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta é dado por:

$$M_{u,Rd} = W_{el} \times f_0 / \gamma_{M1} = 318820 \times 225 / 1,1 = 65,21 \text{ kN.m}$$

O valor da resistência de cálculo à flexão em torno do eixo “v,eff” da secção eficaz é dado por:

O valor da resistência de cálculo à flexão em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta é dado por:

$$M_{v,Rd} = W_{el} \times f_0 / \gamma_{M1} = 161910 \times 225 / 1,1 = 33,12 \text{ kN.m}$$

Por fim:

$$\eta = \frac{|20,28|}{845,84} + \frac{|61,10|}{65,21} + \frac{|-0,05|}{33,12} = 0,984 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

O efeito da encurvadura lateral com torção por flexão em torno do eixo principal de inércia “u” foi desprezado, uma vez que o comprimento de encurvadura lateral é nulo (Metal, 3D).

- Verificação da resistência à torção, esforço transversal, esforço axial e flexão desviada combinados

As informações necessárias para a verificação encontram-se estabelecidas nas secções 6.2.1 da norma EN 1999-1-1, para combinação de ações mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1,5 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\eta = \frac{|N_{Ed}|}{N_{eff,Rd}} + \frac{|\eta_u \cdot M_{u,Ed}|}{M_{u,eff,Rd}} + \frac{|\eta_v \cdot M_{v,Ed}|}{M_{v,eff,Rd}} \leq 1,00$$

Para que esta verificação seja efetuada é necessário ter em conta a classe da secção transversal que depende das dimensões dos seus elementos constituintes e que se encontrem total ou parcialmente comprimidos para a combinação de ações considerada. No caso, a secção transversal pertence à classe 3 (Metal 3D, 2013).

A secção eficaz engloba a redução devida ao esforço transversal e ao momento torsor de cálculo, além dos descontos devidos ao amolecimento HAZ e encurvadura local por compressão.

Designam-se “u,eff” e “v,eff” o par de eixos que passam pelo centro de gravidade da secção eficaz, sendo paralelos aos eixos principais de inércia “u” e “v”, respetivamente, da secção bruta.

O valor do momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “u” da secção bruta é dado por:

$$M_{u,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} = M_{y,Ed} = 61,10 \text{ kN.m}$$

O valor do momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo principal de inércia “v” da secção bruta é dado por:

$$M_{v,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \sin\alpha_{yu} - M_{z,Ed} \cdot \cos\alpha_{yu} = M_{z,Ed} = -0,05 \text{ kN.m}$$

O valor da resistência de cálculo à tração é dado por:

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_0 / \gamma_{M1} = 4135 \times 225 / 1,1 = 845,84 \text{ kN}$$

O valor da resistência de cálculo à flexão em torno do eixo “u,eff” da secção eficaz é dado por:

$$M_{u,eff,Rd} = W_{u,eff} \times f_0 / \gamma_{M1} = 318820 \times 225 / 1,1 = 65,21 \text{ kN.m}$$

O valor da resistência de cálculo à flexão em torno do eixo “v,eff” da secção eficaz é dado por:

$$M_{v,eff,Rd} = W_{v,eff} \times f_0 / \gamma_{M1} = 161910 \times 225 / 1,1 = 33,12 \text{ kN.m}$$

O fator η_u é dado pela seguinte expressão:

$$\eta_u = \frac{C_{Mu}}{1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,u}}} = \frac{1,00}{1 - \frac{|20,58|}{919,84}} = 1,02$$

O fator η_v é dado pela seguinte expressão:

$$\eta_v = \frac{C_{Mv}}{1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,v}}} = \frac{1,00}{1 - \frac{|20,58|}{919,84}} = 1,13$$

O valor do momento esforço transversal de cálculo na direção do eixo principal de maior inércia “u” da secção bruta é dado pela expressão:

$$V_{u,Ed} = V_{z,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} = V_{y,Ed} = 0,02 \text{ kN}$$

O valor do momento esforço transversal de cálculo na direção do eixo principal de menor inércia “v” da secção bruta é dado pela expressão:

$$V_{v,Ed} = V_{z,Ed} \cdot \text{cos} \alpha_{yu} - V_{y,Ed} \cdot \text{sen} \alpha_{yu} = V_{z,Ed} = 0,23 \text{ kN}$$

O momento torsor atuante de cálculo $T_{Ed} = 0,00 \text{ kN.m}$.

Por fim:

$$\eta = \frac{|20,58|}{845,84} + \frac{|1,02 \times 61,10|}{65,21} + \frac{|1,13 \times (-0,05)|}{33,12} = 0,984 \leq 1,00$$

$\Rightarrow \text{Verifica}$

4.4.5.2. Barra mais solicitada do perfil tipo P5376

As verificações que o software realizou para a travessa mais solicitada foram exatamente as mesmas que foram analisadas de forma detalhada anteriormente. Devido ao elevado número de verificações e sua extensão, optou-se por não colocar neste documento os passos e os valores referentes às travessas, uma vez que o procedimento é o mesmo. Contudo é de salientar que a verificação da resistência à compressão, assim como a verificação de resistência ao esforço axial e flexão biaxial combinados foram as que mais condicionaram a resistência da barra, traduzindo-se através das seguintes equações, respetivamente:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|-44,48|}{48,37} = 0,920 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

E:

$$\eta = \frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{|M_{u,Ed}|}{M_{u,Rd}} + \frac{|M_{v,Ed}|}{M_{v,Rd}} = 0,968 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

4.4.5.3. Cabo de aço mais solicitado

Para verificar a resistência dos cabos de aço apenas se efetuou a verificação da resistência à tração, uma vez que os cabos de aço são fabricados unicamente para funcionar à tração.

A verificação foi efetuada seguindo os pressupostos da norma ABNT NBR 8800/2008 no artigo 5.2, para a combinação mais desfavorável:

$$PP + RP1 + 1.4 \times V1$$

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,00$$

Onde:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{113 \times 275}{1,10} = 28,25 \text{ kN}$$

Então:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{16,83}{28,25} = 0,596 \leq 1,00 \Rightarrow \textit{Verifica!}$$

Através dos cálculos anteriores e da tabela 18 podemos concluir que os cabos estão sobredimensionados face às solicitações. Uma espessura de dez milímetros seria suficiente.

Tabela 18: Dimensionamento de cabos de aço em função da carga atuante de tração.

Carga de Projeto (kN)	Tipo de aço	Tensão de rotura (kN)	Secção (m ²)	Raio (mm)	Diâmetro Calculo (mm)	Diâmetro Comercial (mm)
16,83	S275	275000	0,00006	4,415	8,830	10

4.4.6. Verificações de segurança das ancoragens ao solo

A dificuldade de determinação das capacidades de carga das ancoragens é bastante elevada devido à natureza incerta do solo. No caso de estudo em que as ancoragens são efetuadas essencialmente por estacas, a norma EN 13782 propõe um método de dimensionamento e verificação que não necessita de cálculos extra na área da engenharia de fundações para garantir a segurança da estrutura em análise (EN 13782, 2009).

A tabela 19 explica como se determinam as capacidades de carga em função dos tipos de solos e do ângulo da força de tração exercida na superfície de aplicação das estacas. A figura 40 que se encontra logo abaixo da tabela é referente às ancoragens por estacas e é representativa das variáveis que são abordadas na tabela.

Tabela 19: Capacidade de carga das ancoragens por estacas (EN 13782, 2009).

Ângulo de Tração	Capacidade de Carga N
$\beta = 0^\circ$	Zd = 6,5 dl' para os solos consistentes e rígidos e para os solos não consistentes densos.
$\beta = 0^\circ$	Zd = 8,0 dl' para os solos extremamente consistentes e rígidos.
$\beta \geq 45^\circ$	Zd = 10 dl' para os solos cuja consistência é no mínimo igual à metade da dos solos consistentes rígidos.
$\beta \geq 45^\circ$	Zd = 17 dl' para os solos não consistentes densos.
$0^\circ < \beta < 45^\circ$	A capacidade de carga dos tipos de solo deve ser determinada por interpolação.

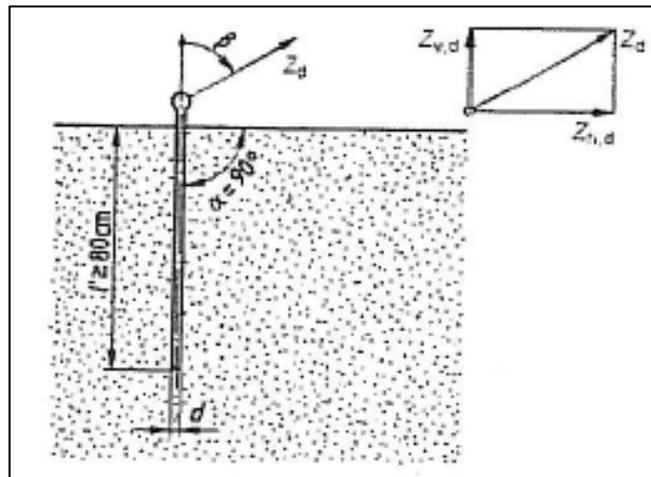


Figura 40: Ancoragens por estacas cravadas (EN 13782, 2009).

As fórmulas apresentadas na tabela anterior são válidas apenas para a condição de que a ancoragem exerça tração enquanto é cravada, em que:

- Para $\beta = 0^\circ$, a fricção deve ser efetiva sobre o comprimento da estaca.
- Para $\beta \geq 45^\circ$, o ângulo de penetração α deve ser de 90° .

Apesar de na realidade o ângulo exercido pela força de tração ser bastante reduzido, foi calculada a resistência de cada estaca para o caso mais desvantajoso, ou seja, para uma ancoragem oblíqua com 45° .

Para prevenir que ocorra flexão nas estacas submetidas à referida força oblíqua, o seguinte diâmetro das ancoragens simples por estacas cilíndricas de aço deve ser respeitado (EN 13782, 2009):

$$d_{min} = 0,025 \cdot l' + 0,5 \text{ (com } l' \text{ em cm)}$$

Seguidamente encontra-se a tabela 20 com os cálculos da resistência de cada estaca para a maior carga de serviço que se verifica na estrutura, para a combinação mais desfavorável que no caso é a combinação de ações raras ou características:

$$PP + RP1$$

Tabela 20: Verificação da resistência de uma estaca isolada para vários casos de análise.

Solos	Comprimento da estaca l' (cm)	Diâmetro da estaca d=0,025*l'+0,5 (cm)	Ângulo de penetração α (graus)	Ângulo da Reação com a vertical β° (graus)	Resistência de uma estaca (KN)
duros	100	3	90	0	4,62
moles	100	3	90	0	3,75
duros	100	3	90	45	3,00
moles	100	3	90	45	1,76

As estacas usadas na tenda VIP têm comprimento de um metro e diâmetro de três centímetros e o solo onde esta foi montada é considerado duro. Uma vez que cada sapata permite a aplicação de seis estacas, a verificação da resistência global é efetuada para $\beta = 45^\circ$ e dada por:

$$\eta = \frac{Z_{Ed}}{Z_{Rd}} \leq 1,00 = \frac{18,06}{6 \times 3,00} = 1,00 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

Como podemos verificar através da equação anterior, o limite de resistência das estacas é atingido para o caso em que se colocam seis estacas com as dimensões representadas na tabela anterior. Além disso, na estrutura que foi montada foram colocadas apenas quatro estacas em cada sapata, sendo que nos outros dois orifícios eram aplicadas buchas químicas e buchas de ataque. Pelo lado da segurança deveriam ter sido usadas estacas com outras dimensões, nomeadamente com 150 centímetros de comprimento e 4,25 centímetros de diâmetro que também são usadas neste tipo de estruturas e teriam uma resistência mais do que suficiente face às solicitações enfrentadas.

4.4.7. Verificações da capacidade de carga das telas

Tal como foi referido no capítulo dos materiais do presente documento, as telas usadas na estrutura são de poliéster revestido de PVC, cujos valores de coeficiente de segurança parciais para o material e as suas ligações soldadas se encontram descritos na tabela da figura 41.

	Produto em conformidade com a EN 10204:2004, secção 2.2	Produto em conformidade com a EN 10204:2004, secção 3.1
Material		
carga permanente	2,5	2,5
cargas de curta duração em presença de neve	2,5	2
Ligações soldadas 1ª classe		
carga permanente	---	7
cargas de curta duração em presença de neve	---	3
		2,5
Ligações soldadas 2ª classe		
carga permanente	15	12
cargas de curta duração em presença de neve	6	5
	6	5
NOTA:		
"Cargas de curta duração" significa condições de carga a temperatura elevada.		
"Em presença de neve" significa condições de carga sem temperatura elevada.		

Figura 41: Coeficientes de segurança para o material e para as ligações soldadas HF (PES+PVC) (EN 13782, 2009).

A fórmula válida simultaneamente para o material e para as ligações é dada pela norma EN 13782:

$$f_d = \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

Na tabela 21 podemos encontrar todos os cálculos efetuados para os tipos de tela que a empresa utiliza, incluindo as verificações para as solicitações mais elevadas que resultam da sucção do vento nas telas junto ao cume da tenda.

Tabela 21: Cálculos referentes à resistência das telas face aos esforços que nela atuam.

Membrana	Localização	Resistência ao rasgão F (daN/50mm)	Resistência ao rasgão f_t (KN/m)	Resistência $f_{tk}=0,802 \cdot f_t$ (KN/m)	f_{ed} (kN/m)	γ_m	f_{rd} (kN/m)	$f_{ed} \leq f_{rd} / \gamma_m$
Artec 50	Comprimento	240	48	38,5	1,945	2,5	15,4	Verifica
	Largura	220	44	35,3	1,800	2,5	14,1	Verifica
mah gmbh 0,5mm	Comprimento	210	42	33,7	1,945	2,5	13,5	Verifica
	Largura	190	38	30,5	1,800	2,5	12,2	Verifica
mah gmbh 0,75 mm	Comprimento	230	46	36,9	1,945	2,5	14,8	Verifica
	Largura	210	42	33,7	1,800	2,5	13,5	Verifica

É importante referir que os valores de força atuante na tela “ F_{ed} ” verificados na tabela acima correspondem ao valor da força devido ao vento nas barras, segundo cada direção, ou seja, nos locais onde a tela apoia.

4.4.8. Verificação de segurança das ligações

A estrutura da tenda possui dois tipos de ligações diferentes que necessitam de verificação. Uma delas é a ligação encavilhada que une os pés dos pórticos às sapatas, tal como se pode verificar na figura 42:

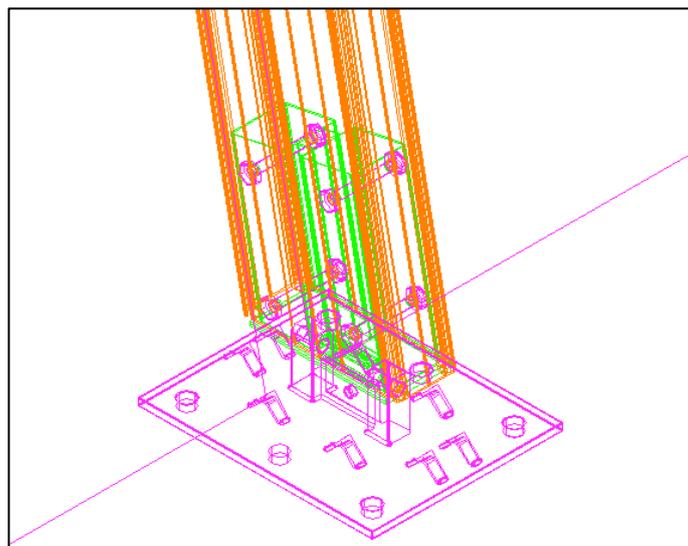


Figura 42: Ligação encavilhada entre os pórticos e as sapatas da estrutura (IRMARFER, 2012).

Note-se que a cavilha atravessa três furos, sendo que dois deles são da sapata e encontram-se representados a cor de rosa e o furo do pórtico encontram-se representado pela peça a verde.

A verificação da segurança desta ligação foi efetuada para o pé mais carregado, segundo os pressupostos da norma EN1993-1-8 apresentados na secção 3.13.2 referente ao cálculo de cavilhas.

O formato da cavilha a verificar está representado na figura 43 mas é importante referir que as abas mais curtas apenas têm a função de evitar que a cavilha se solte, não tendo qualquer contributo para a sua resistência e, por esse motivo, foram ignoradas no cálculo.

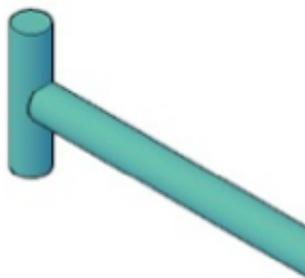


Figura 43: Cavilha em T usada nos pés da tenda com diâmetro de 18 mm e comprimento de 250 mm (Irmarfer, 2012).

Verificação da resistência ao corte da cavilha

Esta verificação foi realizada tendo em conta a carga atuante mais elevada, traduzindo-se na reação vertical de um dos quatro pés dos extremos da base retangular da tenda, para a combinação mais desfavorável em estado limite último:

$$F_{v,Ed} = 1,35 \times PP + 1,35 \times RP1 = 24,381 \text{ kN}$$

A cavilha está sujeita à reação vertical a meio e com o valor acima indicado, assim como a dois esforços com o valor $F_{v,Ed}/2$ nas extremidades com direção contrária à reação, sendo que estes esforços são provocados pela sapata, que contraria o esforço exercido no pilar.

A condição seguinte deve ser satisfeita:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times \pi \times 9^2 \times 430}{1,25} = 52,522 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 24,381 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Verifica!*

Verificação da resistência ao esmagamento da chapa e da cavilha

Devido à cavilha atravessar três orifícios de diferentes elementos da estrutura, como referido anteriormente, é necessário fazer a verificação ao esmagamento da chapa que constitui a sapata assim como a chapa que faz parte do pórtico.

A norma EN 1993-1-8 exige que esta verificação seja efetuada para os estados limites últimos (E.L.U.) e também para os estados limites de serviço (E.L.S.). No primeiro

caso, a combinação mais desfavorável é a mesma que a da verificação anterior, ou seja, $F_{v,Ed} = 24,381 \text{ kN}$.

No caso dos estados limites de serviço, a combinação mais desfavorável é a das combinações raras ou características, dada por:

$$F_{b,Ed,ser} = F_{v,Ed,ser} = PP + RP1 = 18,060 \text{ kN}$$

Para E.L.U.:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \times 90 \times 18 \times 275}{1,00} = 668,25 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 24,381 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Verifica!* (Para a chapa do pórtico)

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \times 30 \times 18 \times 275}{1,00} = 222,750 \text{ kN} \geq \frac{F_{b,Ed}}{2} = 12,191 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Verifica!* (Para a chapa da sapata)

Para E.L.S.:

$$F_{b,Rd,ser} = \frac{0,6 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M6,ser}} = \frac{0,6 \times 90 \times 18 \times 275}{1,00} = 267,30 \text{ kN} \geq F_{b,Ed,ser} = 18,06 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Verifica!* (Para a chapa do pórtico)

$$F_{b,Rd,s} = \frac{0,6 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M6,ser}} = \frac{0,6 \times 30 \times 18 \times 275}{1,00} = 89,10 \text{ kN} \geq \frac{F_{b,Ed}}{2} = 9,03 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Verifica!* (Para a chapa da sapata)

Verificação da resistência à flexão da cavilha

Na presente dissertação foi referido que este tipo de estruturas temporárias não podem transmitir momentos ao solo pelo facto de não possuir quaisquer elementos que constituam fundação da mesma, não possuindo encastramentos mas sim apoios duplos. Contudo, existe um momento fletor a ser considerado na verificação da resistência das cavilhas que se deve às três forças a que esta se encontra sujeita, pela chapa do pórtico e pelas chapas da sapata.

Esse valor de momento fletor é calculado a partir das cargas referidas anteriormente para os estados limites últimos e de serviço através do diagrama de momentos fletores, sendo que o valor máximo é dado através de:

$$\text{Para E.L.U.: } M_{Ed} = -\frac{F_{v,Ed} \cdot l}{4} = -\frac{24,381 \times 0,25}{4} = -1,524 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para E.L.S.: } M_{Ed,ser} = -\frac{F_{v,Ed,ser} \cdot l}{4} = -\frac{18,060 \times 0,25}{4} = -1,129 \text{ kN.m}$$

Para que esta verificação seja realizada, as seguintes condições têm que ser válidas:

Para E.L.U.:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \frac{1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \times 572,555 \times 460}{1,00} = 39,506 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} \\ &= -1,524 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Verifica!} \end{aligned}$$

Para E.L.S.:

$$\begin{aligned} M_{Rd,ser} &= \frac{0,8 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M6,ser}} = \frac{0,8 \times 572,555 \times 460}{1,00} = 21,070 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,ser} \\ &= -1,129 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Verifica!} \end{aligned}$$

Onde:

$$W_{el} = \frac{I}{\vartheta} = \frac{\pi \cdot d^4 / 64}{d/2} = \frac{\pi \cdot d^3}{32} = 572,555 \text{ mm}^2$$

Verificação da resistência da cavilha a uma combinação de esforço de corte e flexão

Para analisar a resistência da cavilha a esta combinação de esforços é necessário satisfazer a condição seguinte da norma EN 1993-1-8:

$$\begin{aligned} \left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 &\leq 1,00 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \left[\frac{-1,524}{39,506} \right]^2 + \left[\frac{24,381}{52,522} \right]^2 &= 0,217 \leq 1,000 \Rightarrow \text{Verifica!} \end{aligned}$$

Requisitos dimensionais para a geometria dos elementos

A norma EN 1993-1-8 impõe dimensões mínimas para a geometria dos elementos com extremidades ligadas por cavilhas. Na figura 44 estão expressas as dimensões mínimas a cumprir, assim como as fórmulas para sua determinação.

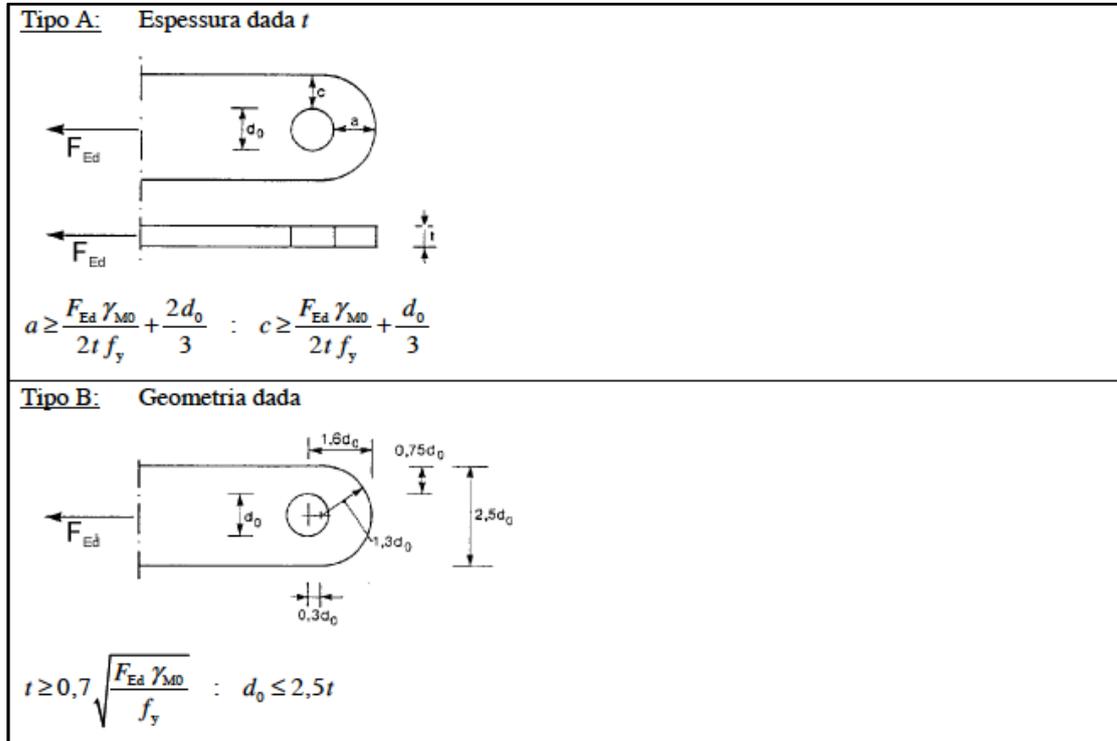


Figura 44: Requisitos geométricos para elementos com extremidades ligadas por cavilhas (EN 1993-1-8, 2010).

No caso em análise, a espessura e geometria das chapas já existe, tendo sido escolhido o tipo A para realizar a verificação.

Para as chapas dos pórticos:

$$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \frac{24,381 \times 1,00}{2 \times 0,09 \times 275000} + \frac{2 \times 0,020}{3} = 14,053 \text{ mm}$$

$$a = 8,246 \text{ mm} \leq 14,053 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Não verifica!}$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{24,381 \times 1,00}{2 \times 0,09 \times 275000} + \frac{0,020}{3} = 7,273 \text{ mm}$$

$$c = 8,000 \text{ mm} \geq 7,273 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica!}$$

Para as chapas das sapatas:

$$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \frac{12,191 \times 1,00}{2 \times 0,03 \times 275000} + \frac{2 \times 0,017}{3} = 11,334 \text{ mm}$$

$$a = 5,500 \text{ mm} \leq 11,334 \text{ mm} \Rightarrow \text{Não verifica!}$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{12,191 \times 1,00}{2 \times 0,03 \times 275000} + \frac{0,017}{3} = 5,667 \text{ mm}$$

$$c = 6,5 \text{ mm} \geq 5,667 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

Através dos cálculos efetuados podemos concluir que a espessura representada na imagem anterior pela letra “a” não verifica as dimensões mínimas impostas pela norma, para ambas as chapas. Para que estas condições sejam aplicadas poderia ser aumentada essa dimensão para 15 mm no caso da chapa dos pórticos e para 12 mm no caso da chapa das sapatas.

A outra ligação que necessita de verificação é do tipo aparafusada e tem como função unir as barras que constituem cada um dos pórticos. Para fazer essa ligação existe uma chapa de aço que entra dentro das barras de alumínio de secção oca em ambos os lados. Para cada um deles existem quatro parafusos que atravessam o alumínio e a peça de aço em dois planos. Na figura 45 podemos verificar o desenho da referida ligação.

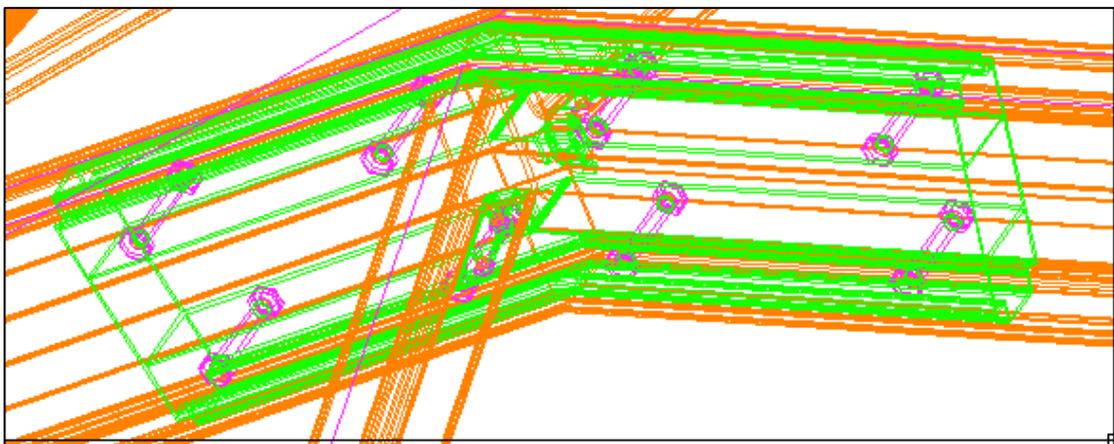


Figura 45 Esquema da ligação aparafusada das barras dos pórticos (Irmarfer, 2012).

A chapa de aço que faz a ligação de ambas as barras encontra-se representada a verde, enquanto que as barras em alumínio se encontram a castanho. As dimensões necessárias para efetuar todas as verificações exigidas pela norma EN 1993-1-8 estão indicadas na figura 46, assim como os valores das cargas atuantes obtidas através do software.

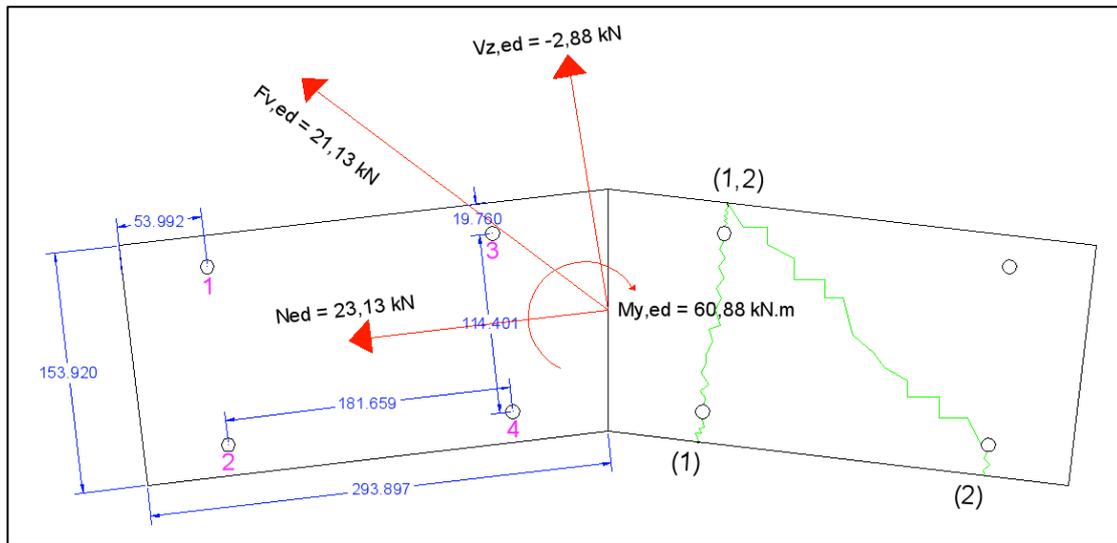


Figura 46: Dimensões das chapas de aço e alumínio e cargas atuantes.

Verificação das dimensões mínimas e máximas dos furos dos parafusos

$$1,2. d_0 \leq e_1 \leq 4.t + 40 \Leftrightarrow 11,057 \text{ mm} \leq 53,992 \text{ mm} \leq 60,000 \text{ mm} \quad \textit{Verifica!}$$

$$1,2. d_0 \leq e_2 \leq 4.t + 40 \Leftrightarrow 11,057 \text{ mm} \leq 19,760 \text{ mm} \leq 60,000 \text{ mm} \quad \textit{Verifica!}$$

$$2,2. d_0 \leq p_1 \leq 200 \Leftrightarrow 20,271 \text{ mm} \leq 181,659 \text{ mm} \leq 200,000 \text{ mm} \quad \textit{Verifica!}$$

$$2,4. d_0 \leq p_2 \leq 200 \Leftrightarrow 22,114 \text{ mm} \leq 114,401 \text{ mm} \leq 200,000 \text{ mm} \quad \textit{Verifica!}$$

Esforço máximo dos parafusos numa ligação excêntrica por corte

Na figura 46 podemos verificar que a chapa é simétrica, então basta fazer as verificações para um dos lados. Os esforços atuantes de cálculo encontram-se aplicados no ponto indicado, isto é, no nó que fica no meio de ambas as chapas, mas uma vez que se vai verificar uma das chapas, esses esforços têm que ser transferidos para o centro de gravidade da chapa.

A tabela 22 fornece as distâncias entre cada um dos parafusos numerados na imagem anterior e o centro de gravidade da chapa.

Tabela 22: Distâncias de cada parafuso de uma chapa ao seu centro de gravidade.

Parafuso	x_i (mm)	y_i (mm)	x_i^2 (mm)	y_i^2 (mm)
1	-91,01	-57,20	8282,73	3271,84
2	-91,01	57,20	8282,73	3271,84
3	91,01	-57,20	8282,73	3271,84
4	91,01	57,20	8282,73	3271,84
Σ			33130,92	13087,36

Uma vez que existe esforço axial, esforço transversal e momento fletor no nó que une as barras:

$$k = \frac{M_{ed}}{\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2} = \frac{V_{z,Ed} \cdot d + M_{0,y}}{\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2} = 1330,146$$

$$H_i = \frac{H}{n} + k \cdot y_i = 70,302 \text{ kN}, \text{ para os parafusos 1 e 3.}$$

$$H_i = \frac{H}{n} - k \cdot y_i = -81,867 \text{ kN}, \text{ para os parafusos 2 e 4.}$$

$$V_i = \frac{V}{n} - k \cdot x_i = -121,537 \text{ kN}, \text{ para os parafusos 1 e 2.}$$

$$V_i = \frac{V}{n} + k \cdot x_i = 120,097 \text{ kN}, \text{ para os parafusos 3 e 4.}$$

Resultantes:

$$F_{v,Ed,1} = \sqrt{H_1^2 + V_1^2} = 140,261 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,2} = \sqrt{H_2^2 + V_2^2} = 146,400 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,3} = \sqrt{H_3^2 + V_3^2} = 139,161 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,4} = \sqrt{H_4^2 + V_4^2} = 145,346 \text{ kN}$$

De acordo com os cálculos efetuados, o parafuso 2 é o que está sujeito a um esforço maior então a ligação foi verificada para esse valor, pelo lado da segurança.

Verificação da resistência ao corte por plano de corte

Para verificação da resistência ao corte por plano de corte é necessário ter em conta as especificações do parafuso, que no caso são M16 pertencentes à classe 8.8 de

resistência. Para que o cálculo seja realizado, a norma EN 1993-1-8 exige a verificação da seguinte condição:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN} \leq \frac{F_{v,Ed}}{2} = 73,200 \text{ kN}$$

\Rightarrow Não Verifica!

A resistência da ligação ao corte por plano de corte não é suficiente face às solicitações a que se encontra sujeita. Para aumentar a sua resistência deveria usar-se um parafuso maior. No caso um parafuso M18 já seria suficiente.

Verificação da resistência ao esmagamento das chapas

Como se pode observar na figura 45, os parafusos atravessam chapas de dois materiais diferentes, sendo por isso necessário verificar a resistência ao esmagamento de ambas.

Para a chapa de aço:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 68,500 \text{ kN} \leq \frac{F_{v,Ed}}{2} = 73,200 \text{ kN}$$

\Rightarrow Não verifica!

Onde:

$$\alpha_b = \text{Mín.} \{ \alpha_d; f_{ub}/f_u; 1,0 \} = 1,0$$

E:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1,953$$

E:

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = 1,860$$

E:

$$k_1 = \text{Mín.} \{ 2,8 \cdot e_2/d_0 - 1,7; 1,4 \cdot p_2/d_0 - 1,7; 2,5 \} = 2,5$$

Para a chapa de alumínio:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 43,2 \text{ kN} \leq \frac{F_{v,Ed}}{2} = 73,2 \text{ kN}$$

\Rightarrow Não verifica!

Os passos intermédios da expressão anterior são iguais para a chapa de alumínio, nos quais apenas se altera o valor da tensão última à tração, que desta vez se usa o valor para o alumínio.

Para que esta ligação verifique a resistência ao esmagamento deverá usar-se um parafuso M30 devido à baixa resistência da chapa de alumínio ou, em alternativa, aumentar-se a espessura da chapa de alumínio e usar um parafuso ligeiramente menor.

Verificação do esforço resistente de tração das chapas

Tal como foi referido para a verificação anterior, existem chapas de dois materiais diferentes na referida ligação, sendo portanto necessário verificar a resistência de ambas as chapas aos esforços de tração.

É relevante referir que na figura 45 se verificam umas linhas a verde representativas das possíveis linhas de rotura da chapa devido ao esforço de tração.

Para a chapa de aço:

A norma EN 1993-1-8 exige a verificação da seguinte condição:

$$N_{t,Rd} \geq F_{v,Ed}$$

Onde o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$N_{t,Rd} = \text{Mín.} \{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = 98,108 \text{ kN}$$

Onde:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 211,640 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 98,108 \text{ kN}$$

E:

$$A_{net} = \text{Mín.} \{A_{net,1}; A_{net,2}\} = 316,89 \text{ mm}^2$$

$$A_{net,1} = b \cdot t - n \cdot d_0 \cdot t = 677,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{net,2} = b \cdot t - n \cdot d_0 \cdot t + \Sigma \frac{s^2 \cdot t}{4 \cdot p} = 316,89 \text{ mm}^2$$

$$A = b \cdot t = 769,60 \text{ mm}^2$$

Por fim,

$$N_{t,Rd} = 98,108 \leq F_{v,Ed} = 146,400 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Não verifica!}$$

Para a chapa de alumínio:

A norma EN 1993-1-8 exige a verificação da seguinte condição:

$$N_{t,Rd} \geq F_{v,Ed}$$

Onde o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$N_{t,Rd} = \text{Mín.} \{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = 61,416 \text{ kN}$$

Onde:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 173,25 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 61,416 \text{ kN}$$

Os restantes cálculos intermédios têm o mesmo procedimento e os mesmo valores para o caso da chapa de aço.

Por fim,

$$N_{t,Rd} = 61,416 \leq F_{v,Ed} = 146,400 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Não verifica!}$$

A solução para o facto de não se verificar a resistência das chapas à tração face aos esforços aplicados está no aumento das suas dimensões, nomeadamente a sua largura e espessura, para ambas as chapas de aço e alumínio, aumentando consequentemente a sua resistência.

5. Processos de montagem e desmontagem da tenda VIP

5.1. Montagem

5.1.1. Marcação no terreno da base retangular da tenda e fixação das sapatas

Os trabalhos de montagem da estrutura em estudo começam com a descarga dos contentores/camiões de material, conjuntamente com a separação e empilhamento dos diferentes elementos constituintes, transportando-os para o devido local. Essa tarefa é geralmente realizada com a cooperação da equipa de trabalho, assim como empilhadores e multifunções telescópicas.

Posteriormente pretende-se localizar e marcar no terreno os pontos onde se vão colocar as sapatas da estrutura. Para realizar esta tarefa começa-se por marcar os seis pontos principais da parte retangular da tenda a partir dos quais se marcam os restantes, como indicado na figura 47. No caso, essa marcação foi efetuada por uma equipa de topógrafos profissionais que recorrem ao uso de aparelhos como estações totais, entre outros.

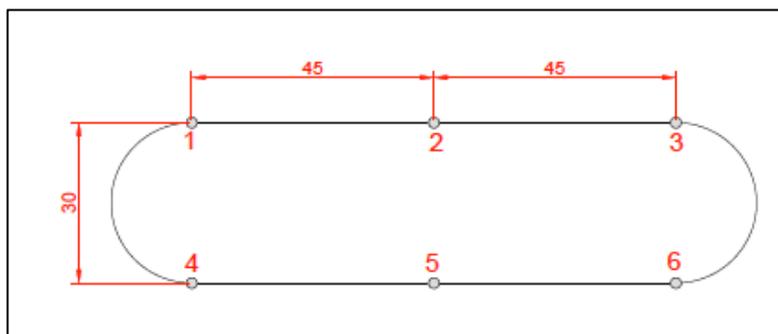


Figura 47: Localização dos pontos marcados pelo topógrafo.

Definida a localização exata dos seis pontos principais indicada pelos topógrafos, procede-se à marcação dos restantes em ambas as faces retas da tenda iglo, espaçados de cinco em cinco metros até completar os noventa metros de comprimento dessa parte retangular. Esse procedimento tem que ser obrigatoriamente preciso e rigoroso,

pois as peças são fabricadas com as medidas exatas que se pretende para cada estrutura. É usada uma fita métrica, um marcador e uma linha que é colocada entre os dois pontos extremos de cada face reta para alinhar os pontos.

Seguidamente espalham-se as sapatas de aço nos pontos previamente marcados de forma a que o centro desta fique em cima do ponto. Essa centralização das sapatas e o auxílio da linha anteriormente referida faz com que estas fiquem alinhadas de forma a obter uma esquadria perfeita. A figura 48 exemplifica o alinhamento de algumas das sapatas da estrutura.



Figura 48: Colocação e alinhamento das sapatas da estrutura.

Após se ter a certeza de que as sapatas se encontram no local exato, procede-se à furação de um dos dois orifícios de uma das fileiras da parte exterior desta, recorrendo ao uso de uma máquina de furação pneumática. No orifício onde se realizou essa furação, colocou-se uma bucha de ataque com porca que fixa a sapata ao solo. Esse tipo de buchas são usadas no terreno em questão devido ao solo ser considerado relativamente bom para implantação de uma estrutura deste cariz, sendo colocada e apertada usando uma marreta e uma chave inglesa. Conforme a bucha é apertada, sofre uma pressão que faz com que se crave no solo devido à abertura de um dispositivo que estas possuem na sua extremidade. A figura 49 representa uma sapata colocada desta forma.



Figura 49: Furação e fixação inicial de uma das sapatas da estrutura.

5.1.2. Montagem dos pórticos e aplicação dos cabos de aço

A etapa seguinte é a montagem dos pórticos no chão. Cada um é constituído por oito barras, quatro de cada lado do cume, sendo que todas elas possuem cerca de seis metros de comprimento exceto as barras que ligam às sapatas que, por sua vez, possuem uma emenda de dois metros totalizando oito metros de comprimento. Primeiramente as barras são transportadas para o local com o auxílio de um empilhador e só depois colocadas no sítio exato para que seja realizada a sua junção. Este processo resume-se à colocação de uma peça de aço que entra dentro das extremidades de cada viga oca de alumínio, que possui quatro furos de cada lado, coincidentes com os das barras para que sejam colocados e apertados os parafusos, constituindo uma ligação rígida entre barras. Nos furos onde se irão aplicar os cabos de aço deixa-se o orifício livre. As figuras 50, 51 e 52 ilustram este procedimento.



Figura 50: Espalhamento das barras constituintes dos pórticos no chão, prontas a serem aparafusadas.



Figura 51: Junção de pórticos finalizada.



Figura 52: Exemplo de uma união de duas barras, com um dos orifícios livre para aplicação do cabo de aço.

Para efetuar a ligação entre as barras que constituem os pés dos pórticos e as respectivas sapatas começa-se por uma das faces laterais retas da tenda, aparafusando barra a barra até à extremidade oposta do mesmo. Essa sequência de montagem evita a ocorrência de erros nos encontros das barras, terminando o processo na extremidade oposta do pórtico. A ligação à sapata recorre a um sistema de encavilhamento com colocação de guilhopilhas, que são pequenas peças em aço que se colocam no orifício da cavilha para que esta não deslize e se solte, consequentemente. A figura 53 ilustra a situação descrita anteriormente.



Figura 53: Ligação do pórtico à sapata.

Posteriormente procede-se à colocação de uma das extremidades dos cabos de aço, previamente montados, nos orifícios dos pórticos deixados livres para que esta aplicação possa ser efetuada, ficando a outra extremidade suspensa durante o processo de levantamento dos pórticos. A figura 54 exemplifica um cabo montado e pronto a aplicar. Usualmente constroem-se cabos mais longos através de uniões de cabos deste tipo, conforme as necessidades.



Figura 54: a) Cabos de aço usados nas tendas. b) Pormenor do esticador e peça de união do cabo de aço ao pórtico.

5.1.3. Levantamento dos pórticos e encaixe das travessas

O levantamento do primeiro pórtico constitui o passo seguinte no processo de montagem. Após a montagem da grua no local mais apropriado para o levantamento, são presos dois cabos no seu gancho, amarrando-se as outras extremidades ao pórtico que se pretende erguer. É de extrema importância que esta amarração se localize exatamente à mesma distância do cume para garantir segurança, evitar torção do pórtico e, conseqüentemente, evitar uma pressão demasiado elevada sobre as peças.

O levantamento do pórtico é feito muito lentamente até que atinja estabilidade na posição vertical. É de referir que o primeiro pórtico a ser levantado necessita de uma cinta de cada lado, que o amarre ao chão para que se mantenha na posição vertical e só depois é que podem ser desamarrados os cabos que o ligam à grua para proceder ao levantamento do pórtico seguinte. As imagens 55 e 56 elucidam sobre o método acima descrito.



Figura 55: Grua executando o levantamento de um pórtico da tenda.

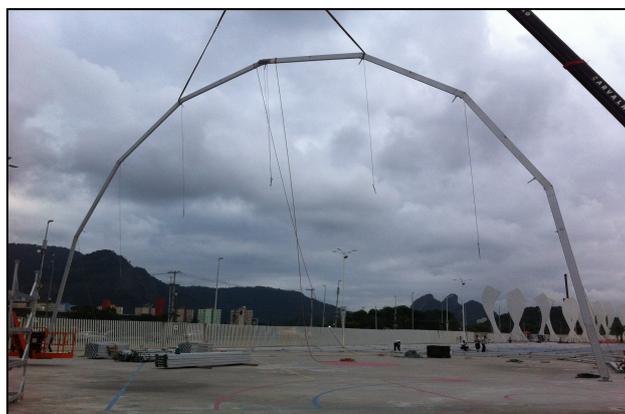


Figura 56: Pórtico na posição vertical procurando-se atingir estabilidade.

Quando o segundo pórtico erguido atinge a estabilidade na posição vertical, procede-se ao encaixe das barras horizontais que conectam os pórticos, designadas usualmente por travessas. Numa das extremidades de cada travessa existe um gancho que encaixa numa peça existente no pórtico fabricada com esse propósito, sendo essa a primeira parte a ser colocada. A outra extremidade possui uma saliência reta que encaixa da mesma forma no pórtico. Para a realização desta atividade recorre-se ao uso de plataformas elevatórias e apenas se desamarram os cabos da grua que dão estabilidade ao pórtico após a colocação de todas as travessas do vão a ser montado.

Todo este processo é repetido até que a totalidade dos pórticos e respetivas travessas estejam devidamente montados. A figura 57 representa esta fase de montagem da tenda iglo.



a)

b)

Figura 57: a) Pormenor de ligação de uma travessa ao pórtico. b) Colocação das travessas enquanto a grua mantém o pórtico estável na posição vertical.

No caso de existir mais do que uma plataforma elevatória disponível, a fixação das extremidades soltas dos cabos de aço pode ser realizada simultaneamente com o levantamento dos restantes pórticos e colocação das travessas, de forma a conferir estabilidade à estrutura. Por outro lado, se apenas houver uma plataforma elevatória disponível, os jogos de cabos de aço devem ser colocados antes de se erguerem os restantes pórticos, de forma a contraventar a estrutura e garantir segurança da mesma durante a montagem. Cada cabo de aço possui um esticador que é regulado de forma a

que fique completamente tracionado. A figura 58 exemplifica o método de colocação dos cabos de aço.



a)

b)

Figura 58: Pormenor de ligação do cabo de aço à sapata. b) Colocação das travessas em simultâneo com a fixação dos cabos de aço.

5.1.4. Montagem dos semicírculos da tenda

Terminada a montagem do esqueleto da parte retangular da tenda iglo, inicia-se a marcação no solo dos pontos onde se vão localizar as sapatas que constituem cada um dos dois semicírculos. Este processo realiza-se através de medições com fita métrica tal como representado na figura 59, cujas sapatas se encontram representadas pelos círculos azuis.

Após a marcação dos pontos, inicia-se a distribuição das sapatas nos respetivos locais e aí são fixas ao chão adotando o método das buchas de ataque referido anteriormente para a parte retangular da tenda. Estes processos de marcação, distribuição e fixação das sapatas podem ser iniciados antes de finalizar o levantamento de todos os pórticos da parte retangular, desde que haja mão de obra e maquinaria suficiente à disposição para trabalhar em simultâneo.

No cume da tenda, coincidente com o eixo de cada semicírculo, são colocadas peças metálicas na fase de montagem dos pórticos no chão, conectadas ao último pórtico de cada lado da tenda. As peças têm o formato representado na figura 60 e possuem sete

orifícios onde são colocados e presos cada um dos sete pórticos que representam a parte semicircular da tenda. Essa fixação é realizada por encavilhamento.

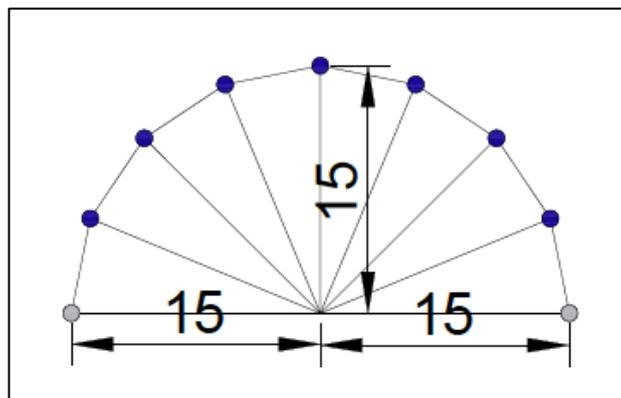


Figura 59: Localização das sapatas na face semicircular.



Figura 60: Peça aparafusada ao primeiro e último pórtico da parte retangular da tenda onde são encaixados os pórticos das faces semicirculares.

À semelhança do que foi feito na montagem dos pórticos das faces retas da tenda, procede-se à junção das barras que formam cada pórtico dos semicírculos, sendo estes encaixados e aparafusados da mesma forma.

Sucedese a fase de levantamento dos pórticos dos semicírculos. Primeiramente coloca-se a grua no local propício, efetua-se a sua montagem e amarra-se uma cinta resistente no pórtico que se pretende levantar, ligando a outra extremidade ao gancho da grua. Em seguida, a grua inicia o levantamento do pórtico ainda desconectado da

respetiva sapata, sendo essa conexão efetuada antes de este se encontrar na posição vertical. Quando o pórtico atinge a sua posição final, é encaixado à peça metálica referida anteriormente recorrendo a uma plataforma elevatória para a equipa se deslocar ao cimo da tenda. Posteriormente a cinta é desamarrada do pórtico já fixo e em segurança, repetindo-se o mesmo procedimento para os restantes. Na figura 61 podemos verificar parte de uma das faces semicirculares montada.



Figura 61: Esqueleto da estrutura com uma das faces semicirculares em montagem.

5.1.5. Colocação das telas e fechamento lateral

Nesta etapa em que todo o esqueleto da estrutura se encontra montado, procede-se à colocação das telas. Fase esta que frequentemente é denominada de “vestir a tenda”, numa linguagem mais prática.

Pelo facto de existirem dois tipos de lonas diferentes nesta estrutura, o que resulta em processos de aplicação e tratamento distintos, estes encontram-se descritos em separado. Inicialmente são colocadas as lonas das faces retas da tenda, que possuem uma largura de cinco metros correspondendo à distância entre pórticos, começando-se pela distribuição destas nos locais onde serão aplicadas posteriormente. Essa tarefa é realizada com recurso a um empilhador, deixando as lonas pousadas no solo. Em seguida divide-se a equipa em dois, uma parte para cada lado da tenda alinhadas pelo mesmo pórtico, em que a equipa do lado onde se encontra a lona a encaixa no devido local do pórtico tal como descreve a figura 62 a).

Posteriormente são colocadas duas cordas que “abraçam” a tenda no vão que se pretende vestir e que se prendem à lona, uma de cada lado junto aos pórticos. Do lado oposto da estrutura, os homens puxam ambas as cordas ao mesmo tempo de modo a subir a lona até ao cume e depois descer até ficar à mesma altura dos dois lados. Na maioria das montagens encontram-se disponíveis uma ou mais plataformas elevatórias durante esta fase, sendo implementado um sistema em que essa máquina faz subir e descer a lona para evitar o cansaço e possíveis lesões nos trabalhadores que de outra forma estariam a puxar manualmente. Para amarrar as cordas à plataforma elevatória é usado um sistema de roldanas, uma em cada sapata, por onde passam as cordas que são ligadas por mosquetões e amarradas à máquina. Esse processo repete-se para a totalidade das lonas mas é importante referir que nem todas possuem o mesmo tamanho, pois em locais de aberturas como varandas e saídas de emergência estas são fabricadas com menores comprimentos para permitir a circulação de pessoas, de acordo com o projeto.

A partir do momento em que se encontram colocadas as telas das fachadas laterais da tenda procede-se à aplicação das telas dos semicírculos, possuindo estas um formato triangular a que normalmente se denomina de “bacalhau”. Primeiramente são colocadas no chão de forma cuidada, dobradas e enroladas para que a plataforma elevatória as transporte até ao topo da tenda, onde se juntam cerca de dois a três homens com todo o equipamento de segurança necessário para trabalhar em cima da estrutura. Aí a lona é desdobrada e encaixa-se a parte mais larga nas ranhuras existentes nos pórticos desenhadas com este fim. Nessa parte mais larga são amarradas duas cordas, uma em cada extremidade e, por fim, a lona é puxada por dois homens em cada corda até atingir a posição desejada. Tal como acontece com as telas das faces retas, este processo repete-se até que todas se encontrem no devido lugar. Na figura 62 encontram-se duas fotografias que expõem alguns pormenores desta fase da montagem.



a)

b)

Figura 62: a) Colocação das telas nas ranhuras dos pórticos para que sejam puxadas. b) Plataforma elevatória usando o sistema de roldanas com cordas para colocar a tela.

As telas possuem nas suas extremidades uma tira branca designada por goiana que é uma espécie de “saco” que se estende ao longo da sua largura, confeccionado para que nesta fase sejam aí colocadas umas barras designadas por régua. As régua de cada tela são unidas através de um complemento metálico que entra dentro de cada uma das suas extremidades e, tal como o nome indica, servem para alinhar e esticar as lonas, mantendo-as à mesma altura em ambas as fachadas da tenda, conforme o projeto. A figura 63 ilustra uma régua colocada numa das telas constituintes da estrutura.



Figura 63: Exemplo de colocação de régua em faces de comprimentos diferentes.

Para que o processo de esticamento das telas seja perfeito e contribua para que estas não subam durante o tempo de vida útil da estrutura, é usado um sistema de cintagem. Existe uma máquina que estica as cintas em cada pórtico, ficando estas presas à sapata ou a algum orifício nele existente através de um gancho numa das extremidades da

cinta, enquanto que a outra fixa na régua. Na figura 64 verifica-se o exemplo de cintagem anteriormente descrito.



Figura 64: Exemplo de como se podem fixar as cintas em ambas as extremidades.

Por último colocam-se as telas laterais que fazem o fechamento da tenda, designadas por cortineiras. Para as segurar é colocada uma barra em cada vão que fixa aos pórticos através de um sistema de agarras nele aparafusadas, possuindo um tubo que entra nessas barras ocas. O procedimento para a sua aplicação é realizado com o auxílio de duas plataformas elevatórias, uma em cada pórtico onde se pretende colocar a barra, sendo que primeiro é inserido o tubo da agarra dentro da barra e colocada à altura desejada, onde é aparafusada. Em seguida o homem que se encontra na outra plataforma elevatória nivela a barra e segue o mesmo procedimento de encaixe.

Tal como nas barras que constituem os pórticos, as cortineiras possuem um design semelhante que permite a colocação da tela através de um gancho redondo em todas as arestas ao longo do seu vão. O fechamento é efetuado usando duas cortineiras do mesmo tamanho em cada vão entre pórticos que entram no meio da barra e deslizam para as pontas, sendo unidas através de umas cordas e orifícios existentes na lona que completam o fechamento da tenda. Nas figura 65 e 66 encontram-se alguns dos materiais referidos anteriormente, assim como exemplos de barras e cortineiras já colocadas.



Figura 65: Agarras fabricadas para fixação das cortineiras aos pórticos. b) Barras com design fabricado para segurar as cortineiras e permitir a sua aplicação.

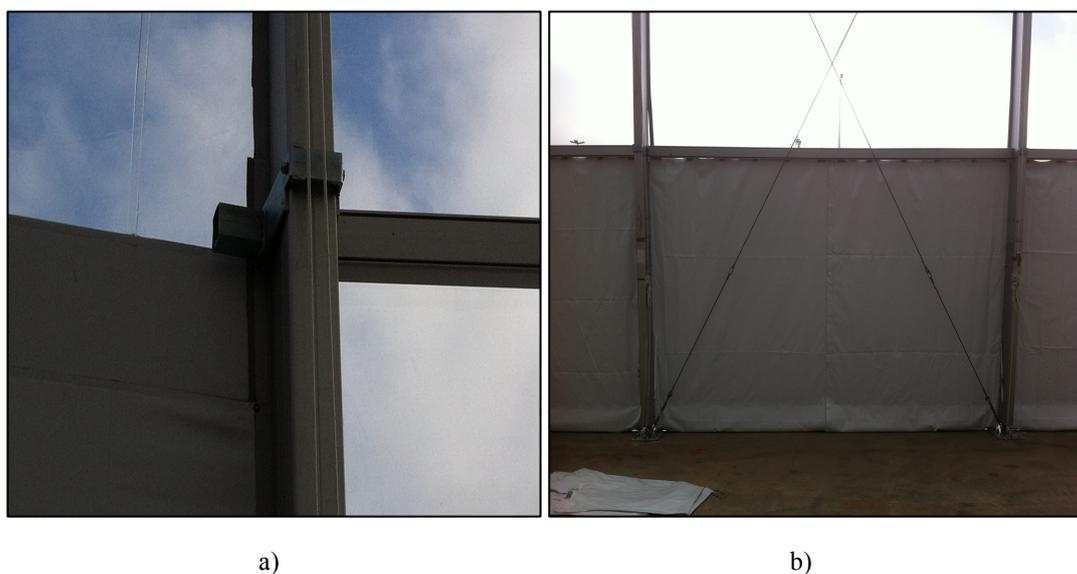


Figura 66: a) Agarra aparafusada ao pórtico. b) Fechamento totalmente finalizado para um vão com cabo de aço.

5.2. Desmontagem

O processo de desmontagem da tenda VIP não foi acompanhado em obra, além do facto de não existir qualquer manual de desmontagem das tendas fornecidos pela empresa. Isso deve-se ao facto deste ser um processo inverso ao de montagem, mas

não menos importante, pois algum erro pode levar ao colapso da estrutura (Morais, 2011). Por ser o inverso do processo de montagem, não foi descrito detalhadamente neste documento.

6. Conclusão

6.1. Conclusões finais

Na elaboração do presente documento foi efetuada uma pesquisa sobre todos os materiais a serem usados nesta área das estruturas metálicas temporárias, exprimindo deles as características inerentes mais importantes para entender o seu comportamento quando colocado em prática.

O tipo de estruturas metálicas temporárias existentes e com os quais a empresa trabalha foram objeto de uma análise profunda, uma vez que é muito importante ter uma percepção de como os diferentes elementos e materiais são conectados e do seu funcionamento estrutural em conjunto. Alguns dos exemplos que foram abordados elucidam sobre as responsabilidades e exigências que são colocadas quando um projeto deste cariz é solicitado.

Como parte prática deste trabalho foi selecionada uma das estruturas da empresa a ser montada durante o período de estágio. Relativamente a essa estrutura efetuou-se a verificação da segurança estrutural recorrendo a um software de cálculo e acompanhou-se todo o seu processo de montagem. Apesar da tenda iglo escolhida para análise ter sido dimensionada pela empresa segundo as normas portuguesas e europeias, também foi realizada uma verificação da segurança estrutural pelas normas brasileiras, uma vez que a estrutura foi montada na cidade do Rio de Janeiro, no Brasil.

No que diz respeito aos processos de montagem, foram acompanhados todos os detalhes para os vários tipos de estruturas montadas pela empresa no evento Rock in Rio 13'. Contudo é de salientar a tenda VIP pelo facto de as tendas iglo representarem mais de metade do volume de vendas da empresa, além de ter sido a estrutura escolhida para análise neste trabalho. Todos os processos descritos no capítulo referente às montagens necessitam elevado rigor e segurança para que não haja risco de ocorrência de problemas com a estrutura podendo mesmo levar ao seu colapso.

A maioria das verificações de segurança efetuadas pelo software para a estrutura tiveram como base os pressupostos da norma europeia EN 1999-1-1 para estruturas de alumínio, uma vez que todos elementos estruturais introduzidos no software foram

fabricados em alumínio extrudido, exceto os cabos de aço, e também pelo facto de não existirem normas nacionais ou brasileiras inerentes a este tipo de material.

Através da análise dos resultados obtidos pelas várias simulações de verificação de segurança estrutural efetuadas, conclui-se que a força devido ao vento é sem dúvida a ação mais condicionante na segurança da estrutura. Uma vez que não existem normas brasileiras para dimensionamento de estruturas temporárias deste cariz, o cálculo da ação do vento foi efetuado usando a norma ABNT NBR6123, que conduziu a resultados bastantes penalizantes para a estrutura. Conclui-se que não faz sentido dimensionar uma estrutura temporária como uma tenda iglo através de uma norma cujos pressupostos são direcionados para edificações.

Optou-se então por usar a versão portuguesa da norma europeia NP EN13782 para estruturas temporárias mas, apesar da velocidade de vento exigida no cálculo ter descido para cerca de 100km/h reduzindo as cargas atuantes sensivelmente para metade do seu valor anteriormente obtido, a segurança da estrutura não foi verificada para quase todas as suas barras. Contudo, é bastante relevante referir que a capacidade de resistência das telas da estrutura corresponde a uma velocidade de vento que ronda os 80km/h e uma vez que o material rasgue, o comportamento da estrutura modifica completamente.

Por fim decidiu-se avaliar qual a velocidade de vento limite que a estrutura suportaria, chegando-se ao valor de 50km/h por tentativas, para o qual foram efetuadas todas as restantes verificações de segurança, nomeadamente as ligações, capacidade resistente da tela, cabos de aço e estacas cravadas. Mesmo para esse valor de velocidade de vento, foi anulada a sobrecarga de equipamento sobre as barras superiores dos pórticos e ligeiramente aumentada a espessura dos perfis constituintes dos pórticos e das travessas para que a estrutura esteja em segurança.

Relativamente aos tipos de ligações analisados nesta dissertação verificam-se alguns resultados negativos quanto à sua segurança, principalmente nas ligações aparafusadas que conectam os pórticos. É por isso necessário proceder ao seu reforço, nomeadamente o aumento das dimensões das chapas de aço e alumínio, assim como o aumento do tamanho dos parafusos usados, aumentando assim a resistência global das ligações.

A estrutura apresenta uma resistência inferior à exigida pelas normas, havendo a necessidade de reforço futuro.

6.2. Trabalho futuro

Presentemente a empresa encontra-se em processo de certificação das suas estruturas na globalidade para diversos países, uma vez que todos os materiais usados já possuem certificado. Por conseguinte, já estão a ser fabricados perfis mais resistentes para a estrutura analisada neste documento, aumentando a secção de quase todos os seus elementos constituintes.

Com o constante aparecimento de novos projetos especiais, nomeadamente para condições mais severas e de maior exigência, é intenção da Irmarfer estar ao corrente dos novos materiais que aparecem constantemente no mercado, assim como analisar a sua viabilidade de aplicação no tipo de estruturas em estudo. Materiais nobres como o ETFE (etileno-tetrafluoroetileno), já com assinalável sucesso para soluções de cobertura, decoração e isolamento mais atrativas assim como qualidades térmicas e de luz superiores, constituem um caso de estudo para a empresa que visa reforçar a qualidade das suas estruturas.

7. Bibliografia

7.1. Referências bibliográficas

IRMARFER Estruturas SA. (2013). “*Desenhos 3D – Palco 40*”.

Meireles, F. (2012). “*Memória Descritiva e Justificativa Tenda Inglo de 20m*”, IRMARFER.

Davis, J. R. (1993). “*ASM Specialty Handbook: Aluminium And Aluminium Alloys*”.

Kammer; Catrin. (1999). “*Aluminium Handbook: Aluminium-Verlag*”, Duseeldorf.

Totten, George E.; Mackenzie, D. Scott. (2003). “*Handbook of Aluminium*”, USA.

Endutex – Revestimentos Têxteis SA. (2010). Ficha Técnica, ARTEC 650.

Yarahmadi, N.; Jakubowicz, I.; Martinsson, L. (2003). “*PVC floorings as post consumer products for mehanical recycling and energy recovery*”.

Titow, W. (1984). “*PVC Technology*”, Elsevier Applied Science Publishers, London.

Garcia, D.; Balart, R.; Crespo, J. E.; Lopez, J. (2006). “*Mechanical properties of recycled PVC blends with styrenic polymers*”.

Abreu, Patrícia Campos de. (2003). “*Caraça: a casa dos padres e o claustro*”, Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Ashby, Michael F.; Jones, David R. H. (1992). “*Engineering Materials 2*”, with corrections ed. Oxford: Pergamon Press.

Teobaldo, Izabela Naves Coelho. (2004). “*Estudo do aço como objeto de reforço estrutural em edificações antigas*”, Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.

Andrade, Péricles Bareto de. (1994). “*Curso Básico de Estruturas de Aço*”, 2 ed. Belo Horizonte: IEA Editora.

Tschemmerneegg, F.; Humer, C. (1988). “*The Design of Structural Steel Frames under Consideration of Nonlinear Behaviour of Joints*”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 11.

Callister, William D. (2002). “*Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução*”, 5 ed. Rio de Janeiro: LTC.

Darwin, D.; Browning, J.; O’Reilly, M.; Xing, L.; Ji, J. (2009). “*Critical chloride corrosion threshold of galvanized reinforcing bars*”.

IRMARFER Estruturas SA. (2012). “*CATÁLOGO IRMARFER*”.

Multiplus. (2012). “*Metálicas 3D. Curso Prático Interativo*”.

IRMARFER Estruturas SA. (2012). “*Desenhos 3D – Tenda Vip*”.

Pessanha, J. (2013). “*Memória Descritiva e Justificativa (Tenda VIP - Iglo 30m)*”, IRMARFER.

Metal 3D (2013). “*Novo Metal 3D*”.

ABAL: Associação Brasileira do Alumínio (2004). “*Fundamentos do alumínio e suas aplicações.*”, São Paulo.

ArcelorMittal. (2010). “*Perfis e Barras*”.

ABNT NBR 8800. (2006). “*Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*”.

Meireles, F. (2013). “*Memória Descritiva e Justificativa (Tenda VIP - Iglo 30m)*”, IRMARFER.

NP EN 13782. (2009). “*Estruturas temporárias. Tendões. Segurança*”.

EN1999-1-1. (2007). “*Design of Aluminium Structures*”.

RSA. (2007). “*Regulamento de Segurança e Ações*”.

EN1993-1-8. (2010). “*Projecto de ligações*”.

ABNT NBR 6123. (1988). “*Forças devidas ao vento em edificações*”.

Morais, M. (2011). “*Processo da Estrutura. Tenda Iglo (30m)*”, IRMARFER.

Ferreira, N. (2013). “*Memória de Cálculo (Iglo 30m)*”, IRMARFER.

7.2. Páginas de internet consultadas

Irmarfer – Tendões e Palcos. (2013). “*About Aluminium*”.

<https://www.facebook.com/Irmarfer>

Hydro. (2012). “*About Aluminium*”.

<http://www.hydro.com/en/Products/About-aluminium/>

Araújo, F. (2011). “*Extrusão de Alumínio*”.

<http://www.infoescola.com/industria/extrusao-de-aluminio/>

Ning. “*Classificação das Fibras Têxteis*”.

<http://api.ning.com/files/>

Endutex - Revestimentos Têxteis SA. 2010.

www.endutex.pt

Wang, Renato R. “*Cloreto de Polivinil – PVC*”.

<http://www.eletrica.ufpr.br/piazza/materiais/RenatoWang.pdf>

ECVM, European PVC Industry. “*What is PVC ?*”.

<http://www.pvc.org/en>

Portingell. (1982); Titow. (1984); Witenhafer. (1986). “*Policloreto de vinila*”.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Policloreto_de_vinila

Business Exchange. (2012). “*Steel Industry*”.

<http://bx.businessweek.com/steel-industry/news/>

Qingdao Zhongnuo Steel Sheet CO., LTD. 2011.

<http://www.qdznsteel.com/aco-galvanizado.html>

Anexo A. Cálculo das pressões devidas à força do vento

A.1 Cálculo pelas normas brasileiras

Primeiramente foi definida a velocidade básica do vento, V_0 , através do gráfico da imagem seguinte que representa as isopletas de velocidade básica no Brasil, com intervalos de cinco metros por segundo (5 m/s). Como podemos observar na figura A1, na cidade do Rio de Janeiro esse valor é de trinta e cinco metros por segundo (35 m/s). Representa a máxima velocidade média em rajadas de vento de três segundos, podendo ser excedida em média uma vez em cinquenta anos, sendo medida a dez metros de altura sobre o nível de terreno plano e aberto (NBR 6123,1988).

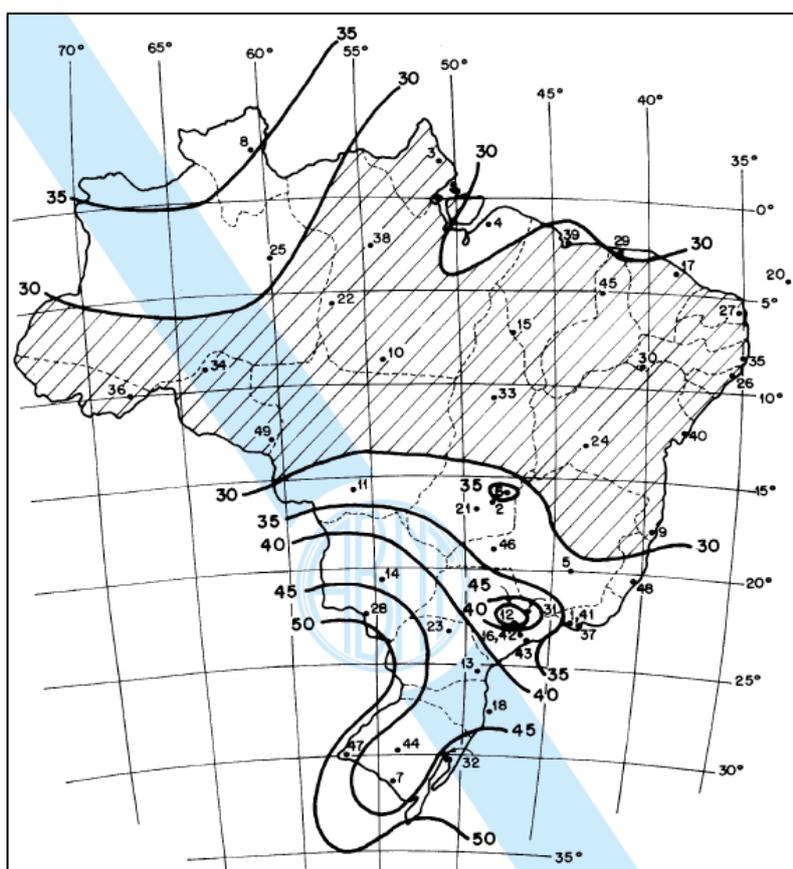


Figura A 1: Gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil (NBR 6123, 1988).

Posteriormente procedeu-se à definição do fator topográfico S_1 que define as variações do relevo do terreno. Devido a ser fracamente acidentado ou até mesmo considerado plano, o fator que se adotou segundo a norma foi de 1,0 (NBR 6123, 1988).

O fator S_2 por sua vez está relacionado com o efeito combinado da rugosidade do terreno, a variação de velocidade do vento com altura acima do solo e as dimensões da edificação, ou parte dela.

Analisando as várias categorias de rugosidade do terreno, definiu-se que o caso de estudo se insere na categoria II devido ao local ser uma região com lagos, caracterizada pela sua planicidade e ausência de elevados número de obstáculos isolados tais como árvores e edificações baixas. As elevadas dimensões da tenda em questão, já referidas anteriormente, faz com que esta pertença a uma classe C devido à sua maior dimensão horizontal exceder os cinquenta metros. Através destes dados podemos obter os resultados deste fator analisando a tabela da figura .

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Figura A 2: Fator S_2 (NBR 6123, 1988).

De acordo com a tabela 2 da Norma Brasileira em análise, serão usados três fatores S_2 diferentes para alturas “z” acima do solo.

$$z \leq 5 \rightarrow S_2 = 0,89$$

$$5 < z \leq 10 \rightarrow S_2 = 0,95$$

$$10 < z \leq 15 \rightarrow S_2 = 0,99$$

O último fator a ser definido designa-se por fator estatístico e é baseado em conceitos estatísticos que relacionam o grau de segurança pretendido e a vida útil da edificação, sendo denominado de fator S_3 (NBR 6123, 1988). De acordo com a tabela 3 da Norma Brasileira, o valor seria $S_3 = 0,83$ pelo facto de se inserir numa categoria de estruturas temporárias mas, pelo lado da segurança, majorou-se o valor a ser introduzido no software de cálculo, sendo aumentado para $S_3 = 1,1$ (valor mais elevado da tabela). Isso deve-se à elevada taxa de ocupação que a estrutura irá suportar, aumentando o perigo em caso de ruína devido a tempestades (Pessanha, 2013).

Determinados os três fatores e definida a velocidade básica do vento procedeu-se ao cálculo das velocidades características “ V_k ”, através da seguinte fórmula consultada na Norma Brasileira:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

Substituindo:

$$V_k = 35 \times 1,0 \times 0,89 \times 1,1 = 34,265 \frac{m}{s}, \quad z \leq 5 \text{ metros}$$

$$V_k = 35 \times 1,0 \times 0,95 \times 1,1 = 36,575 \frac{m}{s}, \quad 5 < z \leq 10 \text{ metros}$$

$$V_k = 35 \times 1,0 \times 0,99 \times 1,1 = 38,115 \frac{m}{s}, \quad 10 < z \leq 15 \text{ metros}$$

Obtidos os valores da velocidade característica do vento podemos proceder ao cálculo das pressões dinâmicas através da seguinte fórmula igualmente retirada da Norma Brasileira:

$$q = 0,613 \times (V_k)^2$$

Substituindo:

$$q = 0,613 \times 34,265^2 \cong 733,38 \frac{N}{m^2} \cong 0,733 \frac{kN}{m^2}, \quad z \leq 5 \text{ metros}$$

$$q = 0,613 \times 36,575^2 \cong 836,61 \frac{N}{m^2} \cong 0,837 \frac{kN}{m^2}, \quad 5 < z \leq 10 \text{ metros}$$

$$q = 0,613 \times 38,115^2 \cong 907,97 \frac{N}{m^2} \cong 0,908 \frac{kN}{m^2}, \quad 10 < z \leq 15 \text{ metros}$$

Para dar continuidade ao cálculo das ações de vento atuantes na estrutura foi necessário o cálculo das pressões externas “ C_{pe} ”, que tem em conta as características geométricas da tenda. Esta possui um formato iglo como já foi citado, o que dificulta a análise dos seus coeficientes devido à inexistência deste tipo de geometria na norma brasileira.

Para solucionar este problema e aproximar o máximo possível ao que acontece na realidade foi usada a tabela 9 da norma brasileira em questão que se encontra na figura seguinte.

β	Coeficiente de pressão externa c_{pe}			
	Superfície rugosa ou com saliências		Superfície lisa	
	$h/d=10$	$h/d \leq 2,5$	$h/d=10$	$h/d \leq 2,5$
0°	+1,0	+1,0	+1,0	+1,0
10°	+0,9	+0,9	+0,9	+0,9
20°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7
30°	+0,4	+0,4	+0,35	+0,35
40°	0	0	0	0
50°	-0,5	-0,4	-0,7	-0,5
60°	-0,95	-0,8	-1,2	-1,05
70°	-1,25	-1,1	-1,4	-1,25
80°	-1,2	-1,05	-1,45	-1,3
90°	-1,0	-0,85	-1,4	-1,2
100°	-0,8	-0,65	-1,1	-0,85
120°	-0,5	-0,35	-0,6	-0,4
140°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
160°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
180°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25

Figura A 3: Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas de seção circular (NBR 6123, 1988).

O formato da edificação referido na tabela encontra-se representado na figura A4, com a indicação do ângulo e da dimensão.

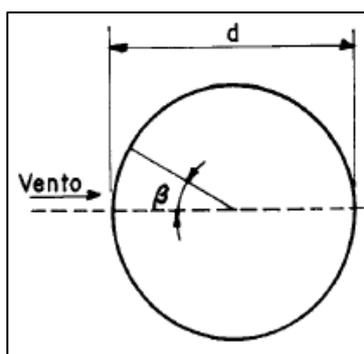


Figura A 4: Forma e indicação da dimensão da edificação detalhada na tabela anterior (NBR 6123, 1988).

Basicamente considerou-se que a estrutura da tenda VIP é semelhante à da imagem anterior com uma abertura a meio, que se traduz na sua parte retangular e na qual os coeficientes de pressão exterior são iguais em cada um dos pórticos, espaçados de cinco em cinco metros.

É relevante referir que os coeficientes da tabela anterior são aplicados apenas para um fluxo acima da região crítica, isto é, para um número de Reynolds $Re > 420000$ e com vento a incidir na direção perpendicular ao eixo do cilindro, de diâmetro “d”. Seguidamente encontra-se a expressão para determinação do número de Reynolds, que no caso é superior ao valor referido.

$$R_e = 70000 \cdot V_k \cdot d$$

$$R_e = 70000 \times 34,265 \times 30 \cong 7,2 \times 10^7 > 4,2 \times 10^5$$

É de salientar que o cálculo anterior foi realizado usando a menor das três velocidades características “ V_k ”, logo a análise é válida para as restantes também.

Na figura A5 encontra-se representado um dos semicírculos constituintes da tenda dividido em oito “fatias” com a indicação da numeração correspondente às tabelas que se seguem, que indicam os coeficientes de pressão exterior “ C_{pe} ”, assim como a direção do vento considerada. Tendo em conta que as pressões de vento foram inseridas no software de cálculo por pano e com cargas variáveis em altura em kN/m^2 , as interpolações realizadas para determinação dos coeficientes foram efetuadas para o centro de cada barra horizontal na cota inferior e superior de cada pano, respetivamente. Note-se também que os coeficientes e consequentemente as pressões

são simétricos para ambos os semicírculos não havendo por isso a necessidade de representar ambos.

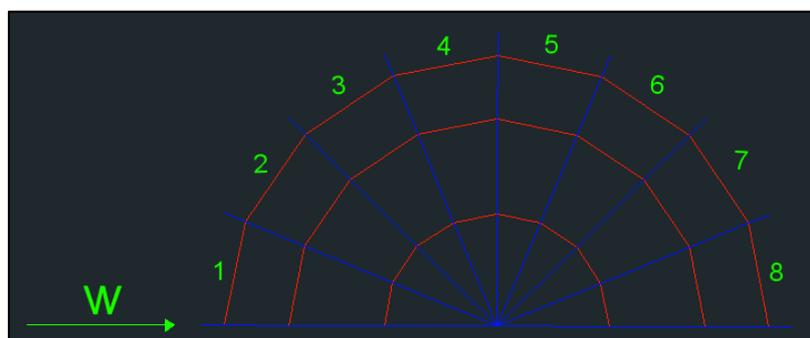


Figura A 5: Indicação da direção do vento e da numeração das "fatias" às quais pertencem os panos.

No cálculo dos coeficientes de pressão exterior através da tabela da figura A3 foi considerada uma superfície lisa e as seguintes dimensões:

$h = 15$ metros

$d = 30$ metros

Sendo que:

$$\frac{h}{d} = \frac{15}{30} = 0,5 \leq 2,5$$

Para o seu cálculo foram usados os valores dos coeficientes nas direções $\beta = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$ e $\beta = 180^\circ$ e realizaram-se interpolações entre esses valores de acordo com os ângulos de cada arco constituinte das "fatias".

Na tabela A1 apresentam-se os valores dos coeficientes de pressão exterior calculados seguindo o método referido anteriormente.

Tabela A 1: Coeficientes de pressão exterior para os semicírculos da tenda.

Coeficientes de pressão exterior "C _{pe} " de acordo com as alturas nos limites inferior e superior de cada pano					
Fatia	h = 0 metros	h = 5,74 metros	h = 10 metros	h = 13,85 metros	h = 15 metros
1	0,58	0,19	-0,03	-0,18	-1,20
2	-0,20	-0,10	0,16	0,14	-1,20
3	-0,78	-0,65	-0,27	-0,09	-1,20

4	-1,10	-0,98	-0,58	-0,13	-1,20
5	-1,16	-1,07	-0,80	-0,54	-1,20
6	-1,03	-0,96	-0,80	-0,55	-1,20
7	-0,77	-0,73	-0,61	-0,45	-1,20
8	-0,43	0,60	-0,69	-0,76	-1,20

Seguidamente encontra-se na figura A6 um exemplo de um arco da parte retangular da tenda com os respetivos coeficientes de pressão exterior, cujos valores são iguais para todos os pórticos desta parte da estrutura, tal como mencionado anteriormente.

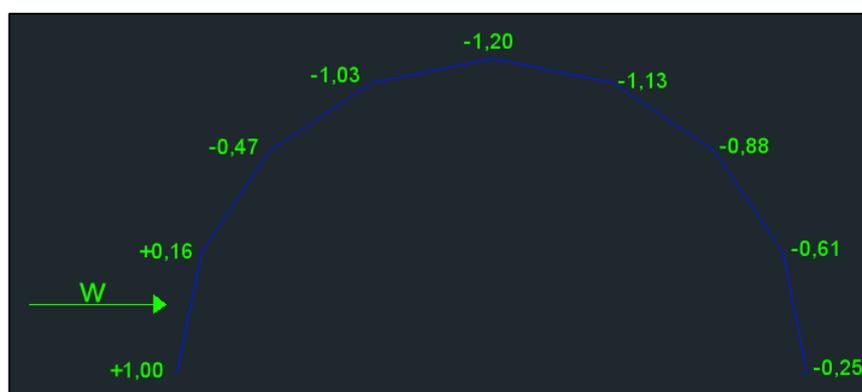


Figura A 6: Coeficientes de pressão exterior de um arco representativo dos pórticos centrais da estrutura.

Posteriormente ao cálculo dos coeficientes de pressão exterior foram pesquisados na norma brasileira quais os coeficientes de pressão interiores “ C_{pi} ” a aplicar à estrutura. Estes coeficientes dependem da permeabilidade/impermeabilidade das paredes de fachadas que constituem a estrutura em análise (Morais, 2011).

No caso, considera-se que a tenda é impermeável e desprovida de aberturas. Na alínea b) do ponto 6.2.5 da norma brasileira consultada considera-se que para uma estrutura com quatro fachadas igualmente permeáveis o coeficiente de pressão interior é 0 ou -0,3, usando-se o que seja mais nocivo para a estrutura (NBR 6123, 1988).

Uma vez usado um valor negativo de coeficiente de pressão interior e subtraído ao coeficiente de pressão exterior ocorre a atenuação da pressão do vento. Por esta razão foi usado um coeficiente de pressão interior nulo ($C_{pi} = 0$) para que a estrutura seja

verificada para as condições mais desfavoráveis, pelo lado da segurança (Meireles, 2013).

Uma vez calculados todos os coeficientes de pressão, procedeu-se ao cálculo das pressões de vento “ Δp ” atuantes na estrutura através da seguinte fórmula indicada na norma brasileira.

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) \times q$$

Aplicando esta fórmula obteve-se a tabela A2 através dos valores de C_{pe} , C_{pi} e q calculados anteriormente.

Tabela A 2: Pressão exercida pelo vento nos semicírculos da tenda.

Valores de pressão " Δp " de acordo com os coeficientes de pressão exterior calculados (kN/m ²)					
Fatia	h = 0 metros	h = 5,74 metros	h = 10 metros	h = 13,85 metros	h = 15 metros
1	0,425	0,159	-0,025	-0,163	-1,090
2	-0,147	-0,084	0,134	0,127	-1,090
3	-0,572	-0,544	-0,226	-0,082	-1,090
4	-0,806	-0,820	-0,485	-0,118	-1,090
5	-0,850	-0,896	-0,670	-0,490	-1,090
6	-0,755	-0,804	-0,670	-0,499	-1,090
7	-0,564	-0,611	-0,511	-0,409	-1,090
8	-0,315	0,502	-0,578	-0,690	-1,090

Por fim calcularam-se os valores de pressão de vento para a parte retangular da tenda que, tal como aconteceu com os coeficientes de pressão exterior, são iguais para todos os pórticos. Na figura A7 encontra-se representado um dos arcos com os respetivos valores de pressão de vento assinalados.

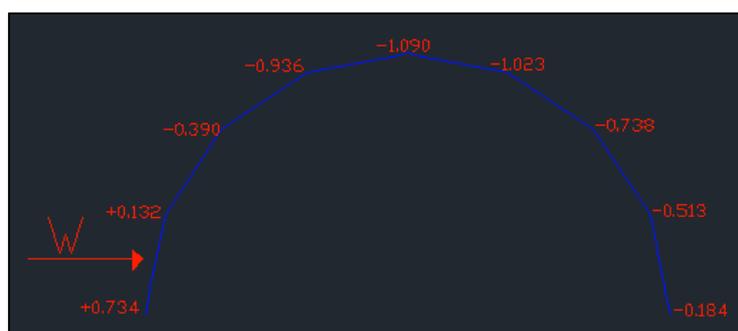


Figura A 7: Valores de pressão exterior de um arco representativo dos pórticos centrais da estrutura.

A.2 Cálculo pelas normas portuguesas

Inicialmente foi efetuado o cálculo da velocidade característica do vento através dos pressupostos definidos no Eurocódigo 1991-1-4 e também do RSA (Regulamento de Segurança e ações). Os valores obtidos foram significativamente superiores aos analisados pela norma brasileira e uma vez que a estrutura foi montada na cidade do Rio de Janeiro, usou-se a velocidade básica de 35m/s anteriormente retirado do gráfico das isopletas fornecido por essa norma brasileira.

Contudo, após realizar a verificação de segurança usando esta velocidade básica do vento chegou-se à conclusão de que a estrutura não iria resistir. Isto deve-se ao facto de no Brasil não existir uma norma específica para este tipo de estruturas temporárias, sendo que 35m/s é uma velocidade de vento estipulada para estruturas fixas de carácter não temporário, demasiado elevado para aplicar numa estrutura como a que se encontra em estudo (Ferreira, 2013).

Sendo assim optou-se por usar o quadro 1 da norma EN 13782 que se encontra na figura A8, cujos valores de pressões são definidos para uma velocidade do vento até 28m/s, isto é, 100km/h aproximadamente.

altura: h m	pressão: q N/m ²
$h \leq 5$	500
$5 < h \leq 10$	600
$10 < h \leq 15$	660
$15 < h \leq 20$	710
$20 < h \leq 25$	760

Figura A 8: Pressões do vento para várias alturas acima do solo aplicadas para estruturas temporárias, para uma velocidade do vento até 28m/s (NP EN 13782, 2009).

Após o cálculo dos coeficientes de pressão através das normas portuguesas, multiplicação pelas respetivas pressões do quadro anterior e inserção no software de cálculo, verificou-se que a estrutura também não conseguiria resistir a esta velocidade de vento.

É de salientar que as lonas da estrutura resistem a uma velocidade de vento que ronda os 80km/h, dependendo da localização delas na estrutura. Por essa razão não faz sentido dimensionar uma estrutura capaz de resistir a 100km/h de velocidade de vento, uma vez que antes dessa velocidade ser atingida as lonas já estariam rasgadas, alterando completamente o comportamento da estrutura.

A estrutura fabricada não se encontra em segurança para as exigências estipuladas por ambas as normas, portuguesas e brasileiras, tendo-se optado por aumentar ligeiramente as espessura das matrizes reais e descobrir qual a sobrecarga e velocidade do vento que a estrutura seria capaz de suportar, tendo-se chegado ao valor de 50km/h para o vento, calculando através das normas portuguesas.

Tal como ocorreu na verificação da segurança através das normas brasileiras, Portugal não possui um regulamento especificado para as tendas de formato iglo. Sendo assim foi efetuada uma aproximação do cálculo dos coeficientes de pressão exterior através de um gráfico da norma EN1991-1-4 para cúpulas de base circular, que se encontra na figura A9.

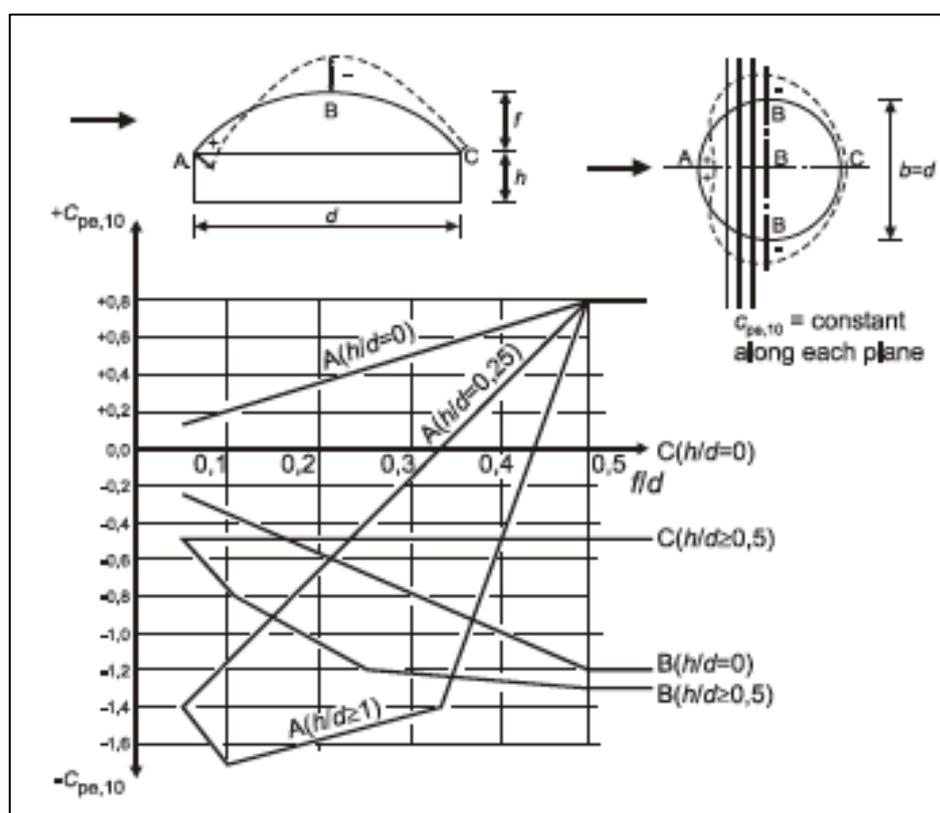


Figura A 9: Coeficientes de pressão exterior para cúpulas de base circular (EN1991-1-4, 2010).

A analogia efetuada foi a mesma que foi referida anteriormente nos cálculos através das normas brasileiras. Tendo em conta a geometria da tenda considerou-se a existência de uma abertura que divide a base circular da figura anterior em duas partes iguais, traduzindo-se essa abertura na parte retangular da tenda, na qual os pórticos espaçados de cinco em cinco metros possuem os mesmos coeficientes de pressão exterior para as respetivas alturas.

As dimensões referentes à tenda iglo descritas no gráfico em estudo como “f”, “d” e “h” são as seguintes:

$h = 0,00$ metros

$f = 15,00$ metros

$d = 30,00$ metros

Sendo que:

$$\frac{h}{d} = \frac{0}{30} = 0,00$$

e

$$\frac{f}{d} = \frac{15}{30} = 0,50$$

Consultando o gráfico anterior e usando as relações descritas anteriormente, chegou-se aos seguintes valores de coeficientes de pressão exterior para as zonas A, B e C, respetivamente:

Zona A: $C_{pe} = +0,80$

Zona B: $C_{pe} = -1,20$

Zona C: $C_{pe} = 0,00$

Foi usado o mesmo procedimento do cálculo através da norma brasileira, no qual o semicírculo da tenda foi dividido em 8 “fatias” e uma vez que as pressões foram inseridas por pano como cargas variáveis em altura, fez-se a interpolação para o centro da linha de cada pano de acordo com a altura inicial e final através dos valores referidos anteriormente para as zonas A, B e C.

A tabela A3 expõe os valores obtidos para coeficientes de pressão exterior.

Tabela A 3: Coeficientes de pressão exterior para os semicírculos da tenda.

	Coeficientes de pressão exterior "Cpe" de acordo com as alturas nos limites inferior e superior de cada pano				
Fatia	h = 0 metros	h = 5,74 metros	h = 10 metros	h = 13,85 metros	h = 15 metros
1	0,42	0,44	0,53	0,66	-1,20
2	-0,29	-0,20	0,03	0,39	-1,20
3	-0,83	-0,70	-0,35	-0,18	-1,20
4	-1,12	-0,97	-0,56	0,07	-1,20
5	-1,15	-1,06	-0,81	-0,44	-1,20
6	-0,98	-0,90	-0,69	-0,37	-1,20
7	-0,65	-0,60	-0,46	-0,25	-1,20
8	-0,23	-0,21	-0,16	-0,09	-1,20

Os coeficientes da tabela anterior são válidos para ambos os semicírculos, uma vez que estes são iguais e simétricos.

Na figura A10 encontram-se os coeficientes de pressão exterior para um dos pórticos referentes à base retangular da tenda. Tal como referido anteriormente, todos os pórticos constituintes desta parte da tenda possuem os mesmos valores de coeficientes de pressão exterior, variando apenas consoante a altura.



Figura A 10: Coeficientes de pressão exterior de um arco representativo dos pórticos centrais da estrutura.

Os coeficientes de pressão interiores foram adotados de acordo com os pressupostos definidos pelo RSA. Para fachadas com permeabilidade semelhante, que é o caso da tenda iglo que é considerada totalmente impermeável, o regulamento indica um valor de pressão interior $C_{pi} = -0,3$. Uma vez que a pressão exterior e interior atuam simultaneamente, não foi tido em conta o coeficiente de pressão interior pelo facto de este ser negativo e isso contribui para a atenuação do efeito da pressão do vento na estrutura (Meireles, 2013).

Os valores de pressão dinâmica pelos quais se multiplicam os coeficientes de pressão exterior foram obtidos através da interpolação dos valores do quadro 1 da norma EN 13782 para uma velocidade de 50km/h, isto é, 13.89m/s, aproximadamente. Os resultados obtidos foram os seguintes:

$$W_k \cong 245,58 \frac{N}{m^2} \cong 0,246 \frac{kN}{m^2}, \quad z \leq 5 \text{ metros}$$

$$W_k \cong 294,70 \frac{N}{m^2} \cong 0,295 \frac{kN}{m^2}, \quad 5 < z \leq 10 \text{ metros}$$

$$W_k \cong 324,17 \frac{N}{m^2} \cong 0,324 \frac{kN}{m^2}, \quad 10 < z \leq 15 \text{ metros}$$

Posteriormente foram calculados os valores de pressão do vento através da seguinte fórmula retirada do RSA:

$$p = w_k \times C_p$$

Os resultados obtidos através da fórmula anterior para as várias alturas encontram-se na tabela A4 e são válidos para ambos os semicírculos:

Tabela A 4: Pressões de vento exercidas nos semicírculos da tenda.

	Valores de pressão "p" de acordo com os coeficientes de pressão exterior calculados (kN/m ²)				
Fatia	h = 0 metros	h = 5,74 metros	h = 10 metros	h = 13,85 metros	h = 15 metros
1	0,103	0,130	0,156	0,214	-0,389
2	-0,071	-0,059	0,009	0,126	-0,389
3	-0,204	-0,207	-0,103	-0,058	-0,389
4	-0,276	-0,286	-0,165	0,023	-0,389
5	-0,283	-0,313	-0,239	-0,143	-0,389
6	-0,241	-0,266	-0,204	-0,120	-0,389
7	-0,160	-0,177	-0,136	-0,081	-0,389
8	-0,057	-0,062	-0,047	-0,029	-0,389

Os valores de pressão de vento obtidos para os pórticos constituintes da zona central da tenda, correspondente à base retangular, encontram-se na figura A11 que representa todos os pórticos espaçados de cinco em cinco metros que se encontram nessa parte da tenda.

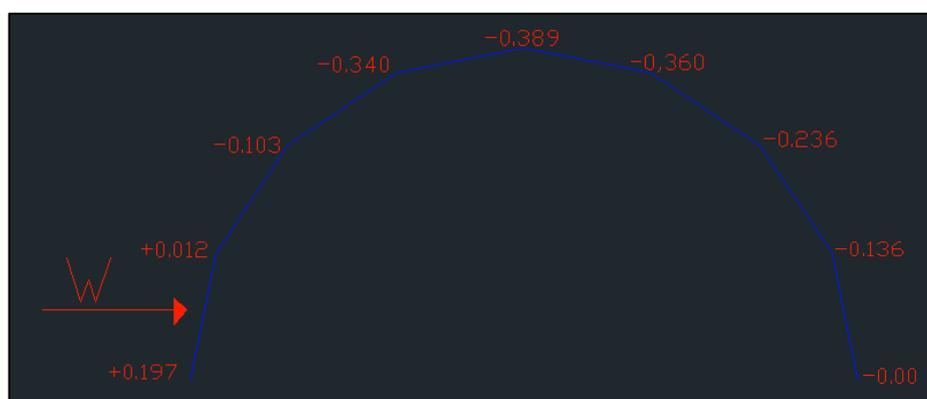


Figura A 11: Pressões de vento exercidas sobre os pórticos centrais da tenda em kN/m².