



Rui Alberto Linheiro Martins

Licenciado

Biomimética no projecto de estruturas espaciais

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves
Arguente: Professor Doutor Filipe Pimentel Amarante dos Santos
Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismasiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio de 2012

“Copyright” Rui Alberto Linheiro Martins, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao Professor Doutor Corneliu Cismasiu por toda a disponibilidade, orientação e assistência na resolução dos problemas que foram surgindo ao longo da elaboração deste trabalho.

Aos Professores Doutores João Carlos Rocha de Almeida e Rodrigo M. Gonçalves por me terem auxiliado no esclarecimento de dúvidas relativamente ao dimensionamento de diversos elementos no âmbito das estruturas espaciais.

Ao meu pai por toda a ajuda e apoio demonstrado, tanto na realização deste trabalho, como ao longo de todos estes anos de estudante.

À minha restante família, namorada e amigos que me confortaram em todos os momentos mais difíceis, transmitindo-me toda a força e confiança necessárias para os superar.

Resumo

O objecto de estudo desta dissertação é a análise e o dimensionamento de uma estrutura espacial cujas propriedades geométricas foram definidas com base na concha de um molusco gastrópode e efectuar uma comparação de resultados relativamente a uma estrutura espacial de dimensões similares mas de configuração comum.

Desde os tempos da sua origem até à actualidade, o homem tem vindo a aprender com a natureza e a encontrar soluções sustentáveis para o desenvolvimento de uma sociedade que lhe permita viver com um maior conforto e bem estar. No âmbito da engenharia civil, diversas edificações têm sido concebidas com base em modelos naturais, protagonizando o desenvolvimento de novas soluções estruturais com aparências estéticas totalmente inovadoras. Alguns dos elementos naturais que criam mais inspiração na concepção de novos edifícios, mencionados neste trabalho, são as árvores, as cascas morfológicas, as teias de aranha, a estrutura dos corpos humano e animal e os organismos insufláveis, que se encontram tanto na natureza animada através de órgãos de animais, como na natureza inanimada através de bolhas de sabão.

Para além de abordar este tema, o presente trabalho também refere diversas características das estruturas treliçadas espaciais como, por exemplo, as vantagens e desvantagens da sua aplicação, os materiais que as podem constituir e a localização dos seus suportes. Para além disso, efectua-se uma descrição mais específica das cúpulas treliçadas espaciais com maior aplicação, assim como a caracterização dos sistemas espaciais de conexão mais utilizados até hoje.

Palavras chave:

Biomimética, Estruturas espaciais, Mero KK, *Siphonaria gigas*.

Abstract

The object of study of this thesis is the analysis and design of a spatial structure whose geometrical properties were defined based on the shell of a gastropod and make a comparison of results relatively to a spatial structure of similar dimensions but of common configuration.

Since the time of their origin to the present, mankind has been learning with nature and finding sustainable solutions for the development of a society that allows him to live with a greater comfort and well being. Within civil engineering, several buildings have been designed based on natural models, allowing the development of new structural solutions with new aesthetic appearances entirely new. Some of the natural elements that create more inspiration in the design of new buildings, mentioned in this work, are trees, morphological shells, spider's web, the human and animal body structures and the inflatable organisms, which are found thus in living nature by animal organs, as in non-living nature by bubbles.

Plus approach this theme, this paper also refers several characteristics of space structures, for example, the advantages and disadvantages of their application, the materials that can compose them and the location of their supports. Furthermore, is carried out a more specific description of the spatial lattice domes with more application, as a characterization of the connection spatial systems most commonly used to date.

Keywords:

Biomimicry, Spatial structures, Mero KK, *Siphonaria gigas*.

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objectivos	2
1.3 Descrição do trabalho	3
2 Biomimética	5
2.1 Origem e conceito	5
2.2 Materiais compósitos	7
2.3 A Biomimética e a Engenharia Civil	9
2.3.1 Estruturas inspiradas na natureza animada	10
2.3.2 Estruturas inspiradas na natureza inanimada	14
2.3.3 Estruturas pneumáticas	20
3 Estruturas espaciais	27
3.1 Breve histórico	27
3.2 Materiais utilizados nas estruturas espaciais	32
3.2.1 Aço	32
3.2.2 Alumínio	32
3.2.3 Madeira	32
3.2.4 Betão	33
3.2.5 Plásticos reforçados	33

3.3	Vantagens e desvantagens	34
3.3.1	Vantagens	34
3.3.2	Desvantagens	36
3.4	Geometria das malhas	38
3.4.1	Quadrado sobre quadrado	39
3.4.2	Quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo	39
3.4.3	Quadrado sobre quadrado diagonal	40
3.4.4	Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal	40
3.4.5	Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal com diferença de meio módulo	41
3.4.6	Triângulo sobre triângulo com diferença de meio módulo	41
3.4.7	Quadrado sobre quadrado com aberturas internas	42
3.5	Localização dos suportes	43
3.6	Altura da treliça	47
3.7	Cúpulas treliçadas espaciais	47
3.7.1	Cúpulas nervuradas	49
3.7.2	Cúpulas Schwedler	50
3.7.3	Cúpulas de nós rígidos	50
3.7.4	Cúpulas lamelares	50
3.7.5	Cúpulas geodésicas	54
3.7.6	Cúpulas com malha de três vias	55
4	Sistemas de conexão	57
4.1	Introdução	57
4.2	Classificação dos conectores	58
4.3	Sistemas de articulações esféricas	59
4.3.1	Sistema Mero	59
4.3.2	Sistema Orona	62
4.4	Sistemas de articulações de placa	64
4.4.1	Sistema Unistrut	64
4.5	Sistemas de articulações de fendas	66
4.5.1	Sistema Triodetic	66
4.6	Sistemas de articulações de casca	67
4.6.1	Sistema Nodus	67
4.6.2	Sistema SDC	71
4.7	Sistemas modulares	71
4.7.1	Sistema Space Deck	71
4.7.2	Sistema NenK	74
4.7.3	Sistema Unibat	74
4.7.4	Sistema Cubic Space Frame	76
4.8	Sistemas compostos	77
4.8.1	Sistema Harley	77

5	Caso de estudo	83
5.1	Introdução	83
5.2	Definição da geometria das cúpulas	83
5.2.1	Estrutura 1	84
5.2.2	Estrutura 2	86
5.3	Modelação	86
5.4	Quantificação das acções	88
5.4.1	Cargas permanentes	88
5.4.2	Acções variáveis	89
5.5	Combinações de acções	103
5.6	Dimensionamento	105
5.6.1	Chapas metálicas do revestimento	105
5.6.2	Madres da cobertura	107
5.6.3	Componentes do sistema espacial Mero KK	111
5.6.4	Resultados e análise	118
6	Conclusões	121
6.1	Generalidades	121
6.2	Comentários finais	122
6.3	Desenvolvimento futuro	123
	Bibliografia	125

Índice de Figuras

2.1	Janine M. Benyus e o seu livro [136, 137].	6
2.2	Similaridade entre os tendões do corpo humano e os cabos de uma ponte suspensa (adaptado de [168]).	8
2.3	Camadas de proteína do nácar [143, 106].	9
2.4	Estrutura de um fio de seda (adaptado de [127]).	10
2.5	Farol de Eddystone projectado por John Smeaton (adaptado de [129]).	11
2.6	Gare do Oriente, Lisboa, Portugal [132].	12
2.7	BCE Place, Toronto, Canadá [103].	12
2.8	Terminal do aeroporto de Estugarda [154, 155].	13
2.9	Restaurante Los Manantiales, Xochimilco, México [150, 130].	14
2.10	Restaurante Submarino, Oceanário de Valência, Espanha [152].	14
2.11	Mosteiro dos Jerónimos [141].	15
2.12	Mosteiro de Alcobaça [140].	16
2.13	Mosteiro da Batalha [139].	16
2.14	Sistema estrutural da arquitectura gótica [102].	17
2.15	Similaridade entre o fémur e a Torre Eiffel [124, 156].	18
2.16	Ponte La Devesa, Ripoll, Espanha [149].	18
2.17	Pavilhão Alemão, Expo 67 [144, 145].	19
2.18	Estádio Olímpico de Munique, Alemanha [125, 126].	20
2.19	Cúpula do Milénio, Londres, Inglaterra [117].	20
2.20	Walter Bird em cima do primeiro protótipo [19].	21
2.21	Pavilhão Átomos para a Paz [19].	22
2.22	Pavilhão Americano, Expo 70 [146].	22
2.23	Pavilhão Fuji, Expo 70 [147].	23
2.24	Teatro Flutuante, Expo 70 [19].	23
2.25	Rotura da cobertura do Metrodome Minneapolis [138, 109].	24
2.26	Cúpula <i>Big Egg</i> , Tóquio [114, 115].	24
2.27	Cúpula Akita Sky [112, 113].	25
3.1	<i>Halle au Blé</i> (Mercado de Trigo), Paris [134].	28
3.2	Estrutura espacial de Alexander Graham Bell [27].	28
3.3	Torre de observação em Beinn Bhreagh, EUA [87].	29
3.4	Configuração de um radiolário [163].	30

3.5	Cúpula de Fuller, Expo 67, Canadá [116].	30
3.6	A Pirâmide e o Vulcão, Expo 67, Canadá [148].	31
3.7	Cobertura da Praça Festival, Expo 70, Japão [107, 108].	31
3.8	Cúpula do Skydome J. Lawrence Walkup, Arizona(adaptado de [118]).	33
3.9	Facilidade de instalação de serviços [53, 20].	34
3.10	Componentes modulares das estruturas espaciais [110].	35
3.11	Estruturas espaciais com designs atractivos [128, 27].	36
3.12	Montagem de uma pirâmide por conjuntos parciais [20].	37
3.13	Arranjo quadrado sobre quadrado.	39
3.14	Arranjo quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo.	40
3.15	Arranjo quadrado sobre quadrado diagonal.	40
3.16	Arranjo quadrado diagonal sobre quadrado diagonal.	41
3.17	Arranjo quadrado diagonal sobre quadrado diagonal com diferença de meio módulo.	41
3.18	Arranjo triângulo sobre triângulo com diferença de meio módulo.	42
3.19	Arranjo quadrado sobre quadrado com aberturas internas.	42
3.20	Treliça espacial apoiada nos nós do banzo inferior [20].	43
3.21	Treliça espacial apoiada com viga de transição [26].	44
3.22	Treliça espacial apoiada com pirâmides invertidas [20].	44
3.23	Treliça espacial apoiada nos nós do banzo superior [20].	45
3.24	Treliça espacial apoiada a meio vão de cada bordo [20].	46
3.25	Treliça espacial apoiada com suportes embutidos [27].	46
3.26	Configuração de uma cúpula nervurada (adaptado de [167]).	49
3.27	Cúpula nervurada do Centro Desportivo Bell's, Perth [122].	49
3.28	Configurações de uma cúpula Schwedler [111, 78].	50
3.29	Tipos de configurações das cúpulas de nós rígidos (adaptado de [78]).	51
3.30	Principais configurações das cúpulas lamelares [78].	52
3.31	Cúpula lamelar que cobre a Arena Charles Koch, Kansas (adaptado de [121]).	52
3.32	Cúpula lamelar curvilínea que cobre o conservatório do Parque Rainha Elizabeth, Vancouver [119, 120].	53
3.33	Cúpula lamelar paralela que cobre o Estádio Desportivo <i>Harris County</i> , Houston [135, 123].	54
3.34	Projecção esférica de um icosaedro e subdivisão dos triângulos primários(adaptado de [78]).	55
3.35	Frequências geodésicas [78].	55
3.36	Cobertura da estação hidroelétrica de Grandval Dam, França [78].	56
3.37	Conectores SDC (adaptado de [78]).	56
4.1	Nó standard do sistema Mero [142].	59
4.2	Pormenor de ligação do sistema Mero (adaptado de [78]).	60
4.3	Madres do sistema Mero KK [77].	62
4.4	Pormenor de ligação do sistema Ortz, Orona (adaptado de [78]).	63
4.5	Pormenor de ligação do sistema Elkar, Orona (adaptado de [78]).	64
4.6	Configuração do sistema Unistrut [85].	65

4.7	Componentes do sistema Unistrut [85].	66
4.8	Encaixe entre um membro e um conector do sistema Triodetic [153].	67
4.9	Pormenores de conexão do sistema Triodetic (adaptado de [78]).	68
4.10	Conector de extremidade dos membros diagonais e respectivos fixadores (adaptado de [78]).	69
4.11	Pormenor de conexão do sistema Nodus (adaptado de [78]).	70
4.12	Conector do sistema SDC (adaptado de [78]).	71
4.13	Unidades piramidais do sistema Space Deck (adaptado de [78]).	72
4.14	Conexão entre os tirantes e os cubos do sistema Space Deck (adaptado de [78]).	73
4.15	Unidade piramidal Unibat (adaptado de [78]).	75
4.16	Configuração quadrado diagonal sobre quadrado do sistema Unibat [96].	76
4.17	Módulos padrão do sistema Cubic Space Frame (adaptado de [20]).	77
4.18	Detalhe de um módulo interior e da conexão entre membros de camada (adaptado de [78]).	78
4.19	Conexão dos diversos elementos da versão Série 80 do sistema Harley (adaptado de [78]).	79
4.20	Elementos de reforço para a versão Série 80 do sistema Harley (adaptado de [78]).	80
5.1	<i>Siphonaria gigas</i> [164].	84
5.2	Vista em planta de uma concha da <i>Siphonaria gigas</i> e da estrutura 1 [164].	85
5.3	Altura dos pontos do bordo da estrutura 1.	85
5.4	Perfil longitudinal de uma concha da <i>Siphonaria gigas</i> e da estrutura 1 [164].	86
5.5	Configuração da cúpula da estrutura 2.	86
5.6	Representação do revestimento no programa SAP2000.	87
5.7	Perfil das chapas metálicas [158].	88
5.8	Orientação dos eixos locais de uma área triangular.	90
5.9	Coefficiente de exposição, $c_e(z)$, para $c_o(z) = 1, 0$ e $k_I = 1, 0$ [3].	95
5.10	Convenção de sinais de pressão e sucção (adaptado de [3]).	96
5.11	Valores dos coeficientes de pressão exterior, c_{pe} para cúpulas de base circular [3].	97
5.12	Gráfico da relação entre a coordenada X dos centróides dos triângulos de ambas as estruturas e c_{pe}	98
5.13	Coefficientes de pressão interior, c_{pi} , para aberturas uniformemente distribuídas [3].	100
5.14	Áreas das estruturas onde c_{pe} é negativo e positivo.	100
5.15	Parafusos utilizados em estruturas espaciais [162].	113
5.16	Dimensões das barras.	116

Índice de Tabelas

3.1	Alturas recomendadas das treliças espaciais.	47
4.1	Relação entre nós e parafusos do sistema Mero (adaptado de [78]).	61
4.2	Relação entre tubos, porcas e parafusos do sistema Mero (adaptado de [78]).	61
5.1	Propriedades mecânicas dos aços dos membros tubulares.	87
5.2	Propriedades mecânicas das chapas metálicas [158].	89
5.3	Propriedades mecânicas das madres da cobertura [36].	89
5.4	Categorias das coberturas [2].	89
5.5	Sobrecargas em coberturas da Categoria H [2].	90
5.6	Valor básico da velocidade de referência do vento [3].	91
5.7	Categorias de terreno e correspondentes parâmetros [3]	92
5.8	Pressões do vento sobre algumas áreas da estrutura 1.	103
5.9	Pressões do vento sobre algumas áreas da estrutura 2.	103
5.10	Valores dos coeficientes ψ (adaptado de [1]).	105
5.11	Esforços exercidos perpendicularmente sobre as chapas metálicas da estrutura 1.	106
5.12	Esforços exercidos perpendicularmente sobre as chapas metálicas da estrutura 2.	107
5.13	Cargas incidentes sobre as madres da estrutura 1.	108
5.14	Cargas incidentes sobre as madres da estrutura 2.	108
5.15	Determinação da classe das secções transversais segundo a largura e a espessura [4].	109
5.16	Tensão de cedência, f_{yb} , e tensão de rotura, f_{ub} , de parafusos solicitados à tracção (adaptado de [6]).	112
5.17	Resistência à tracção dos parafusos do sistema Mero KK.	112
5.18	Determinação da classe de secções circulares tubulares segundo a largura e a espessura (adaptado de [4]).	113
5.19	Classes das secções dos membros tubulares.	114
5.20	Esforço normal resistente dos membros tubulares.	115
5.21	Factores de imperfeição [4].	115
5.22	Curvas de encurvadura para secções tubulares (adaptado de [4]).	116
5.23	Quantidade de barras que possuem esforços axiais dentro dos mesmos limites.	118
5.24	Secções transversais das barras das estruturas.	119

5.25	Deslocamentos verticais, em milímetros, nos topos das estruturas.	119
6.1	Deslocamentos verticais, em milímetros, nos topos das estruturas com secções alteradas.	122

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Siglas

EN Norma Europeia

MEF Método dos Elementos Finitos

NP Norma Portuguesa

Símbolos

- a - Flecha elástica de uma viga simplesmente apoiada
- A - Área de uma secção transversal
- A_s - Área da secção resistente de um parafuso
- A_v - Área resistente ao esforço transversal
- b - Largura total de uma secção transversal
- c - Altura ou largura de parte de uma secção transversal
- c_{dil} - Coeficiente de dilatação térmica
- c_{dir} - Coeficiente de direcção
- $c_e(z)$ - Coeficiente de exposição
- c_o - Coeficiente de orografia
- c_{pe} - Coeficiente de pressão para as pressões exteriores
- c_{pi} - Coeficiente de pressão para as pressões interiores
- c_r - Coeficiente de rugosidade
- c_{season} - Coeficiente de sazão

- d - Profundidade da construção
- d_c - Diâmetro do furo, num parafuso, para a passagem de uma cavilha de fixação
- e - Espessura de um elemento
- E - Módulo de elasticidade
- E_d - Valor de cálculo do efeito das acções
- Ed_y - Carga distribuída aplicada segundo a direcção Y
- Ed_z - Carga distribuída aplicada segundo a direcção Z
- f - Altura da cobertura
- f_y - Tensão de cedência
- f_u - Tensão última
- f_{yb} - Tensão de cedência de um parafuso
- f_{ub} - Tensão de rotura de um parafuso
- $F_{t,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à tracção de um parafuso
- G - Acção permanente
- G_{kj} - Valor característico da acção permanente j
- h - Altura da estrutura de suporte da cobertura
- i - Raio de giração
- I - Momento de inércia
- I_v - Intensidade de turbulência
- k_I - Coeficiente de turbulência
- k_r - Coeficiente de terreno
- l - Distância entre apoios ou vão livre
- l_{cr} - Comprimento de encurvadura em relação ao eixo relevante
- m - Massa por unidade de comprimento ou de área
- $M_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do momento flector resistente
- M_{Ed} - Momento flector actuante
- $M_{Ed,y}$ - Momento flector actuante em torno do eixo local Y

- $M_{Ed,z}$ - Momento flector actuante em torno do eixo local Z
- $M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento flector resistente plástico
- $M_{N,y,Rd}$ - Valor do momento flector resistente em torno do eixo local Y
- $M_{N,z,Rd}$ - Valor do momento flector resistente em torno do eixo local Z
- M_{Rd} - Momento flector resistente
- $N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à encurvadura de elementos comprimidos
- $N_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme
- N_{Ed} - Valor do esforço normal actuante
- $N_{Ed,max}$ - Valor do esforço normal actuante máximo
- $N_{Ed,min}$ - Valor do esforço normal actuante mínimo
- p - Carga distribuída uniformemente aplicada sobre uma linha ou superfície
- p_v - Peso volúmico
- P - Valor representativo de uma acção de pré-esforço
- q_b - Pressão dinâmica de referência
- q_k - Valor característico de uma carga uniformemente distribuída
- q_p - Pressão dinâmica de pico
- Q - Acção variável
- Q_k - Valor característico de uma acção variável isolada
- $Q_{k,1}$ - Valor característico da acção variável de base da combinação 1
- $Q_{k,i}$ - Valor característico da acção variável acompanhante i
- t - Espessura uniforme da secção transversal de perfis tubulares
- v_b - Valor de referência da velocidade do vento
- $v_{b,0}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento
- v_m - Velocidade média do vento
- $V_{Ed,y}$ - Esforço transversal actuante segundo a direcção Y
- $V_{Ed,z}$ - Esforço transversal actuante segundo a direcção Z
- $V_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico

- w_e - Pressão do vento sobre uma superfície externa
- w_i - Pressão do vento sobre uma superfície interna
- $w_{i,max}$ - Pressão do vento sobre uma superfície interna considerando a máxima área de aberturas
- $w_{i,min}$ - Pressão do vento sobre uma superfície interna considerando a mínima área de aberturas
- w_{max} - Pressão exercida pelo vento considerando a máxima área de aberturas
- w_{min} - Pressão exercida pelo vento considerando a mínima área de aberturas
- W_{pl} - Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
- z - Altura acima do solo
- z_0 - Comprimento de rugosidade
- $z_{0,II}$ - Comprimento de rugosidade para uma categoria de terreno II
- z_e - Altura de referência para a pressão exterior
- z_i - Altura de referência para a pressão interior
- z_{max} - Altura máxima
- z_{min} - Altura mínima
- α - Factor de imperfeição
- γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
- γ_{M1} - Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos sujeitos a fenómenos de encurvadura
- γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança para ligações aparafusadas.
- $\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à acção permanente j
- γ_p - Coeficiente parcial relativo a acções de pré-esforço
- $\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à acção variável de base da combinação 1
- $\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo à acção variável acompanhante i
- θ - Ângulo de inclinação relativamente à direcção horizontal
- $\bar{\lambda}$ - Esbelteza normalizada correspondente ao modo de encurvadura relevante

- λ_1 - Esbelteza de referência
- μ - Índice de aberturas
- ρ - Massa volúmica
- σ_v - Desvio padrão da turbulência
- ν - Coeficiente de Poisson
- χ - Coeficiente de redução relativamente ao modo de encurvadura relevante
- $\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação da acção variável i
- ψ_0 - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável
- ψ_1 - Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável
- ψ_2 - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais

Desde os tempos primórdios que o homem tende a imitar a natureza com o objectivo de solucionar as diversas contrariedades provenientes do mundo ao seu redor. Ao longo do seu desenvolvimento, desde a utilização das peles dos animais como protecção do seu corpo até ao actual desenvolvimento tecnológico e científico, a natureza tem oferecido uma vasta gama de modelos naturais como fonte de inspiração para o desenvolvimento de novas soluções sustentáveis.

Ao longo da sua evolução, a humanidade empregou diversas palavras para descrever o uso específico da natureza como fonte de inspiração. Desde a década de 60, em que o processo de copiar ou retirar idéias do mundo natural era designado por *Biónica*, até à actualidade onde a ciência que estuda e imita os diversos sistemas naturais se denomina *Biomimética* [105].

Na Biomimética ou Biomimetismo a natureza é encarada como modelo, tentando-se imitar as suas configurações, processos e sistemas, mentor, alterando o pensamento de retirar e usar os diversos elementos da natureza para a ideia de visualizar e aprender com eles, e medida, utilizando um padrão ecológico para julgar a sustentabilidade das nossas invenções, pois, ao longo da sua evolução, a natureza aprendeu o que funciona, o que é apropriado e o que perdura [12]. A aplicação desta ciência tem trazido grandes benefícios no desenvolvimento de diversas áreas tecnológicas e científicas, como, por exemplo, a Engenharia Aeroespacial, a Medicina, a Engenharia Civil, a Engenharia Mecânica e o Desporto.

A aplicação da Biomimética no campo da Engenharia Civil pode trazer grandes vantagens, pois, tanto os sistemas naturais como os diversos projectos de engenharia têm como objectivo desenvolver sistemas utilizando a mínima quantidade de recursos possível. Actualmente existem diversas edificações que muito provavelmente foram projectadas tendo como inspiração um elemento da natureza. Exemplos disto, que serão abordados mais pormenorizadamente na presente dissertação, são a Gare do Oriente e o Banco Central Europeu projectados por Santiago Calatrava, o restaurante Los Manantiales e o restaurante

Submarino projectados por Felix Candela e o Estádio Olímpico de Munique projectado por Frei Otto e Gunther Behnisch. Outro arquitecto, famoso por conceber estruturas a partir de elementos da natureza, é Richard Buckminster Fuller, que desenvolveu as cúpulas geodésicas e projectou uma esfera de três quartos como cobertura do pavilhão americano na Expo 67 com base em seres marinhos designados radiolários [168].

Para além de ter sido um dos grandes impulsionadores de tomar a natureza como mestra, Fuller também desenvolveu conceitos no âmbito das estruturas espaciais através da criação do sistema Octet Truss.

O desenvolvimento deste tipo de estruturas foi efectuado no início do século XIX mas a sua verdadeira aplicação só viria a ser realizada após o desenvolvimento do primeiro sistema industrializado designado Mero, o qual também foi projectado tendo como base elementos da natureza, nomeadamente, as canas de bambu [20].

As estruturas espaciais são definidas como sistemas estruturais formados por elementos lineares (e.g. barras) dispostos em planos distintos. Estas estruturas são normalmente constituídas por diversas barras que compõem uma ou mais camadas paralelas interligadas entre si por meio de diagonais. A secção transversal das barras e o modo de ligação entre os diversos elementos diverge conforme o tipo de sistema espacial aplicado. Por exemplo, no sistema Mero as barras são constituídas por perfis tubulares circulares que se unem entre si através de conectores esféricos, o que difere do sistema Unistrut que é composto por barras com secção transversal em forma de U unidas entre si por meio de duas chapas metálicas.

Actualmente, as estruturas espaciais são uma solução muito apelativa para diversos arquitectos e engenheiros, pois apresentam diversas vantagens como, por exemplo, a capacidade de resistir a cargas concentradas, permitir a fácil instalação de serviços e serem compostas por componentes modulares que facilitam o seu processo de erecção.

1.2 Objectivos

A presente dissertação tem como objectivos definir e apresentar o conceito de Biomimética, pois é uma ciência recente que se encontra em expansão, e referir alguns aspectos relativos à aplicação e concepção de estruturas espaciais, visto ser um campo da engenharia de estruturas com conhecimentos reduzidos a nível nacional.

Assim, referem-se diversos desenvolvimentos que a aplicação da Biomimética pode trazer à humanidade através da análise de alguns sistemas naturais presentes na natureza, como, por exemplo, a seda produzida pelas aranhas e a camada de gordura que cobre os corpos de alguns mamíferos marinhos. No campo da Engenharia Civil verificam-se diversos benefícios que a aplicação desta ciência trouxe na concepção de alguns edifícios presentes na sociedade actual.

Por outro lado, descrevem-se os aspectos gerais relativamente à utilização de estruturas espaciais, como, por exemplo, as vantagens e desvantagens que a aplicação deste tipo de estruturas pode trazer na concepção de uma determinada edificação, os materiais que

podem ser utilizados na sua constituição e as relações altura/vão recomendadas por diversos autores. Ainda se mencionam os sistemas de conexão mais utilizados na elaboração destas estruturas e efectua-se uma caracterização das cúpulas treliçadas espaciais normalmente aplicadas.

Com o intuito de justificar a aplicação da Biomimética no campo da Engenharia Civil, efectuou-se a análise de uma estrutura espacial, cujas propriedades geométricas se basearam num elemento da natureza, e de uma outra estrutura espacial de configuração normal, com o objectivo de efectuar uma comparação dos resultados obtidos e, assim, extrair ilações relativamente à concepção de estruturas inspiradas em modelos naturais.

1.3 Descrição do trabalho

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 Capítulos, sendo o primeiro deles a presente introdução.

O Capítulo 2 dedica-se ao estudo da Biomimética, onde, inicialmente, se efectua uma abordagem a alguns mecanismos naturais que demonstram capacidades notáveis de resistência e que poderão aperfeiçoar diversas áreas da tecnologia. Posteriormente é feita uma caracterização de diversas estruturas de engenharia presentes na sociedade actual conforme o elemento natural de inspiração.

O Capítulo 3 aborda o tema das estruturas espaciais onde é efectuada uma revisão bibliográfica e se faz referência aos diversos materiais que podem constituir este tipo de estruturas, assim como, às vantagens e desvantagens da sua aplicação. São mencionados dois métodos de classificação deste tipo de estruturas, em elevação e em planta, e apresentam-se alguns dos arranjos geométricos mais estudados e aplicados até à actualidade em treliças espaciais de dupla camada. Para além disto, faz-se alusão às possíveis distribuições dos seus suportes, tal como às recomendações de diversos autores relativamente à relação altura/vão que as estruturas de dupla camada devem possuir. Por fim, efectua-se uma distinção entre as diversas estruturas espaciais e abordam-se as cúpulas treliçadas espaciais com maior utilização.

O Capítulo 4 faz referência aos sistemas de conexão de estruturas espaciais mais aplicados até à actualidade e realiza a sua distinção por categorias. É efectuada uma revisão bibliográfica em praticamente todos os sistemas abordados, assim como a descrição dos diversos elementos que os compõem e como se efectua o processo de conexão entre os nós e as barras de cada sistema.

No Capítulo 5 efectua-se a descrição das geometrias das estruturas a analisar e o seu processo de modelação. Definem-se os métodos de cálculo relativamente às diversas acções consideradas e as suas combinações. Por fim, descreve-se o procedimento para a determinação dos esforços resistentes de alguns elementos que constituem as estruturas analisadas e efectua-se um exemplo de aplicação, no qual se procede ao dimensionamento de três barras.

No Capítulo 6 são realizadas as considerações finais relativamente às estruturas analisadas, assim como, propostas para desenvolvimentos futuros no âmbito da presente dissertação.

Capítulo 2

Biomimética

Human subtlety...will never devise an invention more beautiful, more simple or more direct than does nature, because in her inventions nothing is lacking, and nothing is superfluous.
(Leonardo da Vinci)

2.1 Origem e conceito

As formas encontradas na natureza oferecem uma fonte rica em ideias para uma possível aplicação nas estruturas de engenharia. As carapaças dos animais, as conchas e as folhas das plantas estão entre as formas naturais que servem como potenciais fontes de imitação para a concepção de novos edifícios. A natureza levou milhares de anos a otimizar a forma e o material. Uma boa compreensão de como ela lida com tais tarefas sob as desfavoráveis restrições ambientais em que se encontra é uma questão fundamental para muitos investigadores de hoje em dia [7].

Tomar a natureza como fonte de inspiração é justificável devido ao facto dos sistemas biológicos existentes terem conseguido sobreviver ao longo de milhares de anos através da adaptação às condições do meio ambiente predominante, utilizando os recursos da natureza de uma forma surpreendentemente eficiente. Através disto, grande parte dos cientistas e especialistas em investigação e desenvolvimento dedicam-se ao estudo dos exemplos existentes nos sistemas biológicos antes de iniciarem qualquer tipo de projecto, com o intuito de o aproximarem ao sistema e ao projecto já existentes na natureza.

Este processo de similaridade deu origem a uma nova ciência denominada *Biomimética* ou *Biomimetismo*, inicialmente desenvolvida por Janine M. Benyus no fim dos anos 90 através do lançamento do seu livro intitulado *Biomimicry: Innovation Inspired by Nature* [12] (Figura 2.1). Proveniente do grego *bios*, que significa vida, e *mimesis*, que significa imitação, o conceito de Biomimetismo significa literalmente, a imitação da vida, mas

mais especificamente, o estudo dos modelos naturais e a sua imitação ou incorporação nos problemas da humanidade, de forma a obter soluções sustentáveis.



Figura 2.1: Janine M. Benyus e o seu livro [136, 137].

No seu livro, Benyus afirma que a imitação da natureza permitirá desenvolver um grande número de domínios. Como exemplos, ela cita a característica térmica dos montes de térmitas, que em termos de eficiência energética é muito superior aos edifícios construídos pelo homem, a transmissão de alta frequência dos morcegos, que é muito mais eficiente e sensível do que os sistemas de radar criados pelos humanos, os longos períodos de submersão das baleias e dos pinguins sem emergirem, a facilidade de manobra das libelinhas que é superior à dos melhores helicópteros, a ressuscitação dos peixes do ártico, após terem sido congelados, sem se verificar qualquer tipo de dano nos seus órgãos, a mudança de cor dos camaleões e a capacidade de navegação sem mapas das abelhas, tartarugas e pássaros.

Estes são apenas alguns exemplos de mecanismos naturais que criam grande excitação e têm o potencial de enriquecer várias áreas da tecnologia. Com o crescente acumular de informação e o desenvolvimento tecnológico, o seu potencial torna-se mais claro. No século XIX, por exemplo, a natureza era imitada apenas pelos seus valores estéticos. Os pintores e arquitectos da época, influenciados pela beleza do mundo animal, duplicaram a aparência externa destas estruturas nas suas próprias criações. Gradualmente, verificou-se os grandes benefícios que a imitação da essência dos projectos naturais poderia trazer à humanidade, o que levou ao estudo mais preciso, a nível molecular, dos mecanismos naturais [168].

Os materiais emergentes, máquinas e estruturas que se encontram em desenvolvimento baseados nos conceitos da Biomimética, podem ser usados em novas células solares, robôs avançados e futuras naves espaciais. Dessa perspectiva, os projectos da natureza estão a abrir portas para horizontes incrivelmente largos. Portanto, é evidente que a Revolução Biomimética irá influenciar profundamente a humanidade e deixar-nos viver com uma facilidade e conforto cada vez maior.

2.2 Materiais compósitos

A maior parte dos materiais existentes na natureza baseiam-se em compostos. Estes consistem em materiais sólidos que resultam da combinação de duas ou mais substâncias para formar uma nova substância que possui propriedades superiores aos componentes originários.

O composto artificial conhecido como fibra de vidro, por exemplo, é usado em cascas de barcos e materiais de desporto, assim como, em arcos e flechas. A fibra de vidro é criada misturando finas fibras de vidro com um composto químico de elevada massa molecular designado polímero. Ao longo do seu processo de endurecimento, a substância do composto que emerge é leve, forte e flexível [168].

Os materiais compósitos que consistem em fibras de carbono, uma das grandes descobertas da engenharia nos últimos anos, estão neste momento a assistir a um desenvolvimento extremamente elevado por parte da indústria aeronáutica e da Fórmula 1, onde a estrutura principal das máquinas é de fibra de carbono. Contudo, até agora, os compósitos feitos pelo homem são muito mais primitivos e frágeis do que os ocorridos naturalmente, tal como se pode observar nos exemplos dos parágrafos seguintes.

A tecnologia da fibra de vidro, mencionada anteriormente, começou a ser utilizada no século XX, mas há muito tempo que existe nos seres vivos. Por exemplo, recentemente, cientistas questionaram-se porque a pele do crocodilo era imune a flechas, facas e, por vezes, a balas. Esta investigação revelou resultados surpreendentes, pois a substância que dá à pele do crocodilo a sua força especial é o colagénio, um conjunto de proteínas que são os principais componentes dos tecidos conjuntivos e têm a propriedade de unir e fortalecer os tecidos quando adicionados a eles. Assim, a presença desta substância nos humanos e animais aumenta a resistência da pele, dos intestinos, das cartilagens, dos tendões e dos ossos [168].

Outro exemplo de compostos naturais são os tendões. Estes tecidos, que ligam os músculos aos ossos, têm uma estrutura muito firme graças às fibras do colagénio de base que os originam. No seu livro, Janine M. Benyus refere que *o tendão tem uma precisão quase inacreditável. O tendão do antebraço é um conjunto de cabos torcidos, como os cabos usados numa ponte suspensa. Cada cabo individual é por si só um conjunto de cabos mais finos. Cada cabo destes mais finos é um conjunto de moléculas torcidas, que são, naturalmente, conjuntos de átomos torcidos. Em todos eles, nota-se a beleza matemática. É, segundo ela, um feito brilhante de engenharia.*

De facto, a tecnologia dos cabos de aço usada nos dias de hoje em pontes suspensas foi inspirada pela estrutura dos tendões do corpo humano [168], tal como demonstra a Figura 2.2.

Os corpos dos golfinhos e das baleias são cobertos por uma camada de gordura que auxilia a flutuação destes mamíferos, permitindo que atinjam a superfície para respirar. Por outro lado, protege estes mamíferos de sangue quente das águas frias existentes nas



Figura 2.2: Similaridade entre os tendões do corpo humano e os cabos de uma ponte suspensa (adaptado de [168]).

profundezas dos oceanos. Outra propriedade do óleo das baleias consiste em fornecer o dobro ou o triplo da energia do açúcar ou da proteína quando metabolizado. Ao longo de uma migração de milhares de quilómetros, quando não existe a possibilidade de encontrar alimento suficiente, as baleias obtêm a energia necessária através desta gordura presente no seu corpo. Para além disto, o óleo de baleia é um material tipo plástico, muito flexível, semelhante à borracha. No seu livro, Benyus menciona que *a reacção da gordura, que é comprimida e esticada a cada movimento da cauda, talvez poupe até 20% da energia que o animal gasta na deslocação em períodos longos de nado contínuo.*

As baleias tiveram o seu revestimento de gordura durante milhares de anos, contudo, apenas recentemente foi descoberto que consiste numa mistura complexa de fibras de colagénio.

A estrutura do nácar que compõe as camadas internas da casca de um molusco tem sido imitada no desenvolvimento de materiais usados em hélices super resistentes de motores a jacto. Quando examinado ao microscópio, verifica-se que o nácar possui plaquetas compostas por uma cristalina e densa forma de carbonato de cálcio unidas através de uma proteína pegajosa tipo seda (Figura 2.3). Esta combinação oferece rigidez de duas formas. Quando a madrepérola é comprimida por uma carga pesada, podem-se originar fissuras que se começam a propagar. Estas ao passarem através das camadas de proteína mudam de direcção, o que permite dispersar a força imposta, impedindo assim as fracturas. Um segundo factor de rigidez passa pela extensão das camadas de proteína ao longo das fissuras que se formam, de forma a absorver a energia que permitiria a continuação da

fissuração [168]. Devido a estas características, esta estrutura tem-se tornado um tema de estudo por muitos cientistas.



Figura 2.3: Camadas de proteína do nácar [143, 106].

Outro exemplo de um composto natural, e talvez o mais surpreendente, é a seda da aranha. De acordo com os cientistas, esta seda é um dos materiais mais fortes que se conhece. Referindo apenas as suas principais características, o fio de seda da aranha é cinco vezes mais forte que o aço da mesma espessura, pode ser esticado até quatro vezes o seu comprimento e é tão leve que se esticássemos linhas suficientes para dar a volta ao planeta pesariam apenas 320 gramas [168]. Individualmente, estas características podem ser encontradas em muitos outros materiais, porém é uma situação extremamente excepcional encontrá-las a todas num só composto.

O segredo da seda da aranha encontra-se escondido na sua estrutura química. O seu material bruto é uma proteína chamada queratina, que, tal como se observa na Figura 2.4, consiste em correntes helicoidais de aminoácidos que interagem entre si através de ligações de hidrogénio e ligações covalentes, conferindo-lhe características especiais, tais como, resistência, elasticidade e impermeabilidade à água [127].

Uma vez replicado todo o processo químico existente dentro de uma aranha, pode-se proceder à produção de muitos materiais úteis para a sociedade, tais como, cintos de segurança com a requerida elasticidade, pontos cirúrgicos fortes que não causam cicatrizes e tecidos para coletes à prova de bala.

2.3 A Biomimética e a Engenharia Civil

Antigamente, a inspiração que a natureza providenciava era simplesmente utilizada no design decorativo da arquitectura, o que difere da actualidade, pois essa inspiração é agora utilizada na execução de novos sistemas estruturais. Existe uma grande variedade de estruturas naturais que podem ser encontradas na natureza e que têm sido facilmente transmitidas para as estruturas efectuadas pelo homem com o auxílio da tecnologia avançada existente nos dias de hoje.

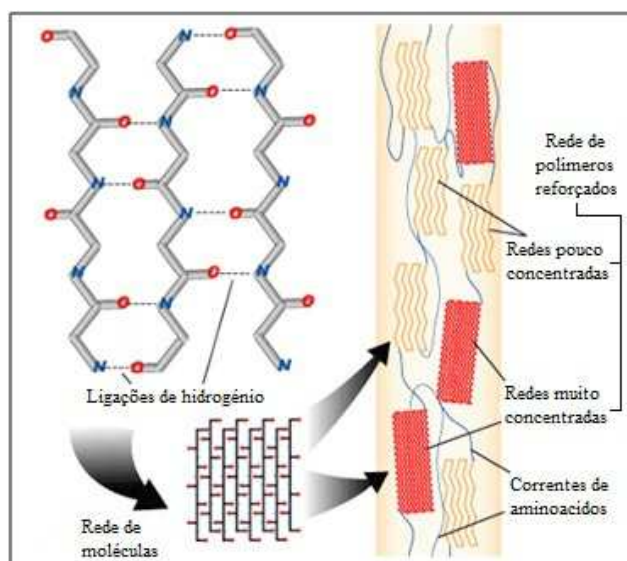


Figura 2.4: Estrutura de um fio de seda (adaptado de [127]).

É possível efectuar esta aproximação entre as estruturas de engenharia e as estruturas biológicas, pois apresentam particularidades semelhantes. No que se refere às *restrições de projecto* e aos *objectivos*, verifica-se que ambos os sistemas são similares, apesar dos sistemas biológicos trabalharem com escalas e processos diferentes. Funcionalmente, a natureza alcança sempre os seus objectivos utilizando o mínimo de recursos e um consumo mínimo de energia. Da mesma forma, nos projectos de engenharia, a optimização e o custo efectivo são os principais factores a ter em conta. No seu artigo *Similaridades entre as estruturas da natureza e as estruturas efectuadas pelo homem: a biomimética na arquitectura*, S. Arslan e A. G. Sorguc [11] referem que as estruturas naturais são uma grande fonte de inspiração para muitos arquitectos e engenheiros pois, para além de eficientes, leves e rígidas, possuem grande capacidade de suporte de forças internas e externas de uma forma optimizada. Para além disto, ainda mencionam que as estruturas inspiradas na natureza podem ser categorizadas em cinco grupos cuja distinção é baseada na sua natureza *animada* e *inanimada*. Estes grupos são estruturas tipo árvore, estruturas tipo rede, estruturas tipo casca, estruturas tipo esqueleto e estruturas pneumáticas.

Existem diversas formas de caracterizar as estruturas efectuadas pelo homem que tiveram inspiração na natureza [48]. Porém, a metodologia adoptada na presente dissertação foi a referida anteriormente no artigo de S. Arslan e A. G. Sorguc [11].

2.3.1 Estruturas inspiradas na natureza animada

Estruturas tipo árvore

Existem muitos projectos de edifícios modernos que obtiveram a sua inspiração nas árvores presentes na natureza [92]. Estruturalmente as árvores apresentam uma característica que

consiste na transmissão de cargas das folhas para os ramos e destes para o tronco.

As estruturas tipo árvore tiveram início no século XVII com a execução do farol de Eddystone (Figura 2.5) projectado por John Smeaton, um engenheiro civil da época. Esta construção situada em Devon no Reino Unido possuía 18 metros de altura, um diâmetro de 8 metros na base e de 5 metros no topo e teve inspiração num carvalho inglês [92].

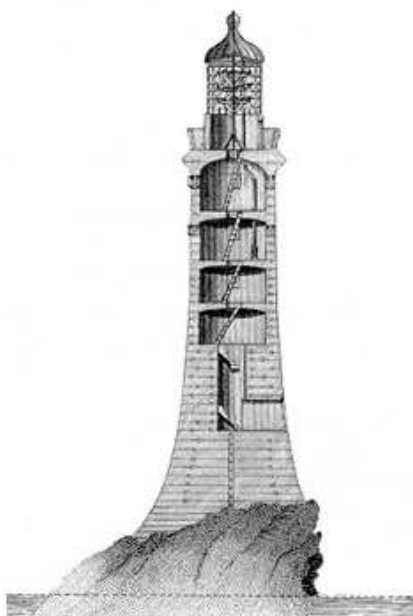


Figura 2.5: Farol de Eddystone projectado por John Smeaton (adaptado de [129]).

Este exemplo demonstra como um projecto estrutural pode ser influenciado por uma característica de fácil compreensão existente num elemento da natureza. Abstractamente, ao aproximar um edifício a um conjunto de árvores, verifica-se que apresentam grandes similaridades. Da mesma forma que uma floresta possui uma rede de troncos que sustentam os ramos e estes, por sua vez, suportam as folhas entrelaçadas, muitas estruturas de edifícios são formadas através de colunas verticais que suportam uma ampla estrutura. Outro aspecto é o facto dos edifícios que suportam uma grande carga necessitarem de uma forte secção intermédia na base, o que se assemelha às árvores, que têm troncos fortes para suportarem a carga exercida pelos ramos e pelas folhas. Para além disto, uma estrutura deste tipo necessita de uma grande fundação de forma a suportar as forças laterais a que o edifício estará submetido, tal como acontece nas fundações das árvores, que requerem um conjunto de raízes maiores do que os seus ramos.

A forma e as propriedades estruturais das árvores têm inspirado um número crescente de arquitectos na construção de diversas estruturas notáveis. Um exemplo destas construções é a Gare do Oriente, situada em Lisboa, cuja plataforma foi projectada por Santiago Calatrava. O engenheiro e arquitecto efectuou o suporte da cobertura do cais da estação

através de uma estrutura metálica de 25 metros de altura. Esta solução consiste numa série de pilares delgados que se dividem no topo e se conectam uns aos outros para criar uma estrutura contínua. O grupo de pilares assemelha-se a palmeiras ou lírios, cujos ramos se espalham para suportar um tecto de vidro (Figura 2.6).



Figura 2.6: Gare do Oriente, Lisboa, Portugal [132].

Outro exemplo destas estruturas, também projectada por Santiago Calatrava, é o BCE Place localizado em Toronto, no Canadá. O projecto consiste numa galeria situada entre dois edifícios que tem como finalidade efectuar a ligação entre eles. A cobertura da galeria possui 27 metros de altura e 130 metros de comprimento e é suportada por uma estrutura tipo árvore que compreende dezasseis *árvores* de aço, oito de cada lado, espaçadas 18 metros entre si e que se ramificam às alturas de 7 e 15 metros, como se pode verificar na Figura 2.7.



Figura 2.7: BCE Place, Toronto, Canadá [103].

O último exemplo deste tipo de estruturas diz respeito ao terminal de passageiros do

aeroporto de Estugarda, na Alemanha. A cobertura deste terminal foi projectada por Meinhard von Gerkan e encontra-se dividida em doze rectângulos de iguais secções medindo $26,6 \times 43,4$ metros, sendo cada um suportado por uma estrutura de aço muito parecida com uma árvore [92] (Figura 2.8).



Figura 2.8: Terminal do aeroporto de Estugarda [154, 155].

Estruturas tipo casca

Na natureza existem diversas cascas morfológicas que ocorrem numa grande variedade de tipo, forma e cor, tais como, as conchas do mar, as nozes, as tartarugas, os ovos e algum tipo de insectos. Ao longo do tempo os humanos têm estudado o comportamento estrutural destes elementos naturais com o objectivo de auxiliar a concepção de novos edifícios. Em particular, os primeiros traços do estudo das conchas podem ser encontrados no trabalho de Henry Moseley [76] e seguido por muitos outros investigadores que delinearão de diversas formas as relações matemáticas que controlam a geometria geral de uma concha [57]. A importância destes estudos deve-se ao facto da geometria da concha ser um factor de extrema importância, pois é ela que define o seu comportamento estrutural. As cargas aplicadas na superfície de uma concha, para além de desenvolverem esforços de compressão e tracção, também podem originar momentos flectores e esforços de corte. A situação mais eficiente é aquela em que se desenvolvem apenas esforços de membrana, a qual é dependente da geometria e das condições de apoio em que se encontram as conchas.

Um dos grandes mentores das estruturas tipo casca foi Felix Candela, um engenheiro e arquitecto do século XIX que estudou e desenvolveu teorias para a construção em betão armado deste tipo de estruturas. Ao longo da sua vida, Candela tentou demonstrar as vantagens que o betão armado e a natureza poderiam trazer ao campo da engenharia de estruturas, ou seja, que a forma das cascas poderia ser efectivamente e eficientemente formada utilizando betão armado e que as formas existentes na natureza poderiam oferecer a vantagem estrutural de eliminar as forças de tracção no betão. Uma das suas obras mais emblemáticas, concebida entre 1957 e 1958, é o restaurante Los Manantiales em Xochimilco, no México, cuja cobertura possui um diâmetro máximo de 42,7 metros e uma espessura de betão de apenas 4,3 centímetros sem nenhum apoio intermédio. Inspirada

numa concha natural, onde as curvas estão focadas num único centro, esta estrutura consiste numa abóbada em cruz formada pela conexão de quatro parabolóides hiperbólicos, tal como se apresenta na Figura 2.9.



Figura 2.9: Restaurante Los Manantiales, Xochimilco, México [150, 130].

Uma estrutura muito similar a esta, também projectada por Candela, é o restaurante Submarino existente no Oceanário de Valência, concebido entre 1994 e 2002 (Figura 2.10). A sua cobertura, também formada por quatro parabolóides hiperbólicos, possui uma espessura de 6 centímetros, variando nos bordos e nas zonas de suporte, e uma altura de 12,7 metros.



Figura 2.10: Restaurante Submarino, Oceanário de Valência, Espanha [152].

2.3.2 Estruturas inspiradas na natureza inanimada

Estruturas tipo esqueleto

A humanidade, para além de analisar certos elementos da natureza, tais como as conchas e as árvores, também tem estudado o esqueleto humano e animal com o objectivo de obter inspiração para a execução de novas estruturas de edifícios.

É de senso comum o facto de o esqueleto ser uma estrutura rígida e leve que protege os órgãos internos e assegura a realização dos movimentos em conjunto com o sistema muscular. A coluna vertebral, que é responsável por dois quintos do peso corporal total dos humanos, suporta o peso do corpo e fornece um eixo parcialmente rígido e flexível para o corpo. Transportando este conceito para as estruturas de engenharia, alguns engenheiros e arquitectos viram as vantagens que este sistema estrutural poderia trazer para as suas construções. Por exemplo, no período romanesco, verificou-se que as abóbadas com nervuras estruturais tipo espinha dorsal poderiam substituir as abóbadas maciças de pedra, cuja dificuldade de construção era muito elevada [92]. Estas abóbadas nervuradas foram bastante utilizadas num grande número de igrejas góticas de diversos países. Alguns exemplos destas edificações em Portugal são o Mosteiro dos Jerónimos (Figura 2.11), o Mosteiro de Alcobaça (Figura 2.12) e o Mosteiro da Batalha (Figura 2.13).



Figura 2.11: Mosteiro dos Jerónimos [141].

Para além disto, os construtores da época também estenderam este conceito estrutural para as paredes das igrejas, tornando as paredes sólidas estruturalmente desnecessárias. Como se pode verificar na Figura 2.14, este processo estrutural desenvolveu um sistema de suportes verticais, ou pilares, dispostos em intervalos regulares, projectados para suportar o peso das abóbadas nervuradas, permitindo reduzir relativamente o peso total das construções, visto serem suportadas por estruturas de pedra tipo esqueleto ao invés de paredes e abóbadas de pedra maciça. Para além de criar espaço dentro dos edifícios, uma outra vantagem que este sistema estrutural providenciou foi a aplicação de grandes janelas, possibilitando a penetração da luz nos espaços internos das construções.



Figura 2.12: Mosteiro de Alcobaça [140].



Figura 2.13: Mosteiro da Batalha [139].



Figura 2.14: Sistema estrutural da arquitectura gótica [102].

Na sociedade de hoje em dia existem diversas construções que possivelmente foram projectadas tendo como inspiração um determinado elemento do esqueleto humano ou animal. A famosa Torre Eiffel, concebida entre 1887 e 1889 como entrada da exposição universal em Paris e também como celebração da revolução francesa, possui uma ligação clara ao biomimetismo, pois foi projectada pelo engenheiro e arquitecto Gustave Eiffel que desenhou os componentes estruturais da torre tendo como base o fémur humano [88].

O fémur é o osso mais forte e longo do corpo humano e efectua a ligação entre a anca e o joelho. A sua extremidade superior constitui a cabeça do fémur que se encaixa numa cavidade do osso ilíaco e a sua extremidade inferior articula-se com a tíbia compondo o joelho. No século XIX, Hermann Von Meyer, um paleontólogo alemão, estudou a extremidade superior deste osso e verificou que é composta por uma estrutura trabecular óssea. O engenheiro suíço Karl Cullman, ao analisar o estudo de Von Meyer, verificou que as trabéculas possuíam uma maior concentração nas zonas de maior tensão do fémur, o que lhe permitiu concluir que a natureza estava a reforçar o osso nestas zonas e que esta era uma das formas mais eficientes de suportar cargas descentradas [88]. Com base nestas revelações, Gustave Eiffel calculou a curva dos pilares de base da torre (Figura 2.15) [39].

Para além dos projectos estruturais, os pequenos detalhes do esqueleto, como as ligações, também têm sido utilizadas como caso de estudo na concepção de novas construções. Alguns exemplos disto podem ser observados nos projectos de algumas pontes de Santiago Calatrava, tal como a ponte La Devesa em Ripoll, Espanha, concebida entre 1989 e 1991. Esta construção possui um arco lateral com uma extensão de 44 metros e uma inclinação de 65° com a horizontal que suporta uma plataforma com 65 metros de comprimento (Figura 2.16). O arco é formado por um tubo de aço com 26,7 centímetros de diâmetro e 1,6 centímetros de espessura que se encontra ligado a uma viga tubular metálica através de barras de suspensão de forma a transmitir a carga da plataforma para o arco, evitar a encurvadura

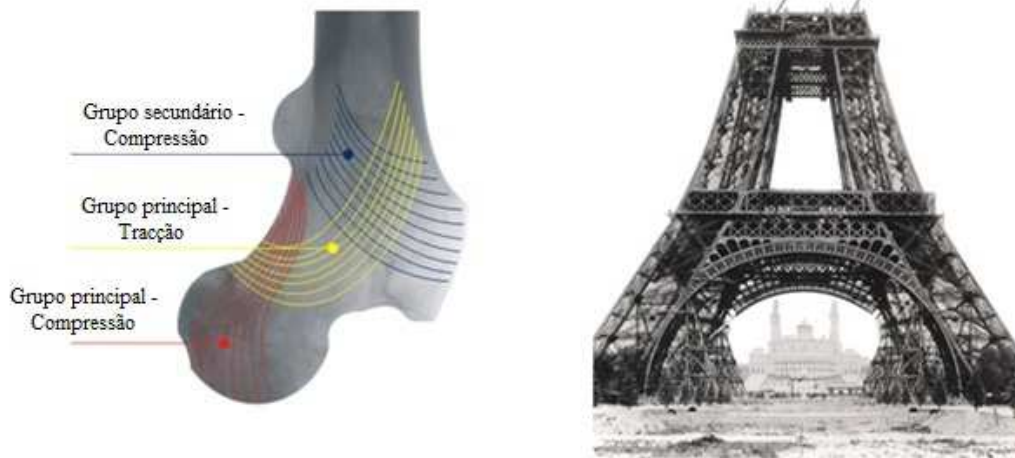


Figura 2.15: Similaridade entre o fémur e a Torre Eiffel [124, 156].

deste e permitir que o peso próprio do arco contrabalance o peso próprio e a carga da plataforma.



Figura 2.16: Ponte La Devesa, Ripoll, Espanha [149].

Estruturas tipo teia

As finas teias produzidas pelas aranhas possuem características distintas de força, elasticidade e peso, como se referiu anteriormente. Para além destas excelentes qualidades materiais da seda, a distribuição dos esforços nas teias produzidas pelas aranhas tem inspirado uma grande quantidade de engenheiros e arquitectos na realização dos seus projectos. Ao longo da sua adaptação, as estruturas naturais tendem a empregar mais eficientemente membros à tracção em vez de membros à compressão, pois estes têm tendência a encurvar [7]. Este tipo de sistema estrutural, aplicado com um material como a seda produzida pelas aranhas, origina uma estrutura leve e com uma capacidade de carga extremamente elevada.

Actualmente, uma das estruturas muito empregue pela humanidade que pode ser comparada às teias de aranha é a tenda, pois ambas são estruturas leves e simplesmente tracionadas. A maioria destas estruturas são suportadas por elementos sujeitos à compressão e à flexão, como, por exemplo, anéis de compressão e postes.

Frei Otto, reconhecido como o grande mestre das estruturas de membrana tracionadas e pioneiro das estruturas tipo teia na construção, tem estudado e efectuado pesquisas sobre os sistemas das estruturas naturais e artificiais ao longo da sua vida. Existem diversos projectos deste engenheiro e arquitecto em que se verifica a aproximação ao conceito estrutural das teias de aranha [92]. O primeiro deles foi uma tenda elegante e espaçosa utilizada para cobrir a área de exposição do Pavilhão Alemão na Expo 67. Como se observa na Figura 2.17, esta estrutura cobre uma área do tamanho de um quarteirão de uma cidade e é composta por uma rede de aço coberta com uma membrana de plástico translúcida e suspensa em oito mastros metálicos de altura variável, situados em intervalos irregulares e suportados por ancoragens exteriores à estrutura. Este sistema estrutural permitiu produzir um espaço interior único, protegido por uma cobertura de aço e plástico que pesa apenas 150 toneladas, entre um terço a um quinto do peso de coberturas compostas por materiais normais.

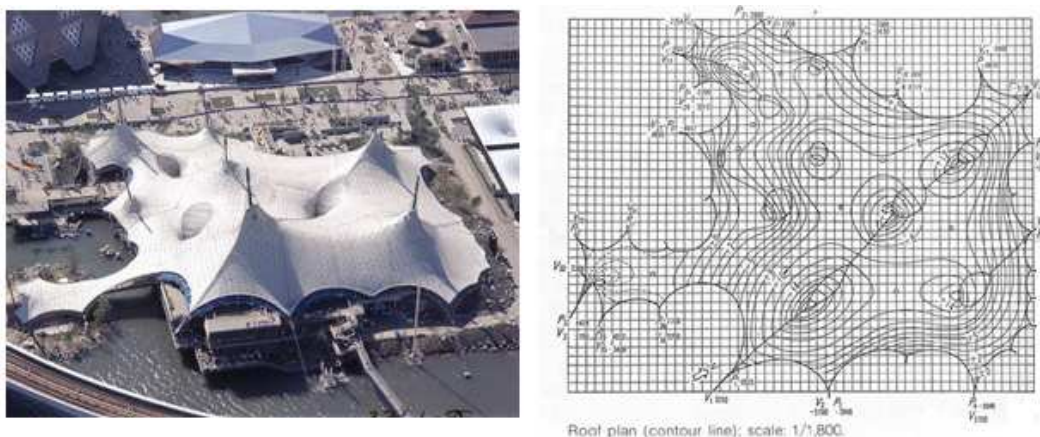


Figura 2.17: Pavilhão Alemão, Expo 67 [144, 145].

Uma estrutura que utiliza o mesmo sistema que esta, também projectada por Frei Otto mas com a colaboração de Gunther Behnisch, é a cobertura do Estádio Olímpico de Munique, na Alemanha, concebida em 1972. Esta estrutura estende-se desde o estádio principal até ao centro aquático numa área total de 80.000 metros quadrados, abrigando também o ringue de patinagem e a arena polidesportiva. É composta por uma extensa malha de cabos de aço que suportam painéis acrílicos translúcidos e se encontram suspensos em mastros metálicos localizados em pontos estratégicos fora das instalações, de forma a aumentar os espaços interiores e definir o seu formato que é similar ao de uma teia de aranha, tal como demonstra a Figura 2.18. Para além dos mastros, a cobertura também é fixa directamente ao solo através de ancoragens, o que permite aumentar a rigidez da estrutura.



Figura 2.18: Estádio Olímpico de Munique, Alemanha [125, 126].

Um último exemplo é a Cúpula do Milénio, em Londres, Inglaterra, projectada pelo arquitecto Richard Rogers. A cúpula, que é a maior estrutura do seu tipo na Terra, possui 365 metros de diâmetro e assemelha-se a uma grande marquise branca suportada por doze torres amarelas com 100 metros de altura (Figura 2.19). Apesar da estrutura ser rotulada e conhecida como uma cúpula, a cobertura não se comporta como tal, pois é suportada por um conjunto de mastros e uma rede de cabos ao invés de ser auto sustentável, como seria o verdadeiro comportamento de uma cúpula [92].



Figura 2.19: Cúpula do Milénio, Londres, Inglaterra [117].

2.3.3 Estruturas pneumáticas

As estruturas pneumáticas aparecem tanto na natureza animada, através de órgãos de animais, bactérias, plantas e seres humanos, como na natureza inanimada, através de gotículas de água e bolhas de sabão [82].

Uma estrutura pneumática é uma estrutura de membrana suportada por uma pressão interna ligeiramente superior à pressão atmosférica normal. Esta pressão é proporcionada através

de ar ou gás comprimido e é mantida por compressores ou ventiladores.

O desenvolvimento das estruturas pneumáticas iniciou-se em 1709 através de uma experiência pioneira com balões de ar quente realizada pelo padre brasileiro Bartolomeu de Gusmão, em Lisboa [19]. Porém, o início efectivo do desenvolvimento dos balões de ar quente ocorreu apenas no final do século XVIII, quando os irmãos Montgolfier produziram um balão feito de lençóis e papel com onze metros de diâmetro [19].

Em 1948, o engenheiro aeronáutico Walter Bird e a sua equipa foram patrocinados pelo exército norte-americano para desenvolverem um protótipo de uma cúpula pneumática com quinze metros de diâmetro (Figura 2.20), cujo objectivo era proteger diversos radares das condições climáticas existentes. Mais tarde, esse protótipo protagonizou a construção de uma série de estruturas que foram realizadas pela empresa Estruturas Birdair, fundada por Walter Bird. Na década de 1960, esta empresa foi pioneira na aplicação de coberturas pneumáticas para armazéns, piscinas, instalações de desporto e fábricas.



Figura 2.20: Walter Bird em cima do primeiro protótipo [19].

Apesar de engenheiros como Walter Bird terem sido pioneiros na aplicação comercial de estruturas pneumáticas, foi Frei Otto o primeiro a realizar investigações académicas, principalmente, no que diz respeito à definição da forma deste tipo de estruturas [19].

Devido à sua característica de portabilidade, as estruturas pneumáticas foram muito utilizadas em exposições temporárias, como, por exemplo, o Pavilhão Átomos para a Paz (Figura 2.21), projectado por Victor Lundy para receber uma exposição da Comissão de Energia Atómica dos EUA que passou pela América Central e América do Sul em 1960.

O ponto alto da utilização deste tipo de estruturas foi a Expo 70, em Osaka, no Japão, devido à má qualidade do solo e à alta sismicidade da região. Entre as várias estruturas pneumáticas existentes na exposição, o Pavilhão Americano, o Fuji e o Teatro Flutuante foram as mais relevantes. O primeiro, projectado por Davis Brody, David Geiger e Bird Walter, possuía uma cúpula oval com 80 metros de largura e 140 metros de comprimento (Figura 2.22). O Fuji, projectado pelo arquitecto Yutaka Murata e pelo engenheiro Mamoru Kawaguchi,



Figura 2.21: Pavilhão Átomos para a Paz [19].

teve uma especial relevância devido à sua forma invulgar, composta por dezasseis arcos insufláveis, tal como se observa na Figura 2.23. O Teatro Flutuante, projectado pela mesma equipa que o anterior, foi composto por três tubos insufláveis, mantidos a uma pressão alta que suportavam uma membrana cujo espaço interno era mantido sob uma pressão negativa [19] (Figura 2.24).

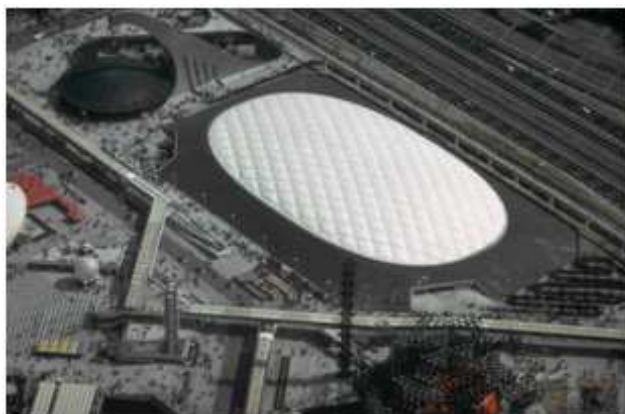


Figura 2.22: Pavilhão Americano, Expo 70 [146].

O êxito das estruturas pneumáticas na Expo 70 inspirou diversos engenheiros a adoptarem este tipo de sistema nos seus projectos. Um deles foi David Geiger, que desenvolveu vários projectos para estádios desportivos nos Estados Unidos da América e no Canadá, como, por exemplo, o Pontiac Silverdome, em Michigan (1975), o Estádio B. C. Place, em Vancouver (1983), e o Metrodome Minneapolis (1982), todos eles cobrindo uma área superior a quarenta mil metros quadrados e com capacidade para mais de sessenta mil pessoas [40]. Estas coberturas têm-se comportado de forma satisfatória à excepção de um problema de esvaziamento no Metrodome Minneapolis causado pela acumulação de neve,



Figura 2.23: Pavilhão Fuji, Expo 70 [147].

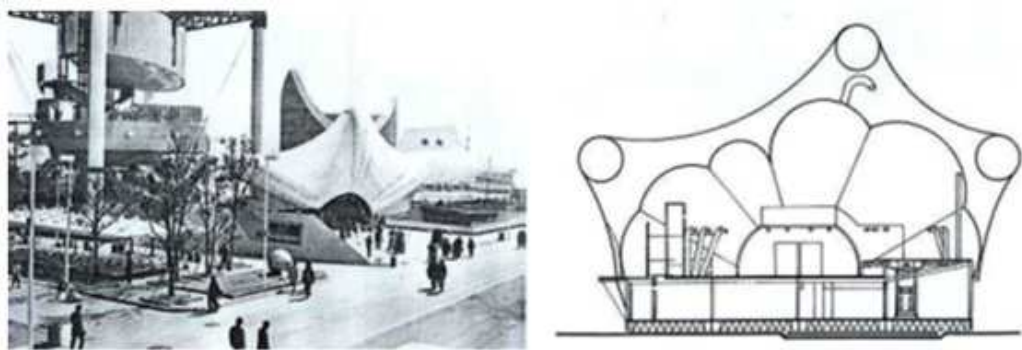


Figura 2.24: Teatro Flutuante, Expo 70 [19].

que resultou no colapso da estrutura, tal como se verifica na Figura 2.25.



Figura 2.25: Rotura da cobertura do Metrodome Minneapolis [138, 109].

As cúpulas pneumáticas mais recentes, como a cúpula *Big Egg* em Tokyo (Figura 2.26) e a cúpula Akita Sky (Figura 2.27), projectadas e concebidas pela Corporação Kajima em 1988 e 1990, respectivamente, foram realizadas tendo em consideração o peso da neve através da utilização de maiores pressões internas, menor distância entre cabos e perfis superiores [40].



Figura 2.26: Cúpula *Big Egg*, Tóquio [114, 115].



Figura 2.27: Cúpula Akita Sky [112, 113].

Capítulo 3

Estruturas espaciais

3.1 Breve histórico

O termo *estrutura espacial* é usualmente aplicado a um sistema estrutural formado por elementos lineares (e.g. barras) dispostos em planos distintos. Pode-se compreender que este conceito possui um grande domínio, pois engloba estruturas reticuladas constituídas por elementos barra, estruturas contínuas constituídas por placas, membranas ou cascas e estruturas mistas constituídas pela combinação de elementos discretos e contínuos [71].

Até meados do século XVIII o ferro era um material pouco produzido e, devido a isso, os edifícios eram construídos sobretudo por pedra e tijolo, materiais resistentes à compressão mas fracos à tracção, apropriados para construir formas estruturais tridimensionais como cúpulas e abóbadas. Porém, a sua utilização originava estruturas pesadas e com vãos limitados.

Com a Revolução Industrial e a chegada da idade dos caminhos-de-ferro, existiu uma maior produção de ferro e de aço e a necessidade de construir estruturas com maiores vãos para as pontes ferroviárias, estações e fábricas. Desta forma, desenvolveram-se novas formas estruturais metálicas, entre as quais se encontram as treliças espaciais ou tridimensionais.

De acordo com Sampaio [87], um dos primeiros traços na história das estruturas espaciais remota para o século XIX, mais precisamente, entre 1806 e 1811, quando o arquitecto Joseph Bélanger e o engenheiro Brunet reconstruíram o *Halle au Blé* (Mercado de Trigo) em Paris, com a aplicação de uma cúpula constituída por elementos em ferro fundido (Figura 3.1).

A maioria das estruturas espaciais são modulares. A eficiência da construção deste tipo de edifícios foi verificada em 1851, em Londres, através da realização da Exposição Mundial. Este evento protagonizou ao arquitecto Joseph Paxton a construção de um dos grandes marcos da arquitectura, o Palácio de Cristal. Este grandioso edifício em ferro fundido e vidro, que possuía uma área de exibição de 92.000 metros quadrados e uma altura interior de 33 metros, foi construído em apenas seis meses devido à aplicação de módulos e duma estrutura em grelha montada em série. Posteriormente à exposição, o edifício foi transferido

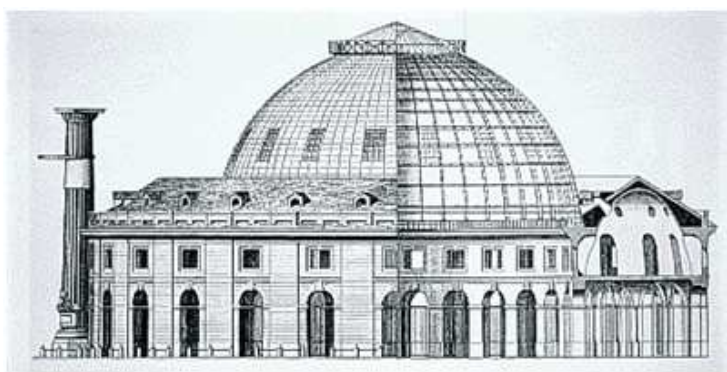


Figura 3.1: *Halle au Blé* (Mercado de Trigo), Paris [134].

para uma propriedade designada Penge Place, onde se efectuaram algumas alterações e ampliações à sua estrutura. Nesta altura, o edifício recebeu concertos, exposições e entretenimentos públicos até 1936, quando foi destruído por um incêndio [133].

Uma estrutura de referência e um testemunho da estabilidade e durabilidade da construção metálica modular tridimensional é a Torre Eiffel, já referida no capítulo anterior.

Em 1907, Alexander Graham Bell, um cientista e inventor considerado como o criador do telefone, efectuou o primeiro protótipo de estruturas tridimensionais pré-fabricadas. Este modelo era constituído por barras de igual comprimento unidas por nós padronizados muito simples, formando elementos modulares tetraédricos (Figura 3.2). Segundo Chilton [20], Bell apreciou as propriedades de leveza e alta resistência providenciadas pelas formas rígidas tetraédricas tridimensionais e incorporou-as em muitos dos seus projectos, como a torre de observação em Beinn Bhreagh, EUA (Figura 3.3).

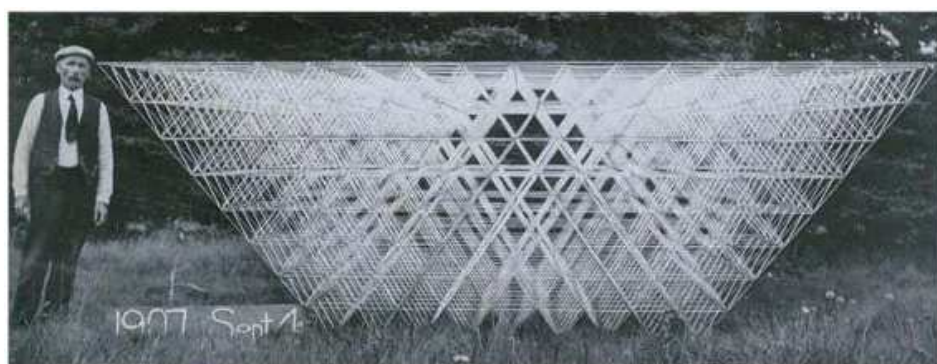


Figura 3.2: Estrutura espacial de Alexander Graham Bell [27].

Porém, estas estruturas não tiveram sucesso imediato, devido, principalmente, à dificuldade de efectuar a ligação entre os elementos, pois na época apenas existiam rebites e parafusos a um custo elevado.

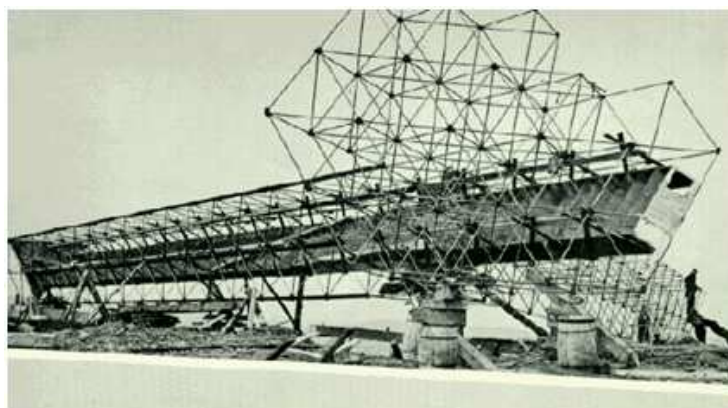


Figura 3.3: Torre de observação em Beinn Bhreagh, EUA [87].

O primeiro sistema de treliças espaciais industrializado foi o Mero, desenvolvido na Alemanha em 1943 pelo Dr. Ing. Max Mengerlinghausen [20]. Basicamente este sistema consiste em tubos de secção circular que se unem a nós esféricos por meio de parafusos.

Outro sistema, desenvolvido no Reino Unido pela Denings of Chard durante a década de 50, foi o Space Deck. Este sistema, que consiste em aparafusar módulos piramidais pré-fabricados de aço, continua a ser muito utilizado actualmente, mas com pequenas modificações. Um sistema similar a este é o Nenk, desenvolvido em 1963 pelo antigo Ministério da Construção e Obras Públicas do Reino Unido [20].

O sistema Octet Truss surgiu nos EUA por Richard Buckminster Fuller. O seu nome provém da geometria octaedro-tetraedro formada pelas linhas que ligam os centros das esferas contidas numa sequência contínua. Para além deste, também na década de 50, Charles W. Attwood com a ajuda do Instituto de Pesquisa em Engenharia da Universidade de Michigan desenvolveu o sistema Unistrut [20].

Em Ontário, no Canadá, o sistema Triodetic foi introduzido numa base comercial por Fentiman Bros. Este sistema foi revolucionário pelo uso de membros tubulares com extremidades achatadas e nós sólidos com ranhuras [20].

O francês Stéphane du Château desenvolveu diversos sistemas de treliças espaciais, mas o que obteve maior sucesso foi o sistema Unibat, produzido em 1962. Este sistema é composto por diversas unidades piramidais invertidas que se unem por meio de parafusos.

Na Expo 67, realizada em Montreal, no Canadá, desenvolveram-se diversas estruturas treliçadas tridimensionais. Com base em microfósseis marinhos designados radiolários (Figura 3.4), Fuller em conjunto com diversas empresas produziram uma cúpula com 76 metros de diâmetro para o pavilhão dos EUA, que consistia numa esfera de três quartos constituída por uma malha interior hexagonal e uma malha exterior triangular [168] (Figura 3.5). Para além desta construção, os arquitectos Sean Kenny e George Djurkovic e o Engenheiro Boyd Auger criaram uma estrutura metálica espacial

constituída por dois edifícios, a Pirâmide e o Vulcão, ligados por uma ponte também executada por uma estrutura metálica tridimensional (Figura 3.6).

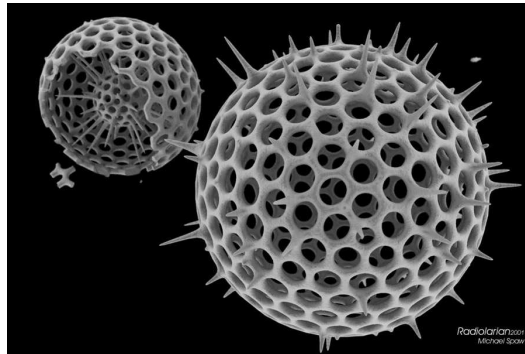


Figura 3.4: Configuração de um radiolário [163].



Figura 3.5: Cúpula de Fuller, Expo 67, Canadá [116].

Por volta da mesma época, o desenvolvimento tecnológico e o conseqüente aperfeiçoamento dos computadores electrónicos protagonizaram uma grande evolução no estudo das estruturas espaciais, permitindo efectuar uma análise mais precisa e, assim, alcançar um melhor desempenho estrutural através da aplicação de novas concepções geométricas.

No fim dos anos 60 e início dos anos 70, a *British Steel Corporation (Tubes Division)*, agora *British Steel Tubes & Pipes*, desenvolveu o sistema Nodus, constituído por membros de secção tubular e uniões sofisticadas produzidas em diversos tamanhos com diferentes capacidades de carga.

A Expo 70, em Osaka, no Japão, também contou com a presença de diversas estruturas espaciais, sendo a peça central, projectada pelo arquitecto Kenzo Tange e o engenheiro Yoshikatsu Tsuboi, uma treliça tridimensional com $291,6 \times 108$ metros em planta, suportada somente por seis colunas a uma altura de 30 metros acima do solo, projectada



Figura 3.6: A Pirâmide e o Vulcão, Expo 67, Canadá [148].

para cobrir a Praça Festival (Figura 3.7).



Figura 3.7: Cobertura da Praça Festival, Expo 70, Japão [107, 108].

Na década de 1980, criou-se o sistema Harley na Austrália que possui elementos contínuos de aço enformados a frio, o que levou ao desenvolvimento de estruturas com um menor número de nós, mais baratas e leves [20]. Também nos anos 80, desenvolveu-se o sistema Orona, fabricado pela Cooperação Orona S. de São Sebastião, Espanha.

Em meados da década de 80 e início de 90 desenvolveram-se três sistemas de estruturas espaciais no Reino Unido. O Cubic Space Frame que corresponde a uma estrutura espacial modular, o Spacegrid gerado a partir de um desenvolvimento do sistema Unibat e o Conder Harley que diz respeito a uma versão modificada do sistema Harley [20].

No Capítulo 4 serão estudados mais pormenorizadamente alguns dos principais sistemas de treliças espaciais aplicados até à actualidade.

3.2 Materiais utilizados nas estruturas espaciais

3.2.1 Aço

Como já se verificou, a maioria das construções efectuadas com estruturas espaciais é realizada em aço, sendo considerado o material ideal para tal devido às suas propriedades mecânicas, pois possui um elevado módulo de elasticidade ($E_{aço} = 210$ GPa) e um baixo coeficiente de dilatação térmica ($0,000012/^\circ\text{C}$), o que permite obter uma estrutura rígida e pouco deformável.

Os membros das treliças espaciais podem ser constituídos por secções em T, tubulares ou secções de aço enformadas a frio e conectados entre si por meio de parafusos, soldadura ou rebites, ou por meio de conectores. Para grandes vãos podem-se aplicar elementos tubulares, que possuem um bom comportamento quando submetidos a forças de compressão e permitem obter uma estrutura mais leve [78].

3.2.2 Alumínio

As estruturas espaciais também podem ser constituídas por nós e membros de alumínio. Em comparação com o aço, verifica-se que o alumínio possui uma massa volúmica de cerca de um terço em comparação com o aço ($\rho_{alumínio} = 2700$ kg/m³ e $\rho_{aço} = 7865$ kg/m³), um menor módulo de elasticidade ($E_{alumínio} = 70$ GPa) e um coeficiente de dilatação térmica superior ($0,000024/^\circ\text{C}$). Com base nestes dados pode-se concluir que uma estrutura espacial constituída por elementos em alumínio terá deslocamentos superiores a uma treliça espacial constituída por elementos de aço, quer devido às normais mudanças de temperatura quer devido às cargas que terão de suportar. Por outro lado, se a deformação da estrutura não for um factor condicionante, uma estrutura espacial de alumínio com uma capacidade de carga aproximadamente equivalente a uma estrutura espacial de aço de igual vão e solicitações, apresentará um peso próprio menor. Para além disto, o alumínio possui um custo material mais elevado que o aço e o seu processo de soldadura também é mais complexo.

3.2.3 Madeira

O emprego da madeira em treliças espaciais é um campo que ainda se encontra em desenvolvimento, embora já existam algumas cúpulas constituídas por este material. Geralmente a madeira utilizada em estruturas espaciais é empregue na forma de madeira laminada ou madeira serrada com secções transversais circulares ou rectangulares. A principal dificuldade das treliças espaciais constituídas por madeira é a transferência de forças nas articulações que unem os diversos membros da estrutura, devido às elevadas forças axiais a que estes estão sujeitos. Por isso, geralmente aplicam-se articulações ou nós metálicos neste tipo de estruturas e cada membro individual possui encaixes metálicos nas suas extremidades, com o objectivo de transferir as forças ao longo de um maior comprimento do membro.

Um exemplo de uma estrutura espacial em madeira é a cobertura do Skydome J. Lawrence Walkup, localizado no campus da Universidade do Norte do Arizona (Figura 3.8). Esta edificação foi projectada pelo arquitecto Wendell Rossman e possui a terceira cúpula de madeira com maior vão livre do mundo, um diâmetro de 153 metros e uma altura de 43 metros medidos desde o nível do piso interior.



Figura 3.8: Cúpula do Skydome J. Lawrence Walkup, Arizona(adaptado de [118]).

3.2.4 Betão

Apesar do betão possuir um peso elevado e geralmente secções transversais relativamente grandes, o desenvolvimento de técnicas de pré-fabricação e de pré-esforço permitiram a aplicação de membros mais leves e de reduzida área transversal na concepção de estruturas espaciais. A união destes membros pode ser efectuada com parafusos e betume [78].

A utilização do betão em estruturas espaciais pode-se tornar numa solução viável em países onde a mão-de-obra é barata e o aço é pouco produzido e possui um preço elevado, tal como acontece em nações pouco desenvolvidas.

3.2.5 Plásticos reforçados

A aplicação deste tipo de materiais em estruturas espaciais ainda se encontra no início do seu desenvolvimento.

Devido ao baixo módulo de elasticidade que possuem, os plásticos reforçados são normalmente aplicados como elemento constituinte de treliças espaciais com membranas traccionadas. Para além disso, a aplicação deste tipo de materiais possui diversas contingências como, a deterioração devido à exposição solar, fluência devido à natureza viscoelástica dos polímeros e razoável dilatação térmica. Por outro lado, um factor favorável à aplicação de plásticos reforçados em treliças espaciais é a criação de uma estrutura com peso reduzido.

3.3 Vantagens e desvantagens

3.3.1 Vantagens

Comportamento tridimensional

Devido ao seu comportamento tridimensional, as estruturas espaciais têm como principal vantagem uma boa redistribuição de esforços, ou seja, quando a estrutura é solicitada por uma carga concentrada ou móvel, existe uma rápida dispersão desta por todos os elementos próximos do seu ponto de aplicação, minimizando os esforços no elemento directamente carregado. Esta característica também pode minimizar o custo das estruturas de suporte, pois como a carga aplicada é distribuída por diversos elementos, os apoios estruturais serão submetidos a esforços menores.

Instalação de serviços

O espaço existente entre as camadas de uma estrutura espacial multi-camada permite a fácil instalação e manutenção de diversos serviços eléctricos ou mecânicos, tais como, luzes e tubos destinados à refrigeração ou aquecimento de ar (Figura 3.9). A carga exercida pela colocação destes aparelhos deve ser idealmente suportada pelos nós da estrutura, de forma a minimizar os momentos flectores existentes nos seus elementos. Porém, esta adversidade é simplificada devido à elevada quantidade de nós presentes neste tipo de estruturas, o que reduz ou elimina completamente a necessidade de se efectuarem construções metálicas secundárias.

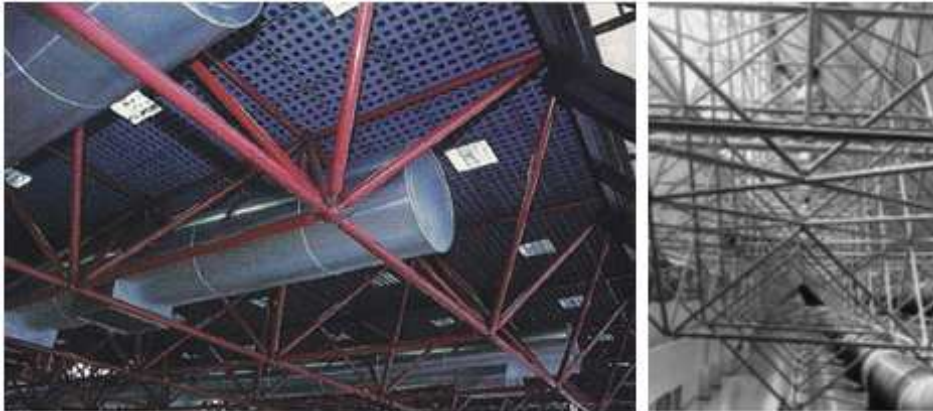


Figura 3.9: Facilidade de instalação de serviços [53, 20].

Redundância e rigidez

As estruturas espaciais possuem um elevado grau de hiperestaticidade, o que lhes permite resistir a determinados danos que possam ocorrer num número limitado dos seus elementos sem que se verifique o colapso global da estrutura. Esta característica é muito importante,

pois aumenta a resistência destas estruturas a danos causados por incêndios, explosões ou actividade sísmica.

A elevada rigidez e o baixo peso próprio que possuem fazem com que as estruturas espaciais sejam uma solução viável para cobrir áreas com grandes vãos, tais como, pavilhões de exposições, ginásios desportivos, piscinas e muitas outras edificações. Para além disto, a elevada rigidez implica uma deformação reduzida da estrutura, sendo, por isso, também vantajosa a sua aplicação em estruturas como antenas parabólicas e telescópios, que obrigam a presença de uma estrutura de suporte leve e com pequenas deformações.

Componentes modulares

Devido ao ligeiro aumento do preço da mão-de-obra, a aplicação de estruturas pré-fabricadas e industrializadas na construção tem vindo a aumentar. As treliças espaciais são estruturas modulares em que os seus componentes são produzidos com uma elevada precisão dimensional e grande qualidade de acabamento (Figura 3.10), podendo ser produzidos em massa na fábrica e montados de forma rápida e simples no local por mão-de-obra semi-qualificada.

Mesmo quando a estrutura se encontra em condições de tensão não uniforme, exigindo a produção de elementos com dimensões particulares, é possível a sua execução em fábrica, o que permite a redução do custo da sua produção.



Figura 3.10: Componentes modulares das estruturas espaciais [110].

Liberdade de escolha da localização dos suportes

As estruturas espaciais possuem uma grande flexibilidade na escolha da localização dos apoios estruturais, pois estas podem ser suportadas em praticamente qualquer ligação ou nó da treliça. Isto permite ao arquitecto uma grande liberdade de planeamento do espaço existente entre o nível do piso e a estrutura. Porém, é preferível a aplicação de secções estruturais aproximadamente quadradas, pois permitem que o material seja utilizado de forma mais eficiente [20].

Geometria regular

A geometria regular das estruturas espaciais permitem aos arquitectos a exploração de uma vasta gama de formas arquitectónicas atractivas (Figura 3.11). Este tipo de estruturas apresenta, por si só, uma agradável aparência estética, mas pode-se obter um efeito impressionante se, por exemplo, os seus elementos estruturais possuírem uma cor que contraste com a cor do piso em que se inserem ou com o céu, no caso de se aplicar treliças espaciais sem forro ou totalmente cobertas de vidro [20].



Figura 3.11: Estruturas espaciais com designs atractivos [128, 27].

Facilidade de montagem

A facilidade de montagem destas estruturas deve-se ao facto de serem constituídas por componentes com pequenas dimensões.

Quando se pretende erguer uma cobertura com grande vão, a sua estrutura pode ser concebida ao nível do solo com as instalações previstas e então, de seguida, colocada na posição definitiva (Figura 3.12). Este tipo de abordagem previne a ocorrência de um dos acidentes mais comuns na construção civil, que são as quedas em altura. Para além disto, as estruturas espaciais facilitam a sua aplicação em locais de acesso limitado ou até mesmo em edifícios existentes, utilizando apenas mão-de-obra semi-qualificada e ferramentas simples.

3.3.2 Desvantagens

Custo

Como foi referido anteriormente, as estruturas espaciais são normalmente montadas ao nível do solo e colocadas na sua posição final como uma *peça* única. Isto exige um custo adicional em equipamento de elevação.

Outro aspecto com elevada relevância é o comprimento do vão a que se destina a aplicação destas estruturas, pois o seu elevado custo, em comparação com outros sistemas estruturais, é evidente quando aplicadas a vãos relativamente pequenos, o que, para a maioria das estruturas espaciais, são menos de 20 ou 30 metros.



Figura 3.12: Montagem de uma pirâmide por conjuntos parciais [20].

Para além disto, outro factor que influencia o preço das estruturas espaciais é o número de ligações existentes, pois o custo das uniões presentes neste tipo de estruturas é muito superior ao custo das uniões existentes em estruturas planas.

Geometria regular

Apesar de geometria regular ser uma vantagem das estruturas espaciais, esta característica também pode protagonizar uma aparência muito densa. Este tipo de estruturas são raramente observadas em planta ou em elevação e em alguns ângulos de visão podem parecer muito densas [20]. Alguns aspectos que podem influenciar a percepção da densidade da estrutura são o tamanho, a espessura e a configuração da treliça espacial.

Tempo de montagem

Outro aspecto que pode ser considerado tanto como vantagem ou desvantagem é o tempo de montagem da estrutura. Este factor depende, evidentemente, do sistema que se pretende instalar e do arranjo da malha escolhido, pois o elevado número e a complexidade das articulações podem levar a tempos de montagem superiores. Logo, ao projectar a malha com o intuito de possuir o número mínimo de articulações contribui-se para a existência de tempos de montagem inferiores.

Protecção contra o fogo

Normalmente, as treliças espaciais são utilizadas como estruturas de suporte de coberturas onde é exigida uma resistência ao fogo padrão ou nenhuma, dependendo dos materiais constituintes. Contudo, quando estas estruturas são aplicadas como suporte de pisos, é necessária a aplicação de alguns tipos de materiais de forma a fornecerem a resistência ao

fogo exigida, o que, devido ao elevado numero de elementos que constituem uma estrutura espacial, é difícil de efectuar de forma económica [20].

3.4 Geometria das malhas

Actualmente, as treliças espaciais têm sido alvo de um crescente interesse por parte de diversos engenheiros e arquitectos, devido à vasta gama de formas com grande simplicidade e boa aparência estética que apresentam. Tais estruturas são constituídas por uma ou mais camadas que se denominam banzos, malhas ou cordas, membros que efectuam a ligação entre os diversos banzos designados diagonais e pontos de intersecção entre banzos e diagonais denominados nós.

Quanto à classificação das estruturas espaciais reticuladas, esta é normalmente efectuada em elevação e em planta.

Num plano vertical, as estruturas espaciais são distintas quanto ao número de camadas, banzos, malhas ou cordas. As estruturas espaciais reticuladas mais empregues são as de dupla camada, constituídas por dois banzos paralelos interligados entre si por diagonais. Porém, quando existe a necessidade de vencer vãos extremamente elevados (mais de 100 metros), as treliças espaciais de dupla camada apresentam deformações consideráveis e, quando este factor se torna condicionante, efectua-se uma ampliação destas para treliças espaciais de tripla camada. Este tipo de estruturas tridimensionais é constituído por três camadas (superior, inferior e intermédia) interconectadas entre si por diagonais, formando um sistema com uma rigidez mais elevada que as treliças espaciais de dupla camada e, assim, apropriado para vencer grandes vãos.

A aplicação de estruturas espaciais reticuladas de uma camada é geralmente empregue em estruturas de cobertura que possuem curvatura, tais como, as cúpulas ou abóbadas e arcos, e quando o vão a vencer não possui dimensões elevadas.

Em planta, as treliças espaciais são geralmente distintas quanto ao número de direcções que os membros das camadas possuem.

A divisão de uma superfície plana pode ser efectuada de diversas formas, através da aplicação de uma malha com padrão regular ou irregular. Contudo, a aplicação de uma malha irregular pode levar a uma grande quantidade de elementos com diferentes comprimentos e ângulos formados entre eles, o que não é vantajoso em sistemas estruturais modulares. Desta forma, geralmente são adoptados padrões regulares para as diferentes camadas das treliças espaciais. Esta aplicação pode ser muito limitada, pois os polígonos regulares que se podem utilizar para perfazer totalmente um plano são o triângulo equilátero, o quadrado e o hexágono.

Utilizando polígonos quadrados, a distribuição das linhas da malha pode ser efectuada de forma paralela ou diagonal, geralmente a 45° , aos limites da malha. Devido ao facto destas configurações possuírem membros em duas direcções, elas são classificadas como malhas de duas vias. No que se refere à aplicação de polígonos regulares como o triângulo

equilátero e o hexágono, estes possuem membros colocados em três direções e, devido a isso, são caracterizadas como malhas de três vias.

Ao efectuar o preenchimento de um plano com estas formas, tem-se procurado distribuir os elementos de forma a otimizar a treliça espacial, aumentando a sua resistência.

De seguida são apresentados alguns dos arranjos geométricos mais estudados e utilizados em treliças espaciais de dupla camada.

3.4.1 Quadrado sobre quadrado

Uma treliça espacial com a configuração quadrado sobre quadrado é constituída por dois banzos paralelos conectados entre si por meio de diagonais. O banzo superior possui a mesma geometria que o banzo inferior e a sua união permite obter o cubo como elemento base de todo o conjunto estrutural (Figura 3.13).

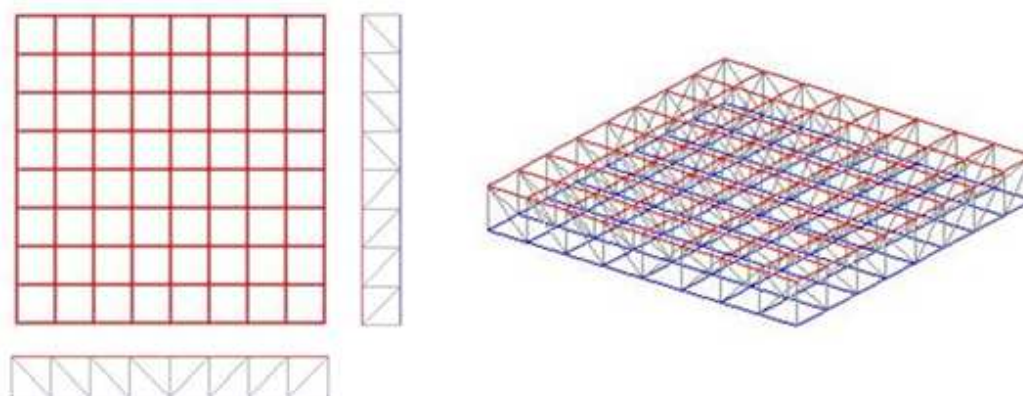


Figura 3.13: Arranjo quadrado sobre quadrado.

Devido à ausência de diagonais oblíquas, esta distribuição estrutural possui uma reduzida rigidez de torção, o que pode levar à aplicação de estruturas auxiliares de contraventamento, de modo a que a estrutura de suporte não se torne instável [91].

3.4.2 Quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo

Esta disposição geométrica é uma das mais aplicadas nas estruturas espaciais sendo composta por dois banzos paralelos, unidos entre si por meio de diagonais. A geometria de ambas as camadas é idêntica, porém a malha inferior possui uma diferença de meio módulo em relação à malha superior que se mantém intacta, tal como se pode verificar na Figura 3.14. Esta discrepância permite obter camadas com superfície plana ou curva em que a sua unidade base é a pirâmide quadrangular.

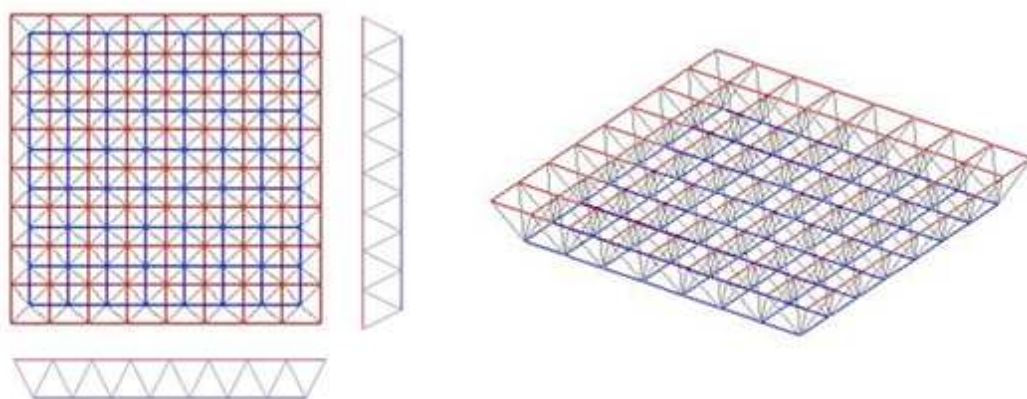


Figura 3.14: Arranjo quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo.

3.4.3 Quadrado sobre quadrado diagonal

No arranjo geométrico quadrado sobre quadrado diagonal o banzo inferior possui os seus membros na diagonal, formando um ângulo de 45° com os bordos da treliça espacial e o banzo superior apresenta uma grelha quadrada em que os seus membros são paralelos aos limites da estrutura (Figura 3.15). Assim, os membros do banzo inferior possuem a mesma dimensão que a diagonal dos quadrados do banzo superior, o que contribui para minimizar problemas de encurvadura, visto os elementos com menor comprimento se encontrarem à compressão e os elementos com maior comprimento se encontrarem à tracção [91].

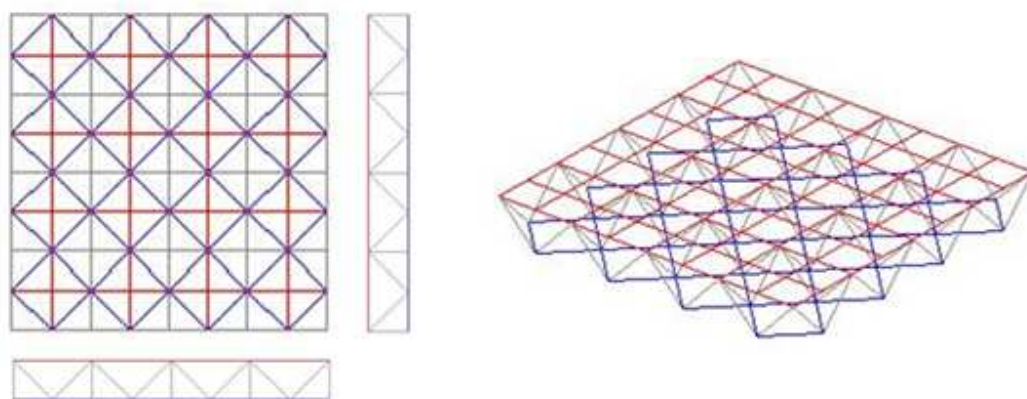


Figura 3.15: Arranjo quadrado sobre quadrado diagonal.

3.4.4 Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal

Este tipo de configuração geométrica é praticamente similar ao arranjo quadrado sobre quadrado, excepto na orientação dos membros dos banzos, pois, neste caso, formam ângulos de 45° com os limites da treliça espacial, tal como mostra a Figura 3.16.

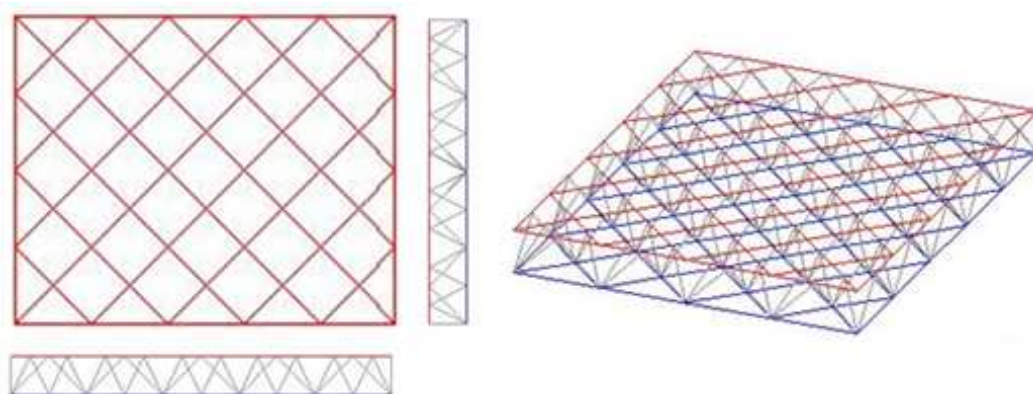


Figura 3.16: Arranjo quadrado diagonal sobre quadrado diagonal.

3.4.5 Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal com diferença de meio módulo

Esta disposição geométrica é constituída por dois banzos paralelos em que os seus elementos se encontram interligados por diagonais e formam ângulos de 45° com os bordos da estrutura. Tal como no arranjo quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo, a unidade básica desta configuração é a pirâmide quadrangular, pois o banzo superior permanece intacto e o banzo inferior sofre uma redução ou um aumento de meio módulo (Figura 3.17).

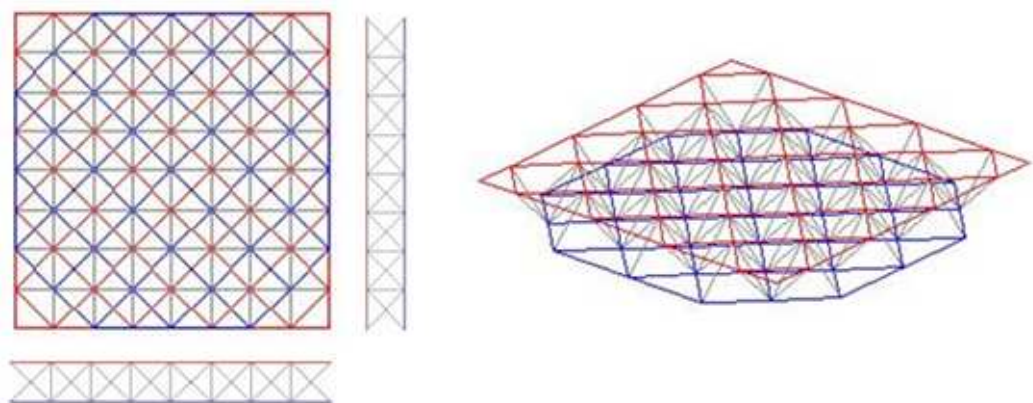


Figura 3.17: Arranjo quadrado diagonal sobre quadrado diagonal com diferença de meio módulo.

3.4.6 Triângulo sobre triângulo com diferença de meio módulo

Uma treliça espacial que possui este arranjo geométrico é constituída por dois banzos de malha triangular paralelos entre si e unidos através de diagonais. A diferença entre os

banzos superior e inferior consiste num aumento ou redução de meio módulo do banzo inferior, tal como representado na Figura 3.18. Esta discrepância faz com que os pontos de encontro entre o banzo inferior e as diagonais se localizem na mesma linha vertical que os centróides dos triângulos do banzo superior [20].

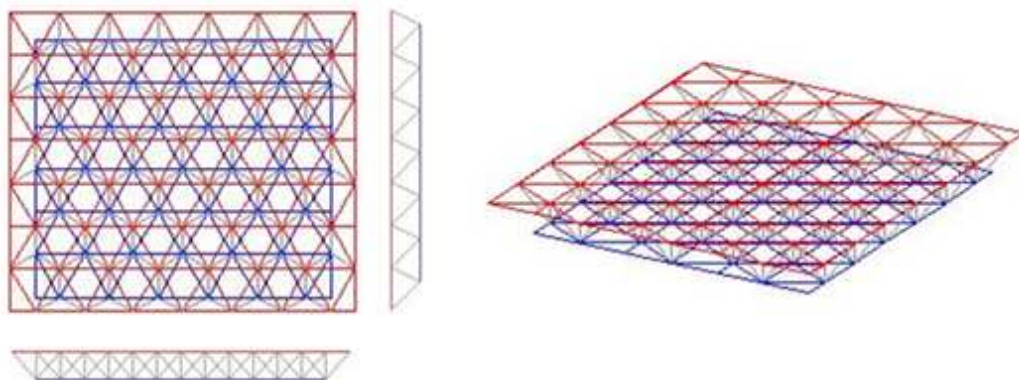


Figura 3.18: Arranjo triângulo sobre triângulo com diferença de meio módulo.

3.4.7 Quadrado sobre quadrado com aberturas internas

Este tipo de configuração é similar ao arranjo quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo, mas com a ausência de alguns membros de um dos banzos, geralmente do banzo inferior, e de algumas diagonais, de forma a produzir algumas aberturas internas na treliça (Figura 3.19). Para além disto, devido à ausência de alguns elementos, este tipo de distribuição geométrica permite reduzir o peso próprio da estrutura sem diminuir significativamente a sua rigidez [87].

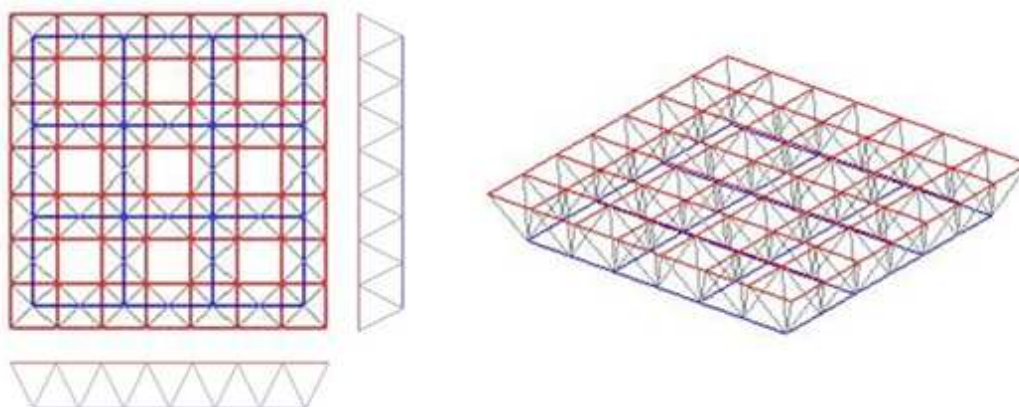


Figura 3.19: Arranjo quadrado sobre quadrado com aberturas internas.

Geralmente, numa treliça espacial de dupla camada, os membros do banzo inferior

encontram-se à tracção e os membros do banzo superior à compressão. Desta forma, os membros da camada inferior não apresentam problemas de encurvadura, tornando possível a remoção de alguns deles de forma a obter várias geometrias de malhas abertas. Por vezes podem-se omitir módulos completos num padrão regular com o objectivo de reduzir o peso próprio da estrutura. Porém, tal supressão nem sempre é viável, devido à disposição dos apoios da estrutura e da carga reversível que pode ocorrer devido à acção do vento. A variação desta acção pode provocar pressões negativas ou sucções ao longo da área de toda a cobertura, originando compressões no banzo inferior e tracções no banzo superior [20].

3.5 Localização dos suportes

A distribuição dos suportes de uma treliça espacial tem uma grande influência no seu comportamento estrutural e depende do tipo de arranjo geométrico das várias camadas e das necessidades arquitectónicas existentes. De um modo geral, a melhor disposição de apoios é aquela com espaçamentos da mesma ordem de grandeza em ambas as direcções [91].

As estruturas podem ser apoiadas directamente nos nós do banzo inferior ou do banzo superior por meio de pilares de betão armado ou de aço. A primeira situação, quando os apoios se conectam aos nós da camada inferior, é a que possui maior aplicação, pois torna os apoios mais simples e evita as interferências com os restantes membros da treliça (Figura 3.20).



Figura 3.20: Treliça espacial apoiada nos nós do banzo inferior [20].

Neste caso, as diagonais imediatamente adjacentes aos suportes encontram-se geralmente à compressão e, para uma treliça apoiada em apenas alguns locais do banzo inferior, pode levar a que estes membros sejam os mais críticos de toda a estrutura. Este aspecto é muito importante, pois a ruptura de uma diagonal em compressão pode levar ao colapso progressivo de toda a estrutura espacial [20]. Uma forma de evitar esta ocorrência, aliviando as diagonais que convergem para o nó de apoio, é através da colocação de elementos adicionais, como vigas de transição (Figura 3.21) que distribuem a carga por dois nós ou pirâmides invertidas (Figura 3.22) que dividem a carga por quatro nós [91].

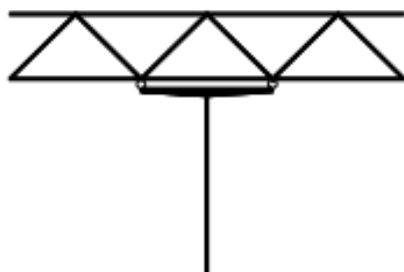


Figura 3.21: Treliça espacial apoiada com viga de transição [26].

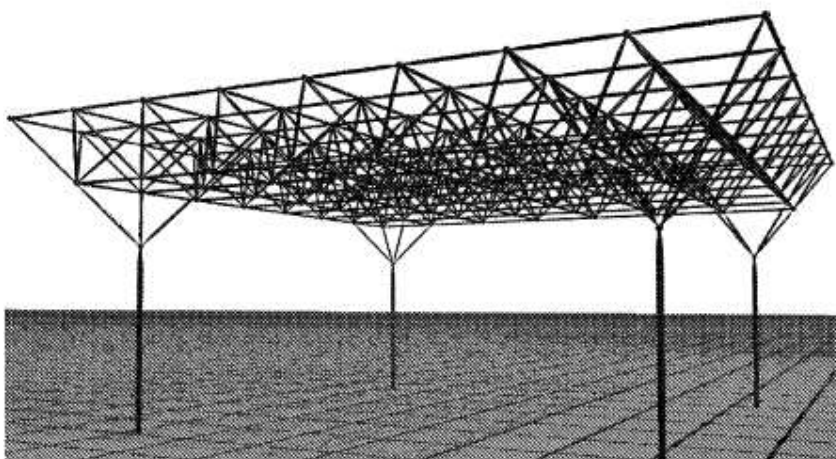


Figura 3.22: Treliça espacial apoiada com pirâmides invertidas [20].

A situação em que as treliças são apoiadas nos nós superiores é menos utilizada, devido às interferências que podem ocorrer entre as diagonais da treliça e a secção dos pilares e porque geralmente só se aplica quando o arranjo geométrico do banzo superior permite coincidir os nós com os pontos em que devem estar os suportes (Figura 3.23). Por outro lado, neste caso, as diagonais encontram-se geralmente à tracção, o que reduz a possibilidade de colapso da estrutura apesar dos pilares que a suportam estarem mais susceptíveis à rotura por encurvadura, devido ao seu maior comprimento [20].

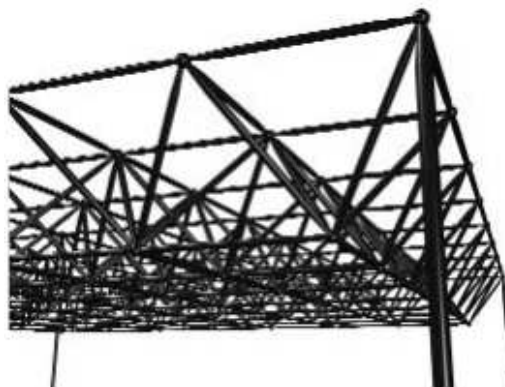


Figura 3.23: Treliça espacial apoiada nos nós do banzo superior [20].

De modo geral, os suportes são colocados ao longo do perímetro da treliça espacial ou apenas nos cantos desta. Evidentemente, a disposição de apoios em todos os nós do banzo inferior ao longo de todo o perímetro é uma solução mais eficiente do que colocar suportes apenas nos cantos de uma treliça espacial, pois reduz os seus deslocamentos e os esforços existentes nos elementos que a constituem. Porém, o elevado número de pilares e respectivas fundações leva a um custo extra. Deste modo, uma estrutura apoiada nos quatro cantos com um ou mais suportes intermédios ao longo de cada bordo permite obter uma treliça espacial eficiente com um pequeno custo extra relativo aos pilares e às fundações [20].

Outra disposição possível consiste na colocação de suportes somente a meio vão de cada bordo, deixando os cantos da treliça suspensos de forma a contrabalançarem a área central (Figura 3.24). Este arranjo permite reduzir as deformações verticais e os esforços nos membros centrais da estrutura, sendo que a maioria dos membros do banzo superior se encontra à tracção e a maioria dos membros do banzo inferior à compressão [20].

No caso de treliças espaciais com mais de dois banzos e com deslocamentos limitados, é possível aplicar suportes embutidos em que os membros da treliça se apoiam em vários níveis do pilar (Figura 3.25). Contudo, este tipo de apoio é de difícil execução devido às intercepções entre os membros da treliça e o pilar.

Na maioria das disposições apresentadas acima, as deformações verticais e os esforços nos membros podem ser reduzidos ao efectuar um deslocamento dos suportes para o interior dos bordos da estrutura, de forma a produzir uma consola com vão curto em todo



Figura 3.24: Treliça espacial apoiada a meio vão de cada bordo [20].



Figura 3.25: Treliça espacial apoiada com suportes embutidos [27].

o perímetro da estrutura. Porém, esta solução introduz colunas no interior do edifício e, em alguns sistemas de treliças espaciais, a possibilidade de executar consolas é bastante limitada, devido ao facto do banzo inferior não ser usualmente dimensionado para suportar grandes esforços de compressão. Para além disto, se a consola possuir um comprimento excessivo, as deformações verticais existentes no extremo desta podem tornar-se num factor crítico de projecto [20].

3.6 Altura da treliça

Existem diversas recomendações para a relação altura/vão encontradas na história das treliças espaciais, pois ela depende particularmente da rigidez do sistema utilizado, da disposição dos elementos e das condições de apoio e carregamento da estrutura. A Tabela 3.1 apresenta diferentes alturas de treliça recomendadas por diversos autores.

Tabela 3.1: Alturas recomendadas das treliças espaciais.

Altura da treliça	Autor
$l/30$ a $l/40$	Daddi [23]; Moroni [75]
$l/20$ a $l/40$	Makowski [68]
$l/20$ a $l/25$	Zignoli [170]
$l/15$ a $l/20$	Walker [100]; Agerskov [8]
$l/20$ a $l/60$	Iffland [54]
$l/10$ a $l/20$	Marsh [73]

Para além dos valores apresentados, os fabricantes dos diferentes sistemas de estruturas espaciais normalmente fornecem tabelas com diversos valores da relação altura/vão, dependendo das condições de apoio e do tipo de cargas aplicadas na estrutura. Por exemplo, a tabela de vãos produzida pela empresa Space Deck Ltd, demonstra que nos E.U.A. é possível aplicar uma treliça com a altura de $l/30$ a uma cobertura normalmente carregada, utilizando os seus módulos padronizados [20].

3.7 Cúpulas treliçadas espaciais

Existem diversas estruturas que podem ser consideradas como espaciais por se desenvolverem em planos distintos. Segundo Makowski [71], este tipo de estruturas pode ser dividido em três grupos principais, estruturas em cabos, estruturas laminares e estruturas treliçadas.

As cúpulas treliçadas encontram-se dentro da terceira categoria onde ainda se podem distinguir as treliças espaciais planas e os arcos treliçados espaciais. Elas são classificadas como estruturas espaciais, pois desenvolvem-se tridimensionalmente através de membros curvos colocados numa superfície de revolução ou por membros rectos cujos extremos se situam nesta mesma superfície.

A aplicação deste tipo de estrutura pode ser muito económica se possuir uma forma hemisférica, pois desenvolve apenas esforços verticais na sua base, ocupando a máxima quantidade de espaço com uma superfície mínima e sendo facilmente suportada por pilares sem contrafortes. No caso de se optar por uma cúpula rasa, geralmente é aplicado um anel de tracção na sua base de forma a suportar as forças horizontais que se possam desenvolver [78]. Quando se pretende deixar uma abertura no topo da estrutura, para um possível lanterna, é normalmente aplicado um anel de compressão no seu perímetro, também para resistir às forças horizontais que poderão existir [78].

A aplicação de cúpulas treliçadas tem vindo a aumentar em todo o mundo com a finalidade de cobrir espaços destinados a diversas funções, como, por exemplo, ginásios desportivos, teatros, museus, igrejas, restaurantes, terminais ferroviários e rodoviários, supermercados e galerias de arte.

Ao longo dos séculos XVIII e XIX desenvolveram-se diversos arranjos estruturais para as cúpulas treliçadas, sendo as primeiras a ser construídas detentoras de uma forma hemisférica, com o intuito de não introduzirem impulsos horizontais nos apoios. Porém, viria a surgir a necessidade de reduzir a altura das cúpulas, introduzindo esforços horizontais nos apoios e, por isso, levando os arquitectos e engenheiros da época a desenvolverem diversas soluções para este tipo de sistema estrutural.

Segundo Makowski [70], existem diversas configurações que foram desenvolvidas para as cúpulas treliçadas de planta circular, mas somente as seguintes são normalmente aplicadas:

- Cúpulas nervuradas;
- Cúpulas Schwedler;
- Cúpulas de nós rígidos;
- Cúpulas lamelares;
- Cúpulas geodésicas;
- Cúpulas com malha de três vias.

Cada um destes tipos de cúpulas treliçadas será abordado nos pontos seguintes.

É importante referir que as configurações apresentadas podem ser aplicadas a cúpulas de camada simples ou dupla. As cúpulas de uma camada são normalmente aplicadas para cobrir vãos livres com cerca de 40 metros [89], pois, para vãos muito superiores a este, o material não possui resistência suficiente para suportar as pressões existentes e os membros comprimidos apresentam uma deficiente resistência à encurvadura quando submetidos a um carregamento assimétrico como a neve e o vento. Por esta razão, para grandes vãos livres, devem-se aplicar cúpulas treliçadas de dupla camada, pois apresentam uma rigidez superior. As camadas interna e externa destas cúpulas são interconectadas por elementos de contraventamento (diagonais) e podem possuir configurações similares ou diferentes.

3.7.1 Cúpulas nervuradas

As cúpulas nervuradas são um sistema estrutural muito antigo, mas que actualmente ainda continua a ser muito utilizado, devido, principalmente, à possibilidade de pré-fabricação e facilidade de montagem das nervuras.

Estas estruturas consistem numa série de vigas curvas ou rectas idênticas, designadas nervuras, que possuem uma área e uma inércia elevada, geralmente conectadas no topo por um anel central, que permite a entrada de luz para o interior do edifício, e na base por um anel de tracção. Sobre estes elementos colocam-se uns anéis horizontais cujas área e inércia são muito inferiores às das nervuras e têm como finalidade suportar o revestimento da cobertura (Figura 3.26).

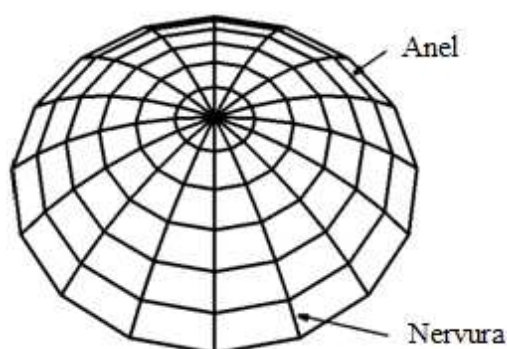


Figura 3.26: Configuração de uma cúpula nervurada (adaptado de [167]).

A cobertura do Centro Desportivo Bell's, em Perth, representada na Figura 3.27, é um exemplo deste tipo de sistema estrutural, sendo a maior cúpula nervurada de madeira laminada existente no Reino Unido. É constituída por trinta e seis nervuras arqueadas com 35 metros de comprimento cada e possui um diâmetro de 67 metros, o que lhe permite cobrir uma área de 2973 metros quadrados [78].



Figura 3.27: Cúpula nervurada do Centro Desportivo Bell's, Perth [122].

3.7.2 Cúpulas Schwedler

Este tipo de cúpula treliçada foi desenvolvida pelo engenheiro alemão J. W. Schwedler na segunda metade do século XIX e também continua a ser um sistema estrutural bastante utilizado actualmente. Tal como nas cúpulas nervuradas, as cúpulas Schwedler são constituídas por um conjunto de elementos meridionais curvos ou rectos que suportam diversos anéis horizontais. A principal diferença entre estes dois sistemas reside no facto das cúpulas Schwedler possuírem elementos meridionais com área e inércia inferiores, o que é possível através do aumento da resistência dos anéis horizontais e pela introdução de membros diagonais em cada trapézio formado pela intersecção das nervuras com os anéis horizontais, tal como representado na Figura 3.28.

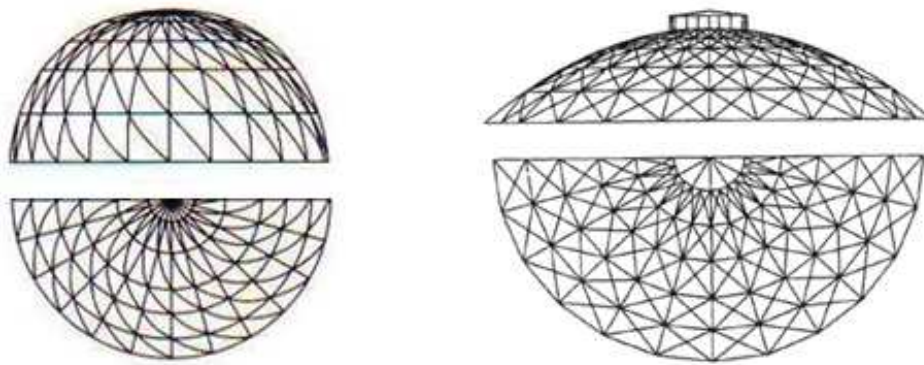


Figura 3.28: Configurações de uma cúpula Schwedler [111, 78].

3.7.3 Cúpulas de nós rígidos

As cúpulas de nós rígidos são similares às cúpulas Schwedler, também constituídas por elementos meridionais e anéis horizontais, mas não possuem membros diagonais nas áreas quadrangulares resultantes das intersecções destes componentes e a sua ligação é efectuada de forma rígida por soldadura. A Figura 3.29 apresenta dois exemplos de configurações deste tipo de estruturas.

Para além de ser um sistema estrutural pesado, este tipo de cúpula não é propício aos métodos de pré-fabricação, o que dificulta a sua aplicação e aumenta os custos da sua execução. Devido a estes factores, as cúpulas de nós rígidos são utilizadas somente em coberturas de pequenas dimensões e em casos em que os membros diagonais não são convenientes, como, por exemplo, nos observatórios astronómicos.

3.7.4 Cúpulas lamelares

As cúpulas lamelares foram patenteadas pelo arquitecto alemão M. Zollinger, em 1906, e consistem num sistema estrutural semelhante às cúpulas nervuradas. São compostas por um conjunto de elementos similares, designados lamelas, em que apenas alguns deles se

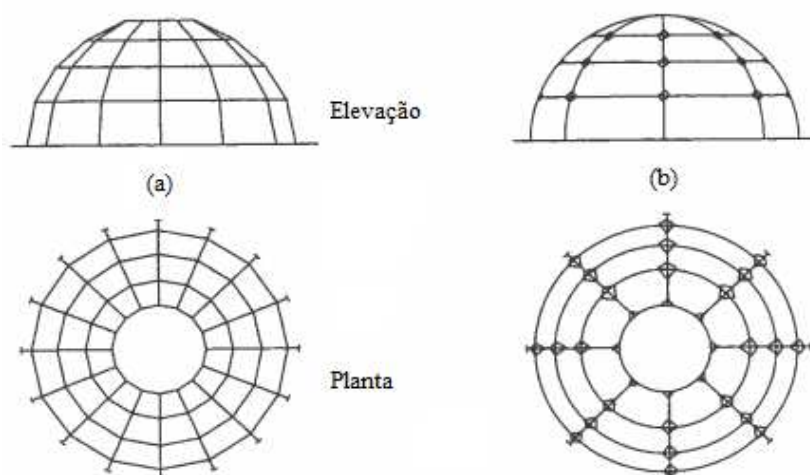


Figura 3.29: Tipos de configurações das cúpulas de nós rígidos (adaptado de [78]).

comportam como divisores meridionais, correndo desde a base até ao topo da cúpula, e os restantes são dispostos de forma a produzirem uma malha composta por losangos [78]. Por vezes, para além destes elementos, as cúpulas lamelares podem conter um ou mais anéis horizontais de forma a criar uma malha triangular. A Figura 3.30 apresenta algumas das principais configurações das cúpulas lamelares.

Segundo Narayanan [78], este sistema estrutural possui as seguintes vantagens:

- Reduz ou elimina o número de lamelas meridionais que se encontram no topo da cúpula, o que pode levar à dispensa da necessidade de colocação de um anel de compressão nesta secção;
- Possui todas as cargas dos painéis distribuídas pelos vários pontos de intersecção de lamelas, com magnitude praticamente igual;
- Necessita somente de membros pequenos e leves para todas as fracções de vigas;
- Possui uma distribuição de esforços uniforme, o que lhe confere um excelente comportamento quando submetido às acções do vento, do fogo e dos sismos.

Narayanan refere que o início da aplicação das cúpulas lamelares em aço com grande vão efectuou-se em 1956, com a construção de uma cobertura com 75 metros de diâmetro que cobre a Arena Charles Koch localizada no Campus da Universidade Estatal de Wichita, Kansas (Figura 3.31).

Cúpulas lamelares curvilíneas

As cúpulas lamelares curvilíneas são similares às cúpulas nervuradas, pois podem possuir anéis de compressão no topo, anéis intermédios e vigas que correm desde a base da

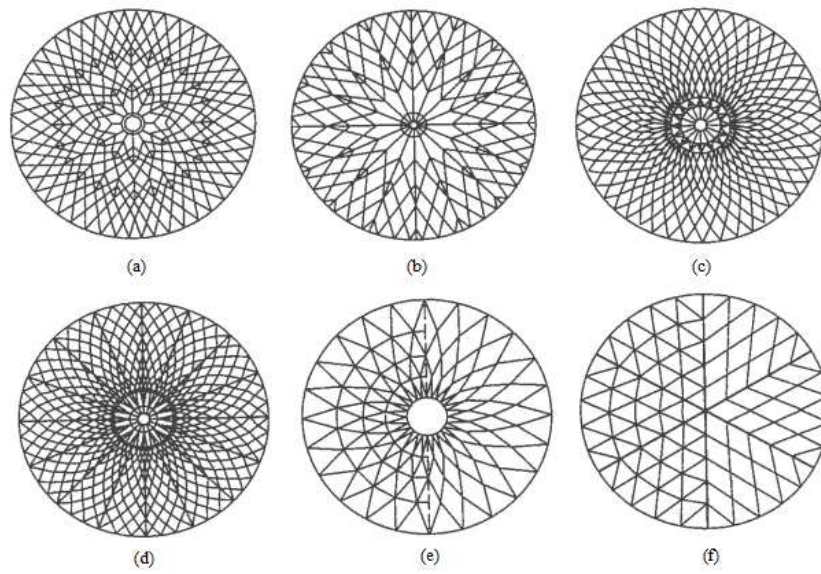


Figura 3.30: Principais configurações das cúpulas lamelares [78].



Figura 3.31: Cúpula lamelar que cobre a Arena Charles Koch, Kansas (adaptado de [121]).

cúpula até ao anel de compressão no topo da estrutura. A diferença entre estes dois tipos de sistemas estruturais reside no facto de, nas cúpulas lamelares curvilíneas, as vigas se intersectarem num plano curvo, de modo a formar uma malha constituída por losangos, como demonstrado na Figura 3.30(e). Nesta figura também é possível observar a divisão de cada losango em triângulos, permitindo a existência de apenas dois triângulos entre anéis horizontais consecutivos. Cada membro individual da estrutura pode ser constituído por uma secção tubular de aço ou alumínio ou, também, por uma secção sólida de madeira laminada. No caso dos elementos serem metálicos, é possível evitar a colocação de um anel de tracção na base da cúpula através da soldadura das suas intersecções, provocando o desenvolvimento de uma estrutura rígida. Contudo, ao se optar por uma estrutura constituída por elementos de madeira laminada, será necessária a colocação de um anel de tracção na base da construção [78].

Um exemplo da aplicação das cúpulas lamelares curvilíneas é a estrutura que cobre o conservatório no Parque Rainha Elizabeth, em Vancouver, representada na Figura 3.32. Esta cúpula é constituída por elementos Triodetic (sistema descrito no Capítulo 4), possui um diâmetro de 42,67 metros e uma altura máxima de 10,3 metros. O seu revestimento foi efectuado por meio de painéis triangulares plexiglass e a ventilação do espaço interior é realizado através de uma ventoinha mecânica situada no topo da cúpula.



Figura 3.32: Cúpula lamelar curvilínea que cobre o conservatório do Parque Rainha Elizabeth, Vancouver [119, 120].

Cúpulas lamelares paralelas

As cúpulas lamelares paralelas foram desenvolvidas pelo engenheiro americano G. R. Kiewitt, em 1925, e consistem numa série de lamelas meridionais que dividem a cúpula em várias áreas simétricas cuja configuração geométrica resulta de dois conjuntos de membros lamelares paralelos a cada uma das vigas meridionais [78], tal como se observa na Figura 3.30(f). Estas cúpulas também são frequentemente chamadas cúpulas Kiewitt, seguindo o nome do seu autor.

Actualmente, a estrutura que cobre o Estádio Desportivo *Harris County* em Houston, Texas, é uma das maiores cúpulas de aço do mundo possuindo um vão livre de aproximadamente

200 metros e uma altura máxima de 63 metros. A disposição dos seus elementos permite verificar que consiste numa cúpula lamelar paralela em que a sua superfície se divide em doze áreas similares preenchidas por um padrão triangular formado por cinco membros paralelos a cada uma das vigas meridionais e seis anéis horizontais (um anel de compressão no topo, um anel de tracção na base e quatro anéis intermédios), tal como se pode verificar na Figura 3.33.



Figura 3.33: Cúpula lamelar paralela que cobre o Estádio Desportivo *Harris County*, Houston [135, 123].

3.7.5 Cúpulas geodésicas

Segundo Makowski [70], as cúpulas geodésicas foram patenteadas por Richard Buckminster Fuller, um visionário e inventor que nas décadas de 50 e 60 despertou a curiosidade de diversos profissionais sobre este tipo de estruturas sem possuir formação em engenharia ou arquitectura.

Narayanan [78] refere que Fuller efectuou a configuração original da cúpula geodésica através da projecção das faces de um icosaedro numa superfície esférica concêntrica com este, o que resultou numa esfera dividida em 20 triângulos equiláteros curvos, tal como se pode observar na Figura 3.34. Posteriormente, para além do icosaedro, utilizaram-se outros poliedros regulares que, através da projecção das suas faces numa superfície esférica, permitiram obter uma malha de polígonos regulares, nomeadamente, o cubo, o tetraedro, o octaedro e o dodecaedro.

Quando se pretende cobrir uma área com grande vão a cúpula geodésica primária não é adequada, pois leva a uma esbelteza muito elevada dos seus membros. Assim, procede-se à subdivisão dos triângulos equiláteros iniciais em triângulos de menores dimensões, dependendo do comprimento do vão a cobrir [78]. Este processo de subdivisão designa-se frequência, sendo que a frequência 1 corresponde à cúpula geodésica original. Na Figura 3.34 encontra-se representado o processo para obter uma cúpula geodésica com frequência 2, que consiste na representação das medianas dos triângulos primários, originando 15 grandes círculos completos que subdividem cada um destes em seis triângulos de menores dimensões. Na Figura 3.35, encontram-se representadas diversas

frequências para as cúpulas geodésicas.

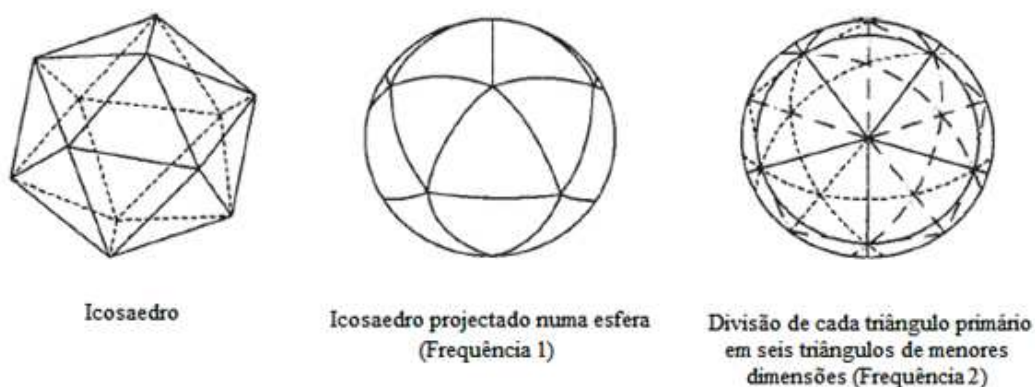


Figura 3.34: Projecção esférica de um icosaedro e subdivisão dos triângulos primários(adaptado de [78]).

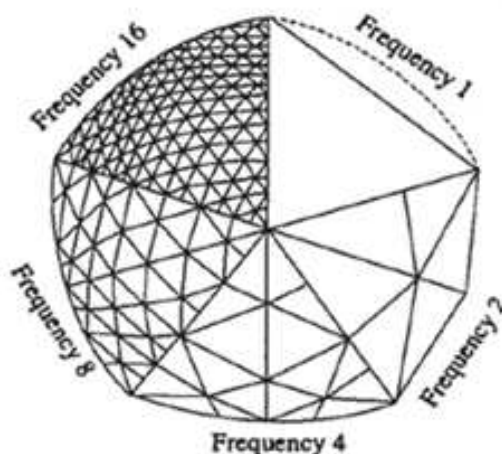


Figura 3.35: Frequências geodésicas [78].

Este tipo de cúpula é muito adequado aos métodos de pré-fabricação, pois, como a sua malha é constituída por polígonos regulares, a diferença de comprimento entre os diversos membros é bastante reduzida. Para além disto, apresentam uma distribuição de pressões bastante uniforme e são estruturas muito leves.

3.7.6 Cúpulas com malha de três vias

As cúpulas com malha de três vias são formadas por uma malha triangular tridimensional constituída pela união de três elementos tubulares curvos geralmente realizada por meio de dispositivos especiais. Este tipo de cúpulas oferece uma distribuição de pressões muito

uniforme, possuem uma elevada rigidez e leveza e são estruturas muito económicas.

Um exemplo destas cúpulas, representado na Figura 3.36, é a cobertura da estação hidroeléctrica de Grandval Dam, em França, projectada pelo arquitecto e engenheiro francês S. du Chateau, em 1958. Esta estrutura é constituída por elementos tubulares unidos entre si por conectores especiais SDC (Figura 3.37) que permitem unir membros com pequenas diferenças de comprimento.

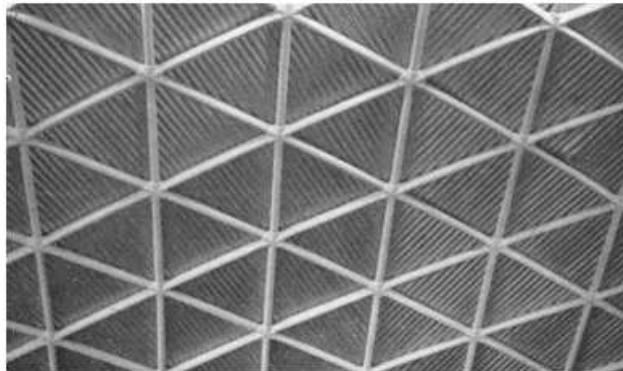


Figura 3.36: Cobertura da estação hidroeléctrica de Grandval Dam, França [78].

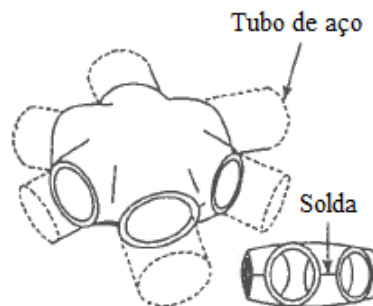


Figura 3.37: Conectores SDC (adaptado de [78]).

Capítulo 4

Sistemas de conexão

4.1 Introdução

Ao longo dos anos, diversos tipos de sistemas de estruturas espaciais treliçadas foram desenvolvidos com o intuito de serem rígidos, facilmente fabricados e construídos com um custo relativamente baixo. Tais aspectos dependem particularmente do tipo de ligação existente entre os diversos membros da estrutura.

Inicialmente, muitos projectistas propuseram o desenvolvimento de um conector universal que fosse aplicável a todo o tipo de estruturas, mas a sua complexidade, elevado custo e, por vezes, rotura demonstraram não ser uma solução viável. Apesar disto, por volta de 1940, o arquitecto alemão Konrad Wachsmann desenvolveu um conector universal de treliças espaciais de dupla camada, o qual também era muito complexo e dispendioso, mas permitiu o iniciar de diversas melhorias e, possivelmente, do desenvolvimento de alguns dos sistemas mais utilizados actualmente, como o sistema Mero e o sistema Triodetic [78].

Nos últimos anos, os conectores dos vários sistemas de treliças espaciais têm sido alvo de testes de eficiência quando submetidos a um determinado carregamento. Verificou-se que, para forças de tracção, as articulações soldadas de aço podem levar a uma eficiência de 100% e as articulações aparafusadas ou rebitadas a uma eficiência de cerca de 75%. No que se refere aos conectores de alumínio, as articulações soldadas reduzem a sua eficiência para cerca de 50% e as articulações rebitadas ou aparafusadas mantêm o mesmo valor de 75% [72]. Assim, pode-se concluir que as articulações soldadas de aço são a solução mais eficiente para as estruturas espaciais treliçadas. Contudo, o processo de soldadura no local é de difícil execução requerendo mão-de-obra qualificada, o que aumenta o tempo e o custo de erecção da estrutura. Por isso, as ligações soldadas são aplicadas apenas a estruturas de grande vão e as restantes são compostas por articulações aparafusadas que requerem apenas mão-de-obra semi-qualificada.

No que diz respeito às barras, elas podem possuir diversos perfis transversais como secções tubulares circulares ou quadradas, cantoneiras, perfis I, entre outros, conforme o sistema de conexão adoptado, o tipo de carregamento a suportar e a aparência estética desejada.

Grande parte dos sistemas utiliza membros tubulares circulares, pois possuem a mesma carga crítica de encurvadura em todas as direcções e é possível alterar a sua espessura, conforme a variação das cargas na estrutura, sem modificar o seu diâmetro externo.

Actualmente existem muitos sistemas pré-fabricados no mercado, como membros tubulares com extremidades cónicas enroscadas em esferas, membros com extremidades achatadas nervuradas que se encaixam nas fendas dos conectores, membros com extremidades dobradas e perfuradas que se unem através de parafusos e muitos outros.

A escolha de um determinado sistema deve ser efectuada de forma extremamente cautelosa, de modo a que a estrutura real possua um comportamento similar ao que foi projectado.

4.2 Classificação dos conectores

Como foi referido, a maioria dos sistemas treliçados espaciais possui membros de camada e diagonais com secções tubulares circulares ou quadradas (ver secção 3.4), pois, para além de possuírem uma boa resistência aos esforços que normalmente se desenvolvem nestas estruturas, também apresentam uma favorável aparência estética que permite a sua exposição visual. Porém, apesar desta similaridade, os membros tubulares dos diversos sistemas divergem nas suas extremidades pela adição de determinados elementos, cuja forma difere conforme o tipo de conector do sistema em causa. No sistema Mero e no sistema Nodus, por exemplo, ambos os membros possuem uma secção tubular circular mas as suas extremidades possuem elementos de ligação diferentes. No primeiro sistema, possuem uma forma cónica e no segundo sistema contêm uma configuração circular dentada. Noutros sistemas, como o Triodetic, os membros tubulares são achatados nas extremidades com um perfil nervurado. Para além destes, existem sistemas com membros de secção transversal em U, como, por exemplo, o sistema Unistrut, cujas extremidades são dobradas e perfuradas.

De um modo geral, os diversos sistemas de treliças espaciais são caracterizados conforme a configuração das articulações e o processo de conexão entre estas e os membros da treliça. Muitas classificações divergentes já foram realizadas por vários investigadores da área, devido ao elevado número e complexidade dos conectores existentes [78]. A caracterização dos diversos sistemas de estruturas treliçadas espaciais abordados na presente dissertação foi efectuada de acordo com a classificação de Tomatsury [93], que distingue as seguintes categorias:

- Sistemas de articulações esféricas;
- Sistemas de articulações de placa;
- Sistemas de articulações de fendas;
- Sistemas de articulações de casca;
- Sistemas modulares;

- Sistemas compostos.

4.3 Sistemas de articulações esféricas

4.3.1 Sistema Mero

O sistema espacial Mero, cujo nome provém de uma abreviação do nome original Mengerlinghausen Rohrbauweise, foi desenvolvido na Alemanha, em 1942, pelo Dr. Max Mengerlinghausen e foi o primeiro sistema modular a ser produzido em massa para a construção de estruturas espaciais. Os membros do sistema são enformados a frio e consistem em tubos de secção circular que se unem, por meio de parafusos roscados, a nós esféricos de aço. Segundo Chilton [20], este conceito foi inspirado em talos de trigo e hastes de bambu, onde o criador do sistema estudou a transferência de cargas entre as secções tubulares e os nós localizados em intervalos regulares ao longo do comprimento destas estruturas naturais.

Os nós esféricos do sistema Mero são escolhidos a partir de uma gama limitada, dependendo do diâmetro dos membros tubulares a serem conectados. Estes nós podem possuir sete tamanhos diferentes com diâmetros de 50, 85, 110, 131, 154, 180 e 200 milímetros. Para além disto, existem três tipos de nós que podem ser escolhidos conforme o número de conexões e os ângulos exigidos em cada um deles, nomeadamente, o nó standard, o nó regular e o nó especial. O nó standard, representado na Figura 4.1, possui dezoito furos roscados, permitindo ângulos de conexão de 45°, 60°, 90° e múltiplos destes. O nó regular, que normalmente possui 10 faces, tem tantos furos roscados como os exigidos para efectuar a ligação entre os membros tubulares das treliças espaciais frequentes. O nó especial possui furos roscados em qualquer ângulo necessário com um mínimo de 35° entre furos adjacentes, oferecendo ao projectista grande flexibilidade na escolha da geometria da treliça espacial. Em torno de cada furo roscado existe uma superfície plana com o objectivo de melhorar o encaixe entre os nós e as barras.



Figura 4.1: Nó standard do sistema Mero [142].

No que se refere aos membros tubulares, estes possuem cerca de 100 milímetros de

diâmetro e estão disponíveis em oito comprimentos, medidos entre os centros das esferas, que diferem numa proporção de $\sqrt{2}$ com um mínimo de 0,5 metros, ou seja, 0,5, 0,707, 1, 1,25, 1,414, 2, 2,5 e 2,828 metros. Na extremidade de cada membro tubular é soldada uma secção cónica pela qual passa um parafuso central de aço de alta resistência que é introduzido na manga do tubo através de uma abertura localizada perto da sua extremidade. Uma porca é fixa à extremidade exposta do parafuso através de uma cavilha, de forma a impedir que o parafuso escorregue para dentro do tubo e permitir que seja apertado ao nó esférico pela rotação da porca, tal como se pode verificar na Figura 4.2.

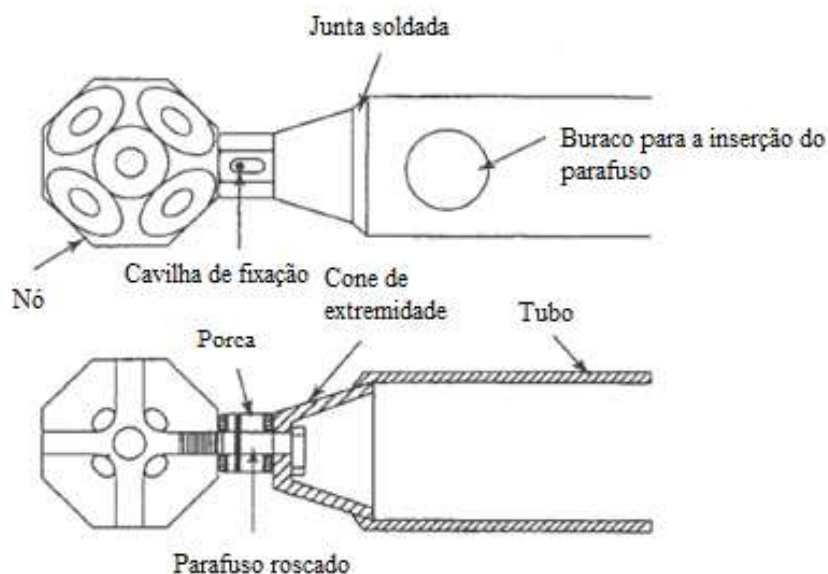


Figura 4.2: Pormenor de ligação do sistema Mero (adaptado de [78]).

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as relações entre os vários elementos do sistema Mero.

Este sistema de conexão é de fácil execução e permite que a estrutura possa ser desmontada e erguida em locais distintos. Para além disso, permite que a linha de acção dos esforços presentes nos membros tubulares passe pelo centro do nó esférico que os une, de modo a não desenvolver excentricidades que possam originar momentos flectores nas barras e, assim, possibilitando que estas funcionem apenas com forças de compressão ou tracção.

Todos os elementos do sistema (barras, nós e parafusos) são protegidos contra a corrosão através de galvanização a quente e os acabamentos em pó de poliéster permitem a escolha de uma ampla gama de cores. No caso de existirem furos roscados em excesso nos nós, estes são selados com tampões de plástico, para evitar a corrosão interna.

Actualmente, este sistema designa-se como sistema Mero Kugel Knoten, que significa nós esféricos, e possui vinte e três porcas e cones de extremidade, trinta e dois membros tubulares e nove nós esféricos padronizados [77]. Utiliza praticamente os mesmos componentes, apenas com algumas melhorias relativamente à facilidade de execução dos

furos roscados nos nós, que podem ser executados praticamente em qualquer ângulo, e aos tubos que podem possuir diâmetros entre 30 e 355 milímetros com diferentes espessuras e estão disponíveis em qualquer tamanho deste 1,5 a 5 metros. Neste sistema o revestimento da estrutura é suportado por madres compostas por perfis tubulares que transmitem as cargas à estrutura espacial através dos seus nós (Figura 4.3).

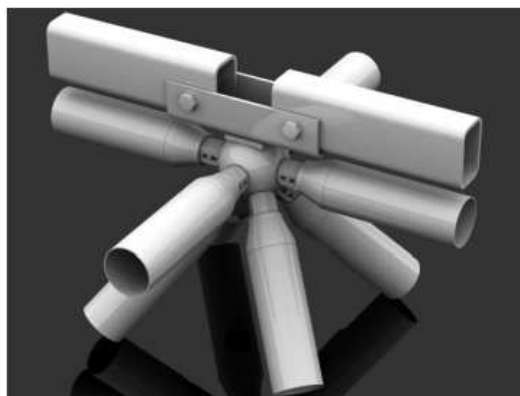


Figura 4.3: Madres do sistema Mero KK [77].

É normal que um sistema modular que se encontra no mercado há mais de 60 anos possua uma diversidade de exemplares espalhados por todo o mundo, principalmente de treliças espaciais planas de dupla camada. Porém, a sua aplicação também se pode estender a cúpulas e arcos treliçados.

4.3.2 Sistema Orona

O sistema Orona é muito semelhante ao sistema Mero, sendo também constituído por conectores esféricos sólidos de aço, membros com secção transversal tubular circular e elementos de fixação. As articulações esféricas possuem um certo número de superfícies planas com um furo roscado dispostas em várias direcções, conforme a distribuição dos membros tubulares. Porém, existe a preocupação de não permitir a interferência entre dois membros adjacentes.

Os membros tubulares são de aço enformados a frio e possuem um cone soldado em cada extremidade que permitem a passagem de um parafuso central com função de efectuar a ligação destes elementos com as articulações esféricas. Todo este processo, desde a execução dos membros tubulares até à soldagem dos cones de extremidade e colocação dos parafusos, é realizado em fábrica, restando apenas a tarefa de aparafusar os membros tubulares aos conectores esféricos no local de erecção da estrutura.

De seguida serão analisados dois tipos de sistemas Orona, Ortiz e Elkar, cuja diferença reside no método de conexão entre os membros tubulares e as articulações esféricas.

A conexão do sistema Ortiz, cujo pormenor se encontra representado na Figura 4.4, é efectuada por meio de um parafuso que é inserido no cone de extremidade antes deste

ser soldado ao membro tubular e duas porcas, uma fina e uma grossa, localizadas entre a articulação e o membro. O parafuso possui uma parte estreita com uma rosca esquerda que se insere no furo roscado do nó e uma parte mais larga com uma rosca direita onde se inserem as porcas. Inicialmente, com auxílio destas, roda-se o parafuso de forma a este ficar completamente inserido no conector e, de seguida, apertam-se as porcas contra o cone de extremidade do membro tubular, de modo a permitir uma articulação rígida em que a porca grossa se comporta como uma porca de bloqueio.

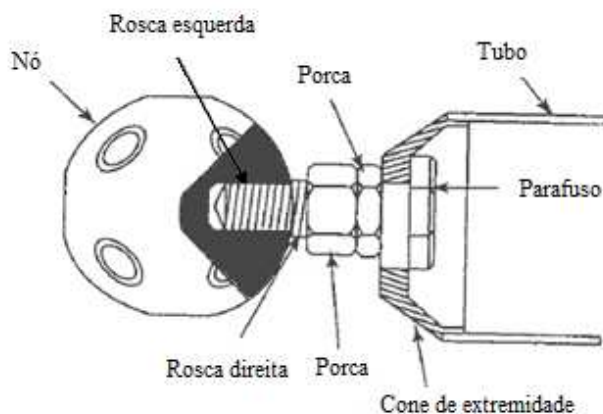


Figura 4.4: Pormenor de ligação do sistema Ortz, Orona (adaptado de [78]).

A ligação do sistema Elkar (Figura 4.5) é efectuada apenas por meio de um parafuso com uma rosca esquerda que se insere na articulação e uma manga entre o nó e o cone de extremidade. Para além da rosca esquerda, o parafuso possui uma secção hexagonal perto da cabeça, a qual é envolvida por uma parte da manga que possui um perfil interior e exterior idêntico ao do parafuso, e uma secção lisa, envolvida pela restante parcela da manga, onde é colocado um pequeno parafuso de fixação. O procedimento de montagem deste sistema consiste em, primeiramente, rodar a secção hexagonal da manga de forma a inserir completamente a parte roscada do parafuso na articulação e, posteriormente, rodar o parafuso de fixação de modo a evitar que o parafuso de ligação fique desapertado.

Ambos os sistemas mencionados permitem a fácil remoção ou restauro de um membro danificado de uma estrutura completa pelo simples desaparafusamento dos parafusos de conexão.

Para evitar a corrosão, todos os elementos destes sistemas são submetidos a processos de desengorduramento e decapagem, de modo a remover todas as partículas soltas antes da aplicação do revestimento, que pode ser efectuada por imersão a quente em tanques que contêm soluções de iões de zinco (galvanização).

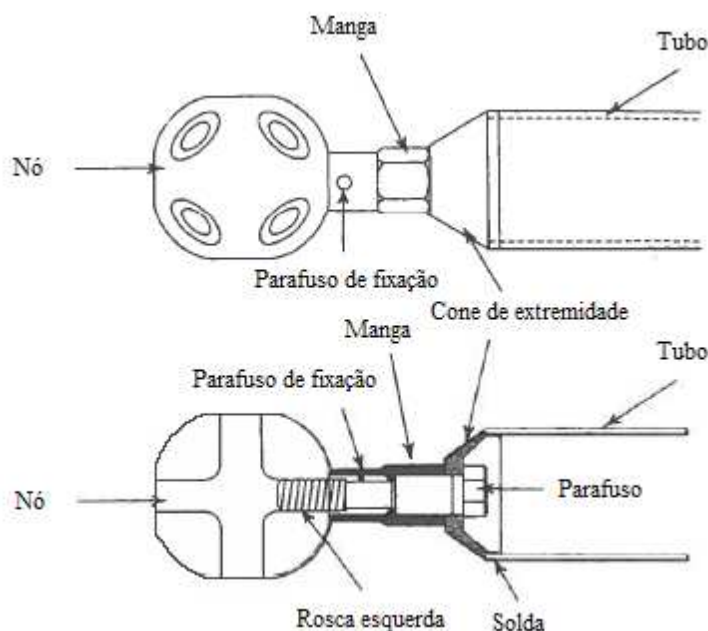


Figura 4.5: Pormenor de ligação do sistema Elkar, Orona (adaptado de [78]).

4.4 Sistemas de articulações de placa

4.4.1 Sistema Unistrut

O sistema Unistrut foi patenteado pelo americano C. W. Attwood, em 1955, e desenvolvido com o objectivo de ser um sistema de fabricação económica. Por isso, é composto por membros ou barras com o mesmo comprimento e apenas um tipo de conector nos nós [78]. No entanto, um sistema deste género apresenta apenas uma forma geométrica que consiste numa alternância de pirâmides quadrangulares direitas e invertidas interligadas com tetraedros, resultando numa treliça espacial de dupla camada com a configuração geométrica quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo (Figura 4.6). Para além disto, este sistema apenas pode cobrir vãos entre 12,19 metros a 18,28 metros com módulos disponíveis apenas nos tamanhos de 1,21 metros ou 1,52 metros.

Os componentes básicos deste sistema consistem em cinco peças distintas, nomeadamente, o conector de suporte interior, o conector de suporte exterior, os membros dos banzos e diagonais, parafusos e porcas (Figura 4.7). O conector de suporte interior consiste numa chapa de aço com 6,35 milímetros de espessura e permite a ligação de quatro membros diagonais e quatro membros de um banzo através de um furo e duas saliências interiores existentes em todas as oito direcções. O conector de suporte exterior é similar ao anterior, à excepção das saliências que são efectuadas para o exterior do conector. É importante referir que um dos conectores é utilizado apenas no banzo superior e o outro apenas no banzo inferior. Os membros dos banzos e diagonais são de aço, enformados a frio, com

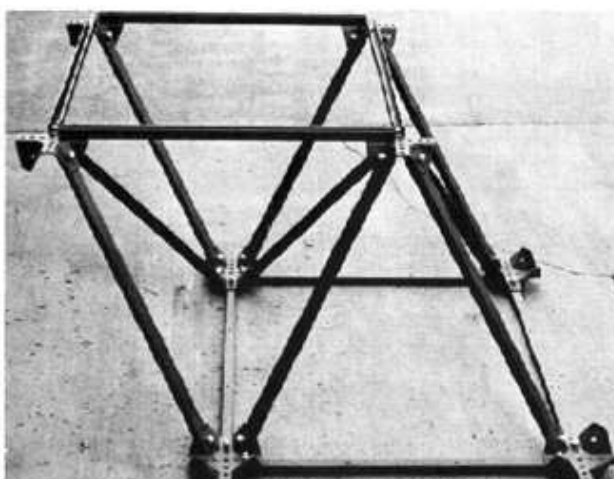


Figura 4.6: Configuração do sistema Unistrut [85].

uma secção transversal em U e uma espessura de 2,66 milímetros. Nas suas extremidades existem três orifícios, em que o furo central se destina a unir o membro ao conector através de um parafuso e de uma porca e os restantes furos têm como função aumentar a resistência ao corte do nó ao se encaixarem nas saliências existentes nos conectores. Os parafusos que efectuam a ligação entre os diferentes membros e os conectores são constituídos por aço de alta resistência, possuem um diâmetro de rosca de 12,5 milímetros e uma saliência com diâmetro de 15,8 milímetros que se destina a resistir ao esforço transverso que se possa desenvolver na superfície de contacto entre os membros e os conectores. As porcas de aço possuem um furo escareado de 15,8 milímetros de modo a que a saliência dos parafusos se possa introduzir no seu interior quando é efectuada a conexão de apenas um membro.

Se for necessário aumentar a capacidade de carga da estrutura, encontram-se disponíveis reforços para os membros e para os conectores. Por exemplo, no caso de se pretender reforçar os membros dos banzos ou diagonais, existem canais de aço suplementares com espessuras de 2,66 milímetros e 6,25 milímetros que se podem adicionar facilmente aos membros da estrutura base, formando um conjunto de membros duplos.

Para além do sistema básico que foi descrito, denominado sistema 1, existem mais cinco sistemas diferentes. O sistema 2 foi patenteado pelo engenheiro Unistrut T. Smith e é constituído por membros de secção oca quadrangular nos banzos e membros tubulares circulares nas diagonais. Este sistema permite vencer vãos médios e longos. O sistema 3 é composto por nós esféricos e tubos circulares e permite cobrir facilmente vãos de 35 metros com disposições geométricas pouco resistentes à torção. Neste sistema é possível aplicar uma curvatura simples ou dupla, como nas abóbadas ou cúpulas e através do aumento do diâmetro dos nós, é possível colocar membros adjacentes com ângulos de 20 graus. O sistema 4 consiste num sistema decorativo e é uma versão em miniatura do sistema 3. O sistema 5 também é um sistema decorativo e, tal como o sistema 3, pode ser aplicado

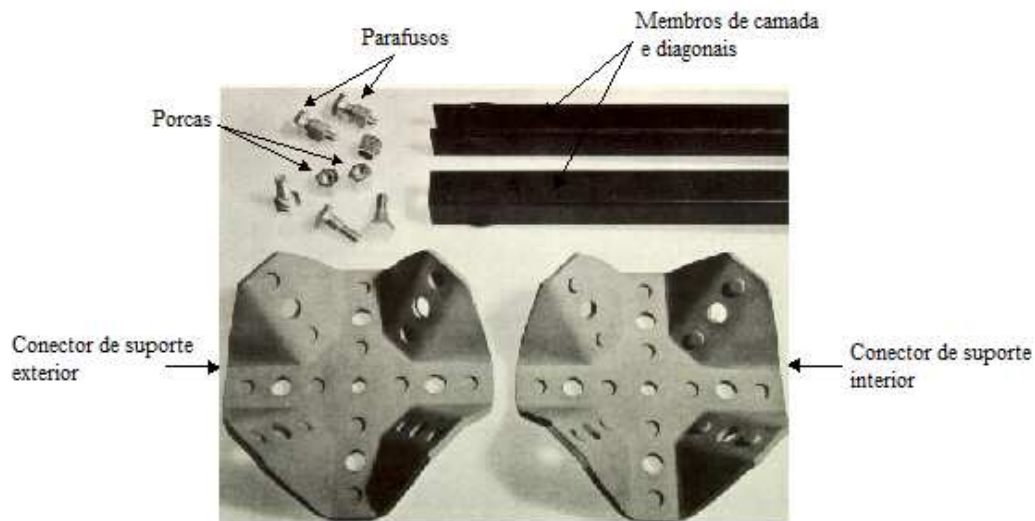


Figura 4.7: Componentes do sistema Unistrut [85].

na concepção de abóbadas ou cúpulas. O sistema 6 é similar ao sistema 1, à excepção da secção transversal dos membros que é tubular quadrada e das dimensões dos módulos.

Os diversos elementos do sistema Unistrut são fabricados com elevada precisão, de modo a que a sua montagem se efectue facilmente apenas com o auxílio de chaves portáteis.

4.5 Sistemas de articulações de fendas

4.5.1 Sistema Triodetic

O sistema Triodetic foi desenvolvido no Canadá por H. G. Fentiman no início da década de 1950 e introduzido no mercado em 1960.

O presente sistema é geralmente composto por conectores cilíndricos com um furo central e entre seis a nove ranhuras longitudinais dentadas que permitem a conexão de membros em praticamente qualquer ângulo. Os membros possuem uma secção transversal tubular cilíndrica e as suas extremidades são achatadas, também com perfil dentado, de forma a se encaixarem nas fissuras existentes nos conectores, tal como se observa na Figura 4.8.

Como é perceptível, este sistema requer uma elevada precisão na fabricação dos seus elementos e, por isso, os comprimentos e os ângulos de extremidade dos tubos são controlados automaticamente em fábrica.

O processo de montagem do sistema Triodetic é bastante simples e pode-se compreender através da Figura 4.9. Inicialmente unem-se as diversas barras ao conector com o auxílio de uma ferramenta comum, como o martelo. De seguida colocam-se duas anilhas, uma em



Figura 4.8: Encaixe entre um membro e um conector do sistema Triodetic [153].

cada extremidade do conector de modo a evitar o deslizamento dos membros, e apertam-se através da introdução de um parafuso no furo central existente.

No início, este sistema foi desenvolvido com conectores e membros de alumínio, porém, actualmente, também é possível a aplicação de membros de aço com conectores de alumínio.

Da mesma forma que o sistema Mero, o sistema Triodetic também possui inúmeros exemplares em diversos países. A sua aplicação pode se estender a todas as estruturas treliçadas espaciais, nomeadamente, às treliças espaciais planas, aos arcos treliçados e às cúpulas treliçadas.

4.6 Sistemas de articulações de casca

4.6.1 Sistema Nodus

Desenvolvido pela British Steel Corporation durante a década de 1960, o sistema Nodus foi submetido a diversos ensaios de resistência numa plataforma propositadamente construída para tal e posteriormente introduzido no mercado por volta de 1970.

Basicamente, o sistema Nodus é composto por conectores ocos de ferro fundido que unem quatro elementos do banzo e quatro elementos diagonais.

Os conectores são constituídos por uma junta e duas carapaças unidas por meio de um parafuso central de elevada resistência, uma porca e uma anilha. Uma das referidas carapaças possui uma superfície plana com um encaixe hexagonal para receber a cabeça do parafuso, de modo a evitar saliências e proporcionar uma superfície nivelada para a colocação directa do revestimento, e quatro secções semi-circulares nervuradas onde os membros do banzo são conectados. A outra carapaça contém as correspondentes secções semi-circulares nervuradas e o conjunto fixa os membros através do aperto do parafuso central. Para além disto, este elemento também possui quatro elementos de suporte

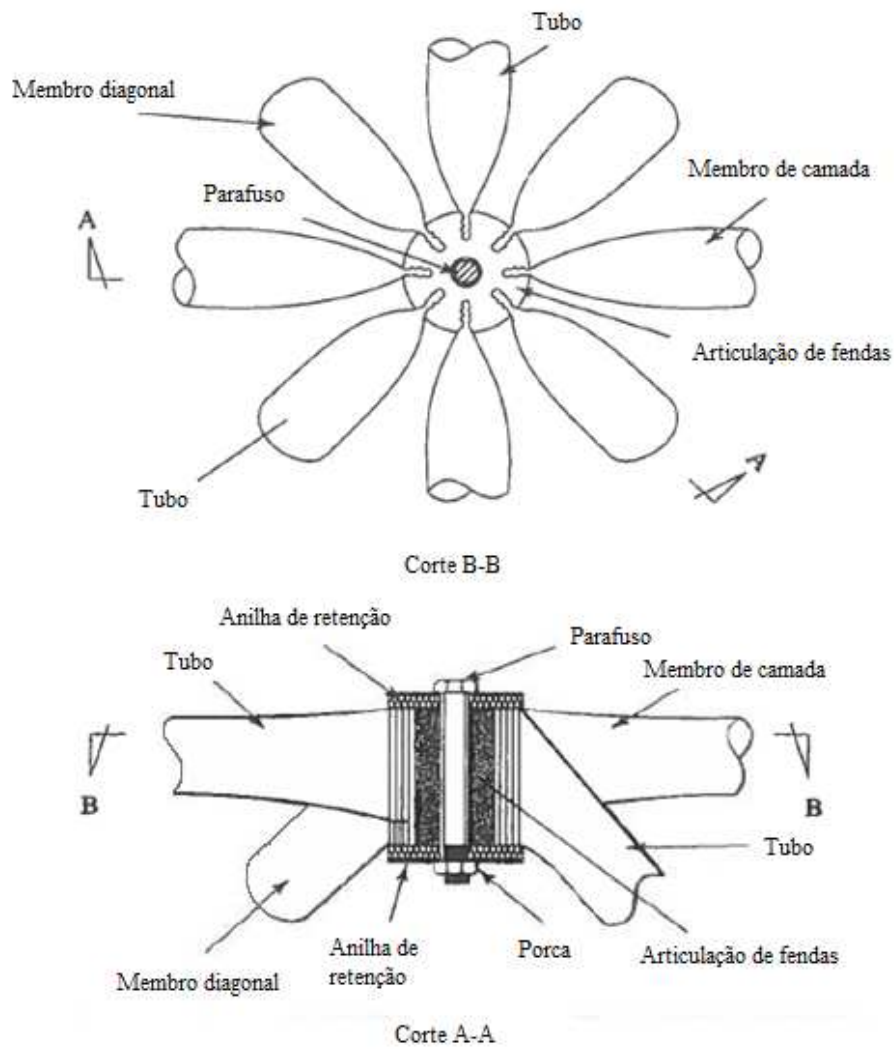


Figura 4.9: Pormenores de conexão do sistema Triodetic (adaptado de [78]).

perfurados que se destinam a efectuar a ligação dos membros diagonais. Existem duas configurações possíveis para estes suportes, especificamente, quando os membros do banzo e os membros diagonais possuem a mesma direcção e quando os membros do banzo possuem um ângulo de 45° com os membros diagonais.

Por existirem apenas duas direcções para o suporte dos membros diagonais, as configurações geométricas das malhas de uma treliça espacial plana ou curva de dupla camada resumem-se às disposições quadrado sobre quadrado, quadrado sobre quadrado diagonal e quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo [20]. Para além disso, a geometria da articulação obriga a que as linhas de acção dos membros do banzo e diagonais não se intersectem num só ponto, originando pequenos momentos flectores nos elementos da treliça espacial.

No que se refere aos membros dos banzos e diagonais, estes podem conter secções transversais ocas cilíndricas ou quadradas com diversas dimensões. Na extremidade de cada membro dos banzos é soldado um conector com uma configuração dentada que se encaixa nas respectivas secções existentes nos conectores. Aos membros diagonais são soldados, em ambas as extremidades, conectores bifurcados perfurados de aço, de forma a se unirem aos nós por meio de cavilhas de aço encabeçadas e cupilhas de divisão (Figura 4.10). Dentro dos limites existentes, esta ligação permite alterar facilmente a inclinação dos membros diagonais e, conseqüentemente, a altura da treliça espacial. Na Figura 4.11 encontra-se representado um pormenor da conexão dos diversos elementos que compõem o presente sistema.

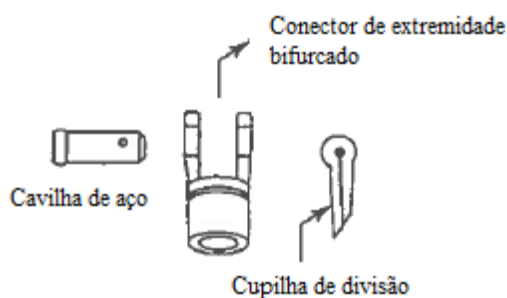


Figura 4.10: Conector de extremidade dos membros diagonais e respectivos fixadores (adaptado de [78]).

Existem seis tamanhos diferentes para as articulações, conforme as dimensões da secção transversal dos membros. As articulações de menor dimensão são utilizadas para secções tubulares circulares de 60,3 milímetros de diâmetro e secções tubulares quadradas com 63,5 milímetros de lado. Para as articulações de maior dimensão aplicam-se membros de secção oca cilíndrica com 168,3 milímetros de diâmetro e membros de secção oca quadrada com 177,8 milímetros de lado. Entre estes dois tamanhos existem articulações para tubos circulares com 76,1, 88,9, 114,3 e 139,7 milímetros de diâmetro e para tubos quadrados com 76,2, 88,9, 114,3 e 152,4 milímetros de lado, respectivamente.

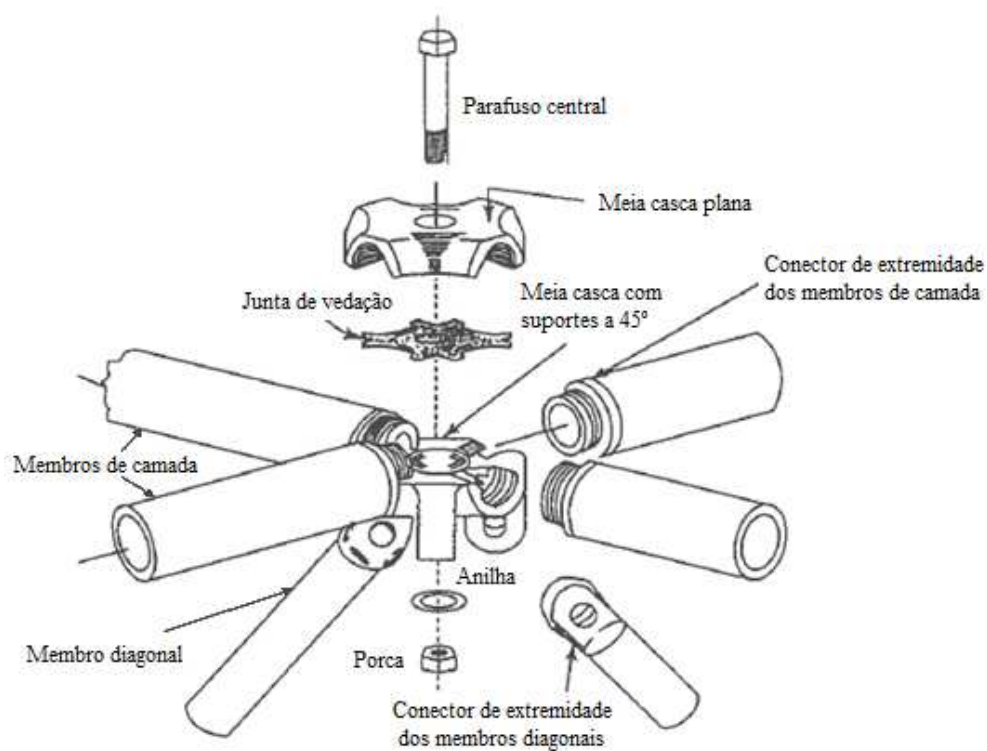


Figura 4.11: Pormenor de conexão do sistema Nodus (adaptado de [78]).

Uma boa característica deste sistema reside no facto de todo o principal processo de fabricação ser efectuado na fábrica, existindo apenas a necessidade de realizar a ligação entre os conectores e os membros com chaves simples de aperto e elevar a estrutura até à sua posição final.

4.6.2 Sistema SDC

O sistema SDC foi patenteado pelo arquitecto francês S. Du Chateau e é normalmente aplicado em estruturas de camada simples com três vias e com curvatura simples ou dupla, tal como os arcos abobadados e as cúpulas.

Os conectores deste sistema consistem em duas cascas similares pré-fabricadas que se unem através da aplicação de solda, permitindo a ligação de seis membros tubulares circulares (Figura 4.12).

O processo de conexão dos elementos consiste na introdução das extremidades dos membros nos conectores por deslizamento até ao comprimento previsto no projecto. A aplicação de uma curvatura à estrutura é efectuada pela inclinação dos membros. Depois de colocar todos os membros com o comprimento e inclinação previstos efectua-se a sua fixação aos conectores pela aplicação de solda.

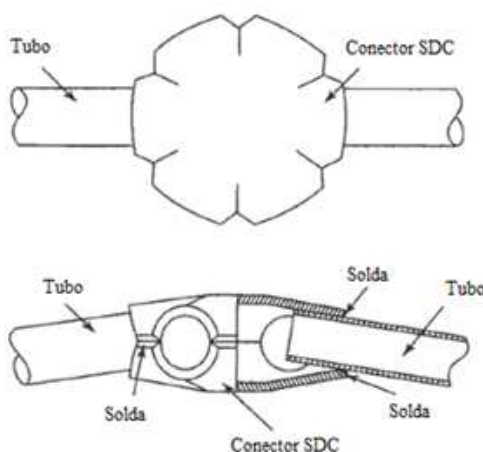


Figura 4.12: Conector do sistema SDC (adaptado de [78]).

4.7 Sistemas modulares

4.7.1 Sistema Space Deck

O sistema Space Deck foi desenvolvido na Inglaterra pela Denings of Chard no início dos anos 50 e inicialmente comercializado em 1958.

Este sistema é composto por diversas unidades piramidais invertidas (Figura 4.13), cujas bases quadradas formam o banzo superior da estrutura e podem ser constituídas por cantoneiras de aço com $50 \times 37,5 \times 6,25$ milímetros ou por cantoneiras com $62,5 \times 50 \times 8$ milímetros, quer se pretenda aplicar unidades leves ou pesadas, respectivamente. As bases das pirâmides são conectadas, por meio de quatro membros diagonais de secção tubular circular, a um cubo central de aço fundido. A composição deste sistema permite aplicar apenas configurações geométricas do tipo quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo [20].

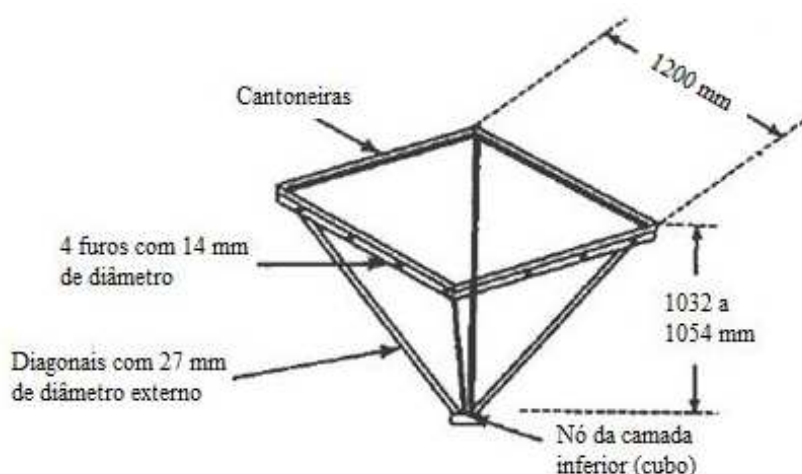


Figura 4.13: Unidades piramidais do sistema Space Deck (adaptado de [78]).

A ligação dos módulos piramidais é efectuada por parafusos com 12 milímetros de diâmetro no banzo superior e por tirantes de aço de alta resistência que conectam os cubos das diversas pirâmides no banzo inferior. Estes tirantes possuem uma rosca direita numa das extremidades e uma rosca esquerda na outra extremidade e podem ser classificados como tirantes principais e secundários conforme o tipo de ligação efectuada nos cubos das pirâmides. Os cubos possuem um furo roscado em cada face numa direcção horizontal e um perno roscado em cada face numa direcção ortogonal. Os tirantes principais ligam-se directamente aos furos roscados dos cubos e os tirantes secundários são conectados aos pernos roscados por meio de um acoplador hexagonal, tal como se observa na Figura 4.14. A existência de roscas opostas nas extremidades de um tirante permite aparafusá-lo simultaneamente em ambos os extremos simplesmente pela rotação do seu corpo, o que facilita a produção de uma curvatura simples ou dupla, caso se pretenda aplicar uma superfície arqueada ou uma cúpula.

Os módulos piramidais Space Deck podem-se encontrar em diversos tamanhos padrão com as dimensões 1200×1200 milímetros com 750 ou 1200 milímetros de altura, 1500×1500 milímetros com 1200 ou 1500 milímetros de altura e 2000×2000 milímetros com 2000 milímetros de altura. Dentro das mesmas dimensões existem unidades com diferentes

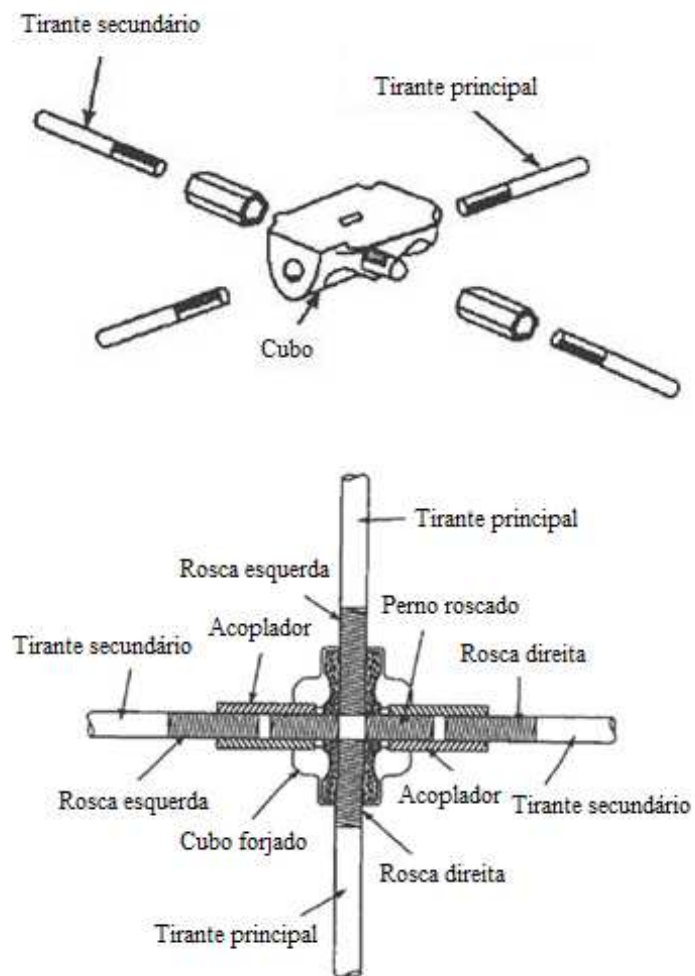


Figura 4.14: Conexão entre os tirantes e os cubos do sistema Space Deck (adaptado de [78]).

capacidades de carga, devido às dimensões dos membros diagonais, pois são os elementos que suportam os esforços que se geram perto dos pilares.

Como uma estrutura Space Deck é composta por unidades piramidais invertidas, o perfil do bordo da treliça será tipo cornija. Para evitar esta aparência, existem também meios módulos padrão disponíveis que se adicionam ao bordo da estrutura para protagonizar uma configuração tipo mansarda.

Devido à sua leveza e facilidade de empilhamento, as unidades Space Deck ocupam muito pouco espaço no armazenamento e são fáceis de transportar, proporcionando a utilização de um único veículo para efectuar o transporte de grandes áreas deste sistema.

Os elementos dos módulos piramidais Space Deck são fabricados por um método de passadeira rolante completamente automático. Depois de cortar os elementos com o comprimento necessário, são submetidos a processos de desengorduramento e decapagem. De seguida, são soldados em gabaritos especiais para garantir a fabricação de unidades piramidais com elevada precisão dimensional, pintadas por imersão em grandes tanques e colocadas numa estufa.

As estruturas compostas por unidades padrão Space Deck com 1 metro de profundidade podem cobrir um vão máximo de 40 metros, mas esta distância pode ser elevada através da aplicação de módulos com maior profundidade. Devido à sua existência durante mais de 50 anos, o sistema Space Deck possui diversos exemplos estruturais por todo o mundo, cobrindo edifícios como hospitais, escolas e edifícios industriais.

4.7.2 Sistema Nenk

O sistema Nenk foi desenvolvido em 1963 pelo Ministério da Construção e Obras Públicas do Reino Unido e consiste numa modificação do sistema Space Deck. Da mesma forma que este, o sistema Nenk apenas pode ser aplicado para formar treliças espaciais de dupla camada, constituídas por módulos piramidais invertidos pré-fabricados com uma base quadrada de 1,2 metros de lado e 0,6 metros de profundidade [78].

4.7.3 Sistema Unibat

Desenvolvido em França por S. du Chateau em 1959, o sistema Unibat surgiu devido à necessidade de criar espaços livres em grandes edifícios de uma forma económica. Este sistema consiste na conexão adjacente de módulos piramidais invertidos em que a sua base é constituída por elementos de aço com secção transversal em I e pode possuir uma configuração quadrada, triangular ou hexagonal [78]. As diagonais das pirâmides são constituídas por elementos de aço com secção transversal tubular quadrada e os membros da camada inferior que unem os vértices possuem uma secção transversal tubular circular e extremidades achatadas perfuradas, de forma a se unirem com parafusos colocados na direcção vertical. Na Figura 4.15 encontra-se representado um exemplo de uma unidade piramidal do sistema Unibat.

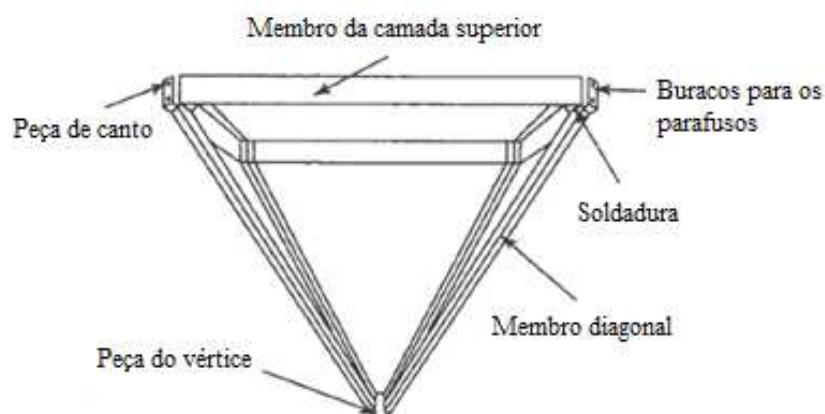


Figura 4.15: Unidade piramidal Unibat (adaptado de [78]).

A conexão dos diversos módulos piramidais efectua-se apenas pelos cantos das suas bases, por meio de parafusos de alta resistência. Este método de ligação simplifica a montagem da estrutura, diminuindo o seu tempo de erecção e, conseqüentemente, diminui os custos da sua construção. Para além disso, as unidades piramidais Unibat são leves e podem-se empilhar facilmente, o que simplifica o seu transporte e armazenamento.

Este sistema pode ser aplicado a coberturas rasas ou a estruturas com curvatura simples ou dupla, como os arcos e as cúpulas treliçadas. Ao contrário de outros sistemas de treliças espaciais, em que a dimensão máxima do vão é limitada pela configuração do seu conector, o vão máximo que o sistema Unibat consegue cobrir é fixo apenas pela dimensão máxima da secção estrutural existente [72].

O sistema Unibat permite obter diversas configurações geométricas de treliças de dupla ou multi-camada com duas ou três vias, conforme a forma da base das unidades piramidais. Diversas experiências demonstraram que a disposição geométrica mais eficiente e económica é o arranjo quadrado diagonal sobre quadrado (Figura 4.16), pois, como referido no Capítulo 3, os membros de menor dimensão que constituem o banzo superior encontram-se à compressão e os membros de maior dimensão que compõem o banzo inferior suportam esforços de tracção, o que minimiza os problemas de encurvadura.

Existem três dimensões diferentes dos módulos piramidais, distintos conforme a dimensão da diagonal da base e a profundidade de cada unidade. Assim, estão disponíveis módulos com diagonal de 1500, 2400 e 3000 milímetros e 750, 1200 e 1500 milímetros de profundidade, respectivamente.

O processo de montagem duma estrutura espacial com este sistema inicia-se pelo nivelamento do terreno. De seguida, monta-se a camada inferior da treliça espacial de configuração quadrada e, sobre esta, colocam-se as unidades piramidais invertidas. Posteriormente, unem-se os diversos módulos entre si e aos membros que constituem o banzo inferior da estrutura espacial. Após a montagem da estrutura ao nível do solo,

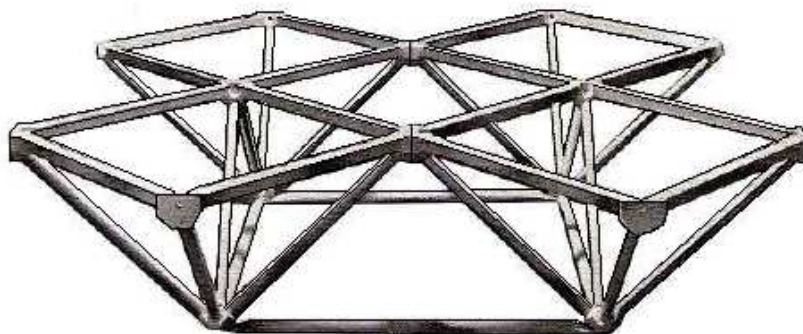


Figura 4.16: Configuração quadrado diagonal sobre quadrado do sistema Unibat [96].

eleva-se até à sua posição final. No caso de ser uma estrutura de dimensões muito elevadas ou a construção se efectuar em locais de difícil acesso, a estrutura é montada em parcelas ao nível do solo e estas são elevadas até à sua posição final e conectadas entre si no ar, de modo a formar a estrutura final.

Para proteger os diversos elementos contra a corrosão, efectua-se uma galvanização a quente antes de serem entregues no local de montagem.

4.7.4 Sistema Cubic Space Frame

O sistema Cubic Space Frame foi desenvolvido no Reino Unido por M. L. Kubik e L. A. Kubik no final da década de 70. Consiste num sistema estrutural constituído por três módulos padrão pré-fabricados de aço laminados a quente (um interior, um de bordo e um de canto), que se unem entre si por meio de parafusos, porcas e solda. Uma estrutura efectuada com este sistema não possui membros diagonais de contraventamento, o que permite uma grande facilidade de acesso para a instalação de serviços e sua manutenção, sendo, por isso, um sistema indicado para edifícios que necessitem deste tipo de flexibilidade [78].

Como se pode verificar na Figura 4.17, um módulo interior é constituído por um membro vertical, quatro membros do banzo superior e quatro membros do banzo inferior, um módulo de bordo possui um membro vertical, três membros do banzo superior e três membros do banzo inferior e um módulo de canto é formado por um membro vertical, dois membros do banzo superior e dois membros do banzo inferior.

Os membros verticais dos diferentes módulos possuem uma secção transversal oca quadrada e os membros de ambas as camadas possuem uma secção transversal em I. A conexão entre os membros de camada e os membros verticais é efectuada na fábrica por meio de solda, em que um dos banzos dos perfis laminados I é soldado a uma placa que cobre uma das extremidades do membro vertical e o outro banzo é soldado a uma placa anelar que se localiza perto da extremidade do mesmo membro vertical. A união entre os membros de camada é executada através de porcas e parafusos de alta resistência que

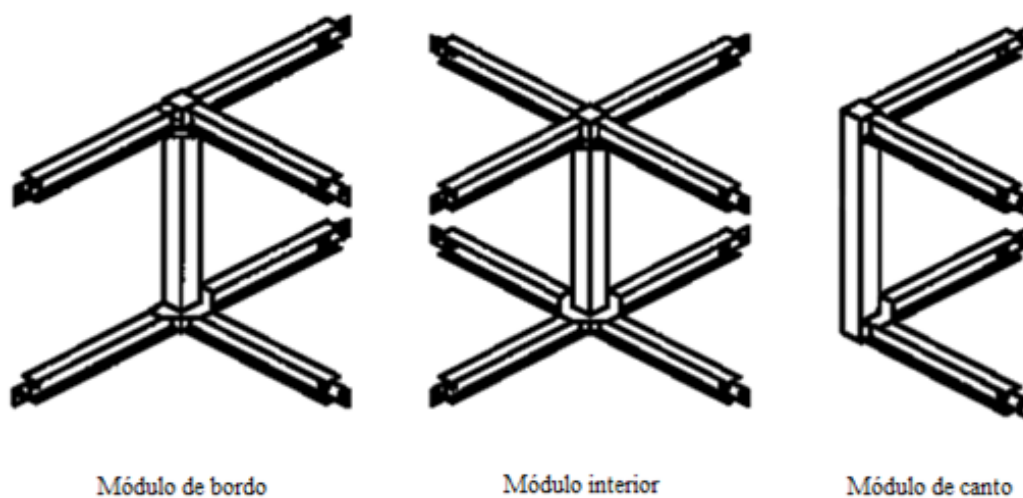


Figura 4.17: Módulos padrão do sistema Cubic Space Frame (adaptado de [20]).

se fazem passar por uma placa de emenda perfurada e soldada a um dos lados da alma na extremidade livre de cada membro. Na Figura 4.18 estão representados os diversos elementos de um módulo interior e o detalhe da conexão entre os membros de camada.

O processo de montagem duma estrutura com o sistema Cubic Space Frame é muito simples, necessitando apenas de equipamento de elevação e ferramentas simples de aperto para efectuar a ligação entre os diversos módulos.

4.8 Sistemas compostos

4.8.1 Sistema Harley

O sistema Harley foi desenvolvido na Austrália e encontra-se no mercado desde 1980. Devido ao elevado custo dos conectores existentes em diversos sistemas de estruturas espaciais, o presente sistema foi desenvolvido utilizando membros de camada contínuos, conectados por parafusos e porcas nos seus pontos de intersecção, originando um sistema com um custo geral relativamente baixo [78]. Existem três versões do sistema Harley, sendo a mais utilizada designada como *Série 80*, a qual será descrita de seguida.

Esta versão do sistema Harley é adequada para cobrir áreas planas com mais de 250 metros quadrados com treliças multi-camada de duas vias. A sua composição consiste, basicamente, em membros de camada contínuos, membros diagonais, parafusos, anilhas e porcas. Os membros de camada são de aço, enformados a frio, e possuem uma secção transversal em forma de U com dimensões padronizadas de 100×50 milímetros ou 100×75 milímetros e espessuras de 1,2, 1,6, 2,0 e 2,5 milímetros, conforme as condições de carga existentes. Estes elementos são cortados com um comprimento máximo de 12,5 metros e perfurados quatro vezes, de forma precisa, nas zonas de intersecção com outros

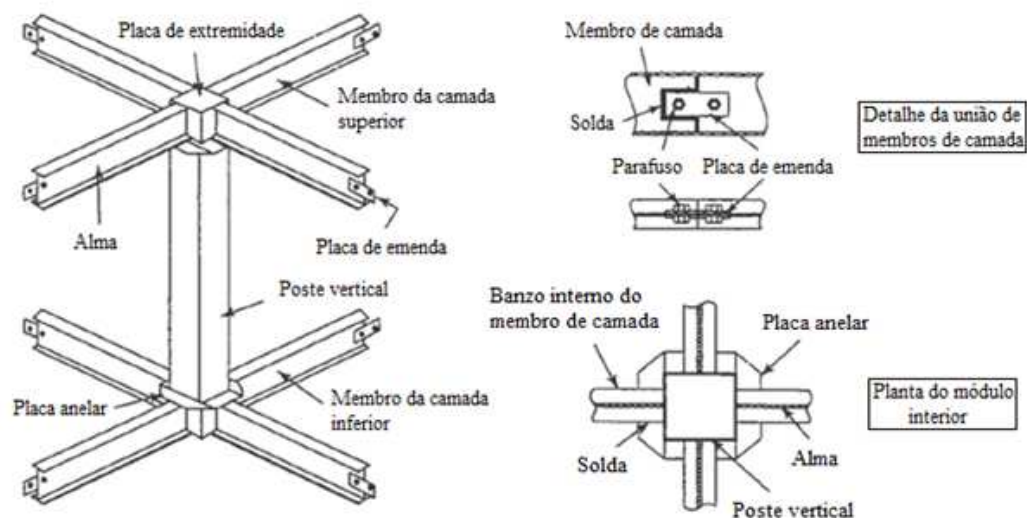


Figura 4.18: Detalhe de um módulo interior e da conexão entre membros de camada (adaptado de [78]).

membros, para permitir a passagem de quatro parafusos que efectuam a conexão entre os diversos elementos. Os membros diagonais, também de aço, enformados a frio, possuem uma secção transversal tubular circular e encontram-se disponíveis em dois tamanhos, designadamente, com um diâmetro de 42,4 milímetros e 2 milímetros de espessura ou com um diâmetro de 48,3 milímetros e 2,3 milímetros de espessura. Ambas as extremidades destes membros são achatadas e perfuradas, de modo a permitir a conexão com os membros de camada. A Figura 4.19 apresenta a conexão dos diversos elementos da versão Série 80 do sistema Harley.

Devido à disposição dos membros diagonais, a versão Série 80 do sistema Harley permite aplicar apenas as configurações quadrado sobre quadrado e quadrado sobre quadrado com diferença de meio módulo [78]. As unidades padrão resultantes destas configurações podem possuir dimensões de 1,5 a 2,4 metros, com uma profundidade entre 0,75 e 1,8 metros.

Para além dos componentes padrão referidos, também se encontram disponíveis diversos elementos suplementares destinados ao seu reforço (Figura 4.20), nomeadamente, chapas para efectuar a distribuição de cargas concentradas nos nós, canais de reforço para membros de camada extremamente carregados, elementos tubulares que se soldam em torno dos membros diagonais excessivamente carregados e cantoneiras para efectuar a emenda de dois membros de camada [78].

Para permitir uma boa protecção contra a corrosão, os membros de camada e diagonais deste sistema são galvanizados a quente e os elementos de fixação (parafusos, anilhas e porcas) são zincados ou também galvanizados a quente, dependendo das condições atmosféricas existentes no local de construção.

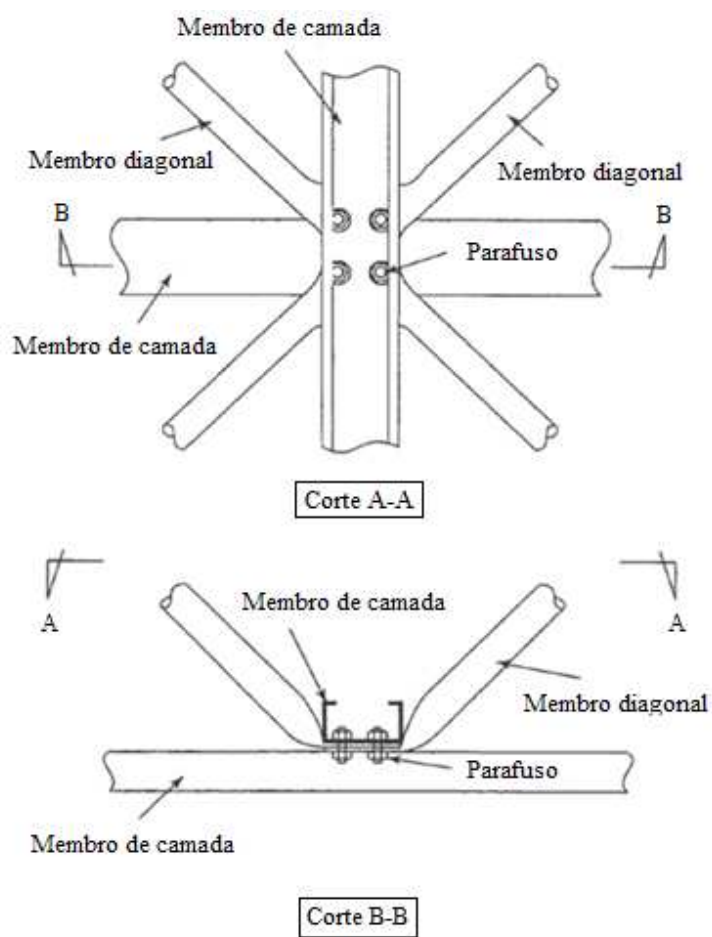


Figura 4.19: Conexão dos diversos elementos da versão Série 80 do sistema Harley (adaptado de [78]).

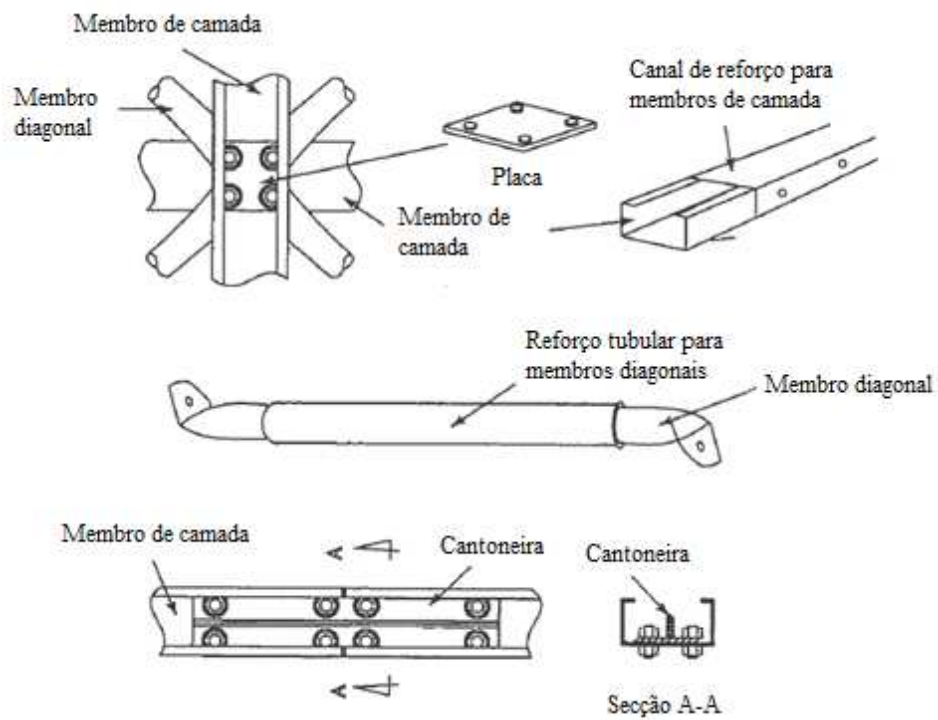


Figura 4.20: Elementos de reforço para a versão Série 80 do sistema Harley (adaptado de [78]).

Devido ao facto de as linhas de acção dos esforços axiais dos membros diagonais não passarem pelo centro dos nós, existem excentricidades que desenvolvem momentos flectores nos membros de camada. Contudo, estes podem ser facilmente suportados pela aplicação de chapas de reforço nas articulações.

Capítulo 5

Caso de estudo

5.1 Introdução

O presente capítulo tem como objectivo analisar e dimensionar duas cúpulas treliçadas de uma camada, sendo que a estrutura 1 corresponde à cúpula cuja configuração foi inspirada num elemento da natureza e a estrutura 2 corresponde à cúpula de configuração comum.

A forma da cúpula inspirada na natureza provém da concha de um molusco gastrópode, mais precisamente, de uma lapa denominada *Siphonaria gigas*. A escolha da concha deste espécime como inspiração deve-se ao facto do seu habitat natural se localizar na zona intertidal ou entre marés de costas rochosas e, por isso, necessitar de ser suficientemente rígida para suportar as violentas condições ambientais a que se encontra submetida, especificamente, a elevada velocidade das ondas no local de rebentação e o processo cíclico de erosão por parte de partículas sólidas [14, 101].

Considera-se que ambas as estruturas se localizam na cidade de Évora e pretendem cobrir um salão de espectáculos. O sistema aplicado a ambas as estruturas foi o sistema Mero KK, pois foi o primeiro a ser fabricado e comercializado em grande massa e, por isso, um dos mais aplicados até à actualidade.

5.2 Definição da geometria das cúpulas

A concha dos moluscos gastrópodes é composta por diversas camadas de carbonato de cálcio e proteínas complexas, segregadas pelas epidermes de um elemento do corpo do molusco designado manto. Geralmente, estas espécies possuem uma protecção com uma forma cónica em espiral, mas tal não se verifica nas lapas, pois as suas conchas possuem a forma de um chapéu, também cónico, mas sem espiral. Porém, apesar de apresentarem a mesma configuração, existem grandes variações relativamente à posição do seu vértice e à relação entre a altura e o comprimento destas conchas. Relativamente à concha da *Siphonaria gigas*, observam-se diversas nervuras radiais muito bem definidas, uma superfície externa com uma cor similar à das rochas em que se encontra e uma superfície interna brilhante com uma cor semelhante à do café, tal como se observa na Figura 5.1.



Figura 5.1: *Siphonaria gigas* [164].

Diversos estudos sobre a morfologia das conchas têm sido realizados com o objectivo de analisar a variação da sua espessura, altura e comprimento, quando expostas a diferentes condições ambientais. López e Schouben [66] verificaram que a altura e a espessura das suas conchas divergiam de acordo com a intensidade das ondas. Em locais protegidos, conchas com o mesmo comprimento, apresentavam uma menor espessura e uma maior altura, do que em locais expostos. No trabalho de Harley et al [49] foram estudadas as alterações morfológicas de conchas das espécies *Lottia gigantea*, *Patella vulgata* e *Siphonaria gigas* quando sujeitas a diferentes pressões térmicas. Um dado importante deste estudo para a presente dissertação, foi a medição dos parâmetros geométricos, altura e comprimento, dos exemplares da espécie *Siphonaria gigas* e do cálculo da sua média. Os valores obtidos foram uma altura média de 21,7 milímetros e um comprimento médio de 42,4 milímetros, o que resulta numa relação altura/comprimento de aproximadamente 0,5.

Como as estruturas a analisar pretendem cobrir um salão de exposições ou espectáculos, elas têm de possuir dimensões que permitam o fácil desempenho de tais funções. Desta forma, atribuiu-se a ambas as estruturas um diâmetro de 40 metros, o que perfaz uma altura de 20 metros de acordo com a relação altura/comprimento mencionada. Depois de definir as suas dimensões exteriores, definiu-se o tipo de cúpula a aplicar o que, devido ao facto da concha destes moluscos possuir diversas nervuras, se optou por aplicar uma configuração similar às cúpulas lamelares paralelas em ambas as estruturas (ver Figura 3.30(f)).

5.2.1 Estrutura 1

Com auxílio do programa AutoCAD 2008 [55] dividiu-se a estrutura em dez secções similares e procedeu-se à representação dos diversos elementos da estrutura em planta, tendo como critério não possuir elementos com comprimento superior a 3 metros, de modo a prevenir a sua rotura por encurvadura. Na figura 5.2 encontram-se representadas, em planta, uma concha da espécie *Siphonaria gigas* e a configuração da cúpula criada no AutoCAD 2008.

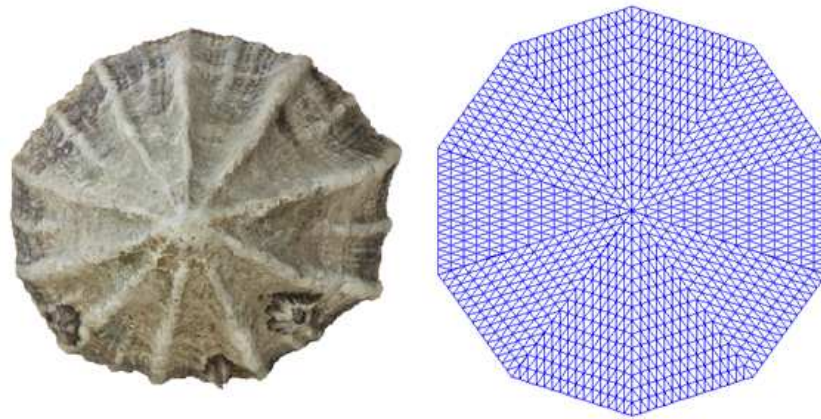


Figura 5.2: Vista em planta de uma concha da *Siphonaria gigas* e da estrutura 1 [164].

Depois de gerada a sua configuração em planta, procedeu-se à definição da estrutura em altura. Inicialmente, elevou-se o ponto central a 20 metros de altura e considerou-se que, ao longo do bordo da estrutura, as nervuras possuíam uma altura máxima de 2 metros, anulando-se no ponto central de cada lado do decaedro definido pela vista em planta da estrutura, tal como se pode compreender pela Figura 5.3.

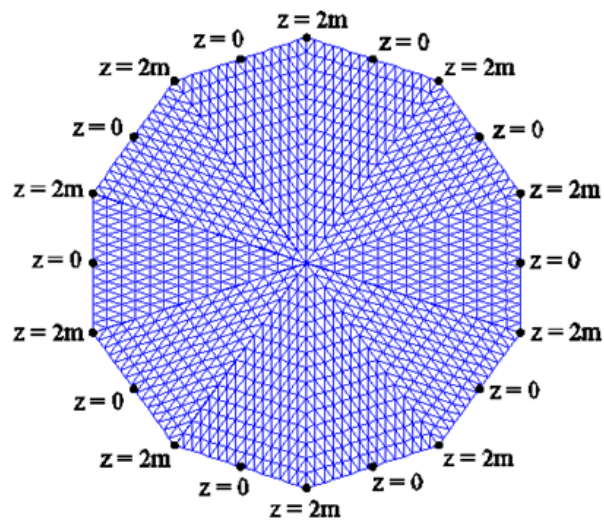


Figura 5.3: Altura dos pontos do bordo da estrutura 1.

De seguida, definiu-se, arbitrariamente, um comportamento sinusoidal apenas numa metade de um bordo do decaedro, devido à simetria existente em toda a estrutura, e obteve-se a configuração representada na Figura 5.4.

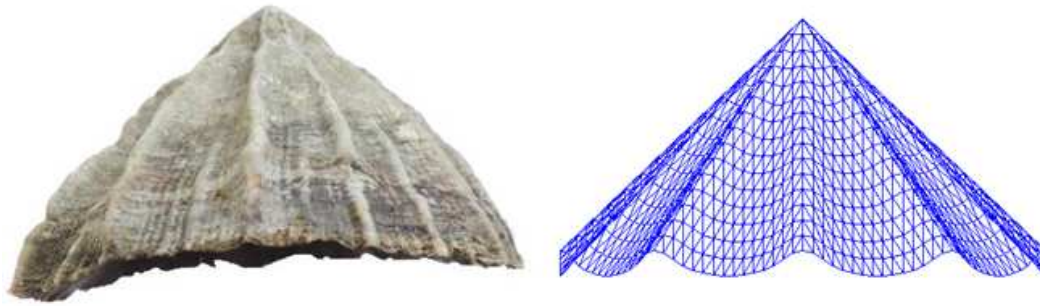


Figura 5.4: Perfil longitudinal de uma concha da *Siphonaria gigas* e da estrutura 1 [164].

5.2.2 Estrutura 2

A configuração da estrutura 2 foi efectuada de forma semelhante à estrutura 1, com o mesmo número de barras e de anéis horizontais, mas com uma configuração semi-esférica (Figura 5.5).

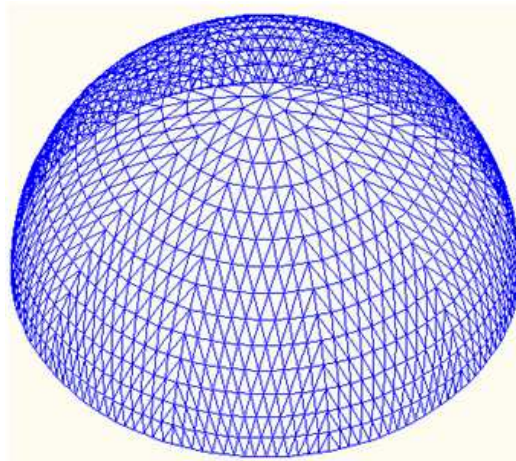


Figura 5.5: Configuração da cúpula da estrutura 2.

5.3 Modelação

A análise elástica dos esforços de ambas as cúpulas treliçadas foi efectuada através do programa de cálculo automático SAP2000 (v14) [21]. Como ambos os modelos foram criados no programa AutoCAD 2008, bastou efectuar a importação de cada um deles para o SAP2000.

Inicialmente foram definidos os materiais e as secções transversais dos elementos constituintes da estrutura. Considerou-se que o revestimento é efectuada por meio de chapas metálicas nervuradas de aço da classe S235 que se apoiam em madres com perfis

transversais tubulares quadrados ou rectangulares também de aço da classe S235. O sistema Mero KK, como referido anteriormente, é constituído por membros de aço enformados a frio, o que poderia alterar a sua tensão de cedência relativamente à tensão de cedência base do aço. Porém, como posteriormente se irá verificar, todas as secções transversais que constituem o sistema em questão, incluindo os perfis metálicos que compõem as madres, pertencem às classes 1 e 2, logo, a tensão de cedência dos diversos elementos será equivalente à tensão de cedência base do aço que os constitui.

Através da Tabela 4.2 presente no Capítulo 4, verifica-se que os membros tubulares do sistema Mero pertencem às classes de aço S235 e S355. Desta forma, no programa de cálculo automático, definiram-se apenas estes materiais (Tabela 5.1) e optou-se por atribuir aos vários elementos do sistema uma secção transversal tubular circular com 30 milímetros de diâmetro e 1,6 milímetros de espessura.

Tabela 5.1: Propriedades mecânicas dos aços dos membros tubulares.

Propriedades	Aço S235	Aço S355
Peso volúmico (p_v)	77 kN/m ³	77 kN/m ³
Módulo de elasticidade (E)	210 GPa	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,3
Coefficiente de dilatação térmica (c_{dil})	$1,2 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$
Tensão de cedência (f_y)	235 MPa	355 MPa
Tensão última (f_u)	360 MPa	510 MPa

A representação das cargas devido ao revestimento efectuou-se através de uma malha triangular coincidente com os membros da estrutura (Figura 5.6) e a contabilização do peso das madres foi efectuado por meio de cargas pontuais aplicadas nos nós. A espessura das chapas metálicas e a quantificação das cargas pontuais serão posteriormente determinadas.

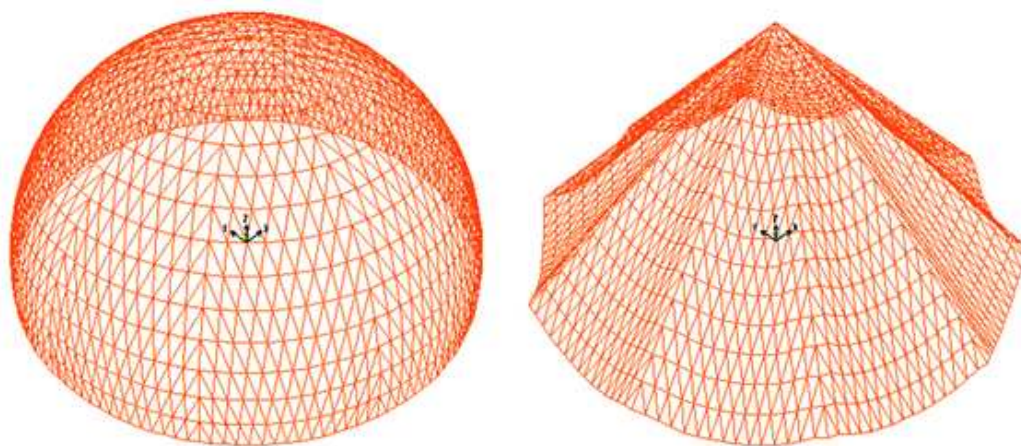


Figura 5.6: Representação do revestimento no programa SAP2000.

É de notar que nas estruturas espaciais o esforço de corte, momento flector e torção são de nível secundário, pois estes sistemas são normalmente projectados tendo como base apenas os esforços axiais [167]. Para tal, estas estruturas são normalmente analisadas como treliças tridimensionais considerando todos os seus nós rotulados e as cargas aplicadas concentricamente nos nós. Na presente dissertação, as estruturas foram analisadas considerando os seus nós rígidos, o que levou à geração de pequenos momentos flectores nas barras. Porém, em ambas as estruturas verificou-se que o valor máximo dos momentos flectores é aproximadamente 1 kNm, e, por isso, o seu dimensionamento foi efectuado considerando um aumento de 20% dos esforços axiais.

No que se refere às condições de apoio, optou-se por considerar ambas as estruturas apoiadas em todos os nós da base, restringindo as translações segundo todos os eixos.

5.4 Quantificação das acções

A quantificação das acções foi efectuada segundo as Normas Portuguesas NP 1991-1-1 [2] e NP 1991-1-4 [3] e será abordada nos pontos seguintes.

5.4.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes relativamente aos membros da estrutura espacial são contabilizadas automaticamente pelo programa SAP2000 através da definição do peso volúmico dos materiais, o que, em ambas as estruturas, corresponde ao peso volúmico do aço (77 kN/m^3). Para além destas cargas, também é necessário ter em conta o peso das madres e do revestimento. Assim, em ambas as estruturas, considerou-se um revestimento com chapas metálicas de aço enformadas a frio (Figura 5.7) e madres compostas por perfis tubulares metálicos de aço, também enformados a frio, com secção $40 \times 40 \times 3,2$ milímetros, cujas propriedades mecânicas se encontram, respectivamente, nas Tabelas 5.2 e 5.3. Como referido anteriormente, o peso das madres foi contabilizado através de cargas concentradas aplicadas nos nós de ambas as estruturas. Sendo assim, sabendo que o vão máximo entre os apoios das madres é de 1 metro na estrutura 1 e o peso linear dos perfis é de $0,036 \text{ kN/m}$, o valor da carga concentrada a aplicar em cada nó da estrutura 1 é $1 \times 0,036 = 0,036 \text{ kN}$. No caso da estrutura 2, em que o espaçamento máximo entre os apoios das madres é de 1,3 metros, o valor da carga concentrada a aplicar em cada nó desta estrutura é $1,3 \times 0,036 = 0,047 \text{ kN}$.

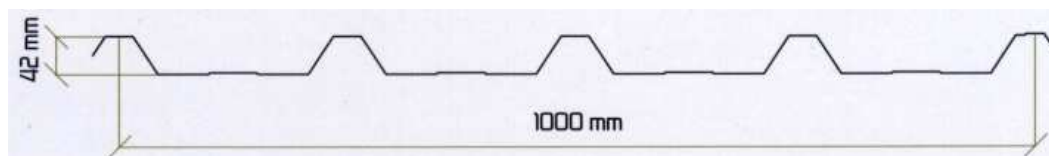


Figura 5.7: Perfil das chapas metálicas [158].

Tabela 5.2: Propriedades mecânicas das chapas metálicas [158].

Espessura	Massa	Momento de inércia	Momento resistente
e (mm)	m (kg/m ²)	I (cm ⁴)	M_{Rd} (kNm/m)
0,5	4,8	16,0	2,9
0,6	5,8	19,2	3,4
0,7	6,7	22,5	4,0
0,8	7,7	25,7	4,5
0,9	8,7	28,9	5,1
1,0	9,6	32,1	5,6

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas das madres da cobertura [36].

$b \times b$ (mm)	e (mm)	m (kg/m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	W_{pl} (cm ³)
40 × 40	3,20	3,66	4,66	10,40	1,50	6,40

5.4.2 Acções variáveis

Sobrecarga

Segundo a Norma Portuguesa NP 1991-1-1 [2], o valor da sobrecarga é obtido através da categoria da cobertura em causa, tal como mostra a Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Categorias das coberturas [2].

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Como as coberturas em estudo não são acessíveis, excepto para acções de manutenção ou reparação, as coberturas pertencem à categoria H. Sendo assim, a sobrecarga a considerar é a presente na Tabela 5.5, tendo-se aplicado o valor de $q_k = 0,4$ kN/m².

Acção do vento

A quantificação do vento foi efectuada segundo a Norma Portuguesa NP 1991-1-4 [3] e contabilizada nos modelos de cálculo por pressões perpendiculares que incidem sobre o revestimento das estruturas. Devido a isto, foi necessário alterar a direcção dos eixos locais das várias áreas que compõem o revestimento no SAP2000, de modo a colocar o eixo 3 com direcção perpendicular ao revestimento e com sentido para o exterior das edificações, como pode ser observado na Figura 5.8.

Tabela 5.5: Sobrecargas em coberturas da Categoria H [2].

Cobertura	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Categoria H	0,4	1,0

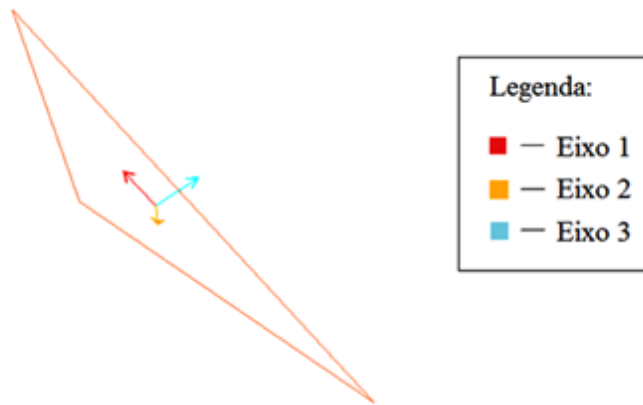


Figura 5.8: Orientação dos eixos locais de uma área triangular.

Em ambas as estruturas, os efeitos de atrito do vento são desprezáveis, pois a soma das áreas paralelas em relação ao vento é inferior a quatro vezes a soma das áreas perpendiculares ao vento [3].

Valor de referência da velocidade do vento

O valor de referência da velocidade do vento, definido a uma altura de 10 metros acima do solo de um terreno da categoria II (definido na Tabela 5.7), é calculado através da seguinte expressão:

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

em que:

- $v_{b,0}$ é o valor básico da velocidade de referência do vento, definido a uma altura de 10 metros acima do solo, em terreno aberto com vegetação rasteira e obstáculos isolados separados entre si por uma distância de, pelo menos, 20 vezes a sua altura;
- c_{dir} é o coeficiente de direcção. O valor recomendado é 1,0;
- c_{season} é o coeficiente de sazão. O valor recomendado é 1,0.

A quantificação do valor básico da velocidade do vento é efectuada através da Tabela 5.6, conforme a localização da estrutura. Para tal, divide-se o território nacional em duas zonas distintas, sendo que a zona A corresponde a todo o território não compreendido na zona B e esta é composta pelas ilhas dos Açores e da Madeira e pelas regiões do continente

situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou com uma altitude superior a 600 metros.

Tabela 5.6: Valor básico da velocidade de referência do vento [3].

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

Visto as estruturas em causa situarem-se na cidade de Évora, a zona a considerar é a zona A, o que corresponde a $v_{b,0} = 27$ m/s e, assim, $v_b = 27$ m/s.

Velocidade média do vento

A velocidade média do vento a uma determinada altura z acima do solo, $v_m(z)$, é determinada pela expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (5.2)$$

em que:

- $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade;
- $c_o(z)$ é o coeficiente de orografia, considerado igual a 1,0.

O coeficiente de rugosidade tem em consideração a variação da velocidade média do vento no local da construção em função da altura acima do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da edificação. O seu valor é obtido através das seguintes expressões:

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{se} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (5.3)$$

e

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{se} \quad z \leq z_{min} \quad (5.4)$$

em que:

- z_0 é o comprimento de rugosidade, fornecido pela Tabela 5.7;
- z_{min} é a altura mínima definida na Tabela 5.7;
- z_{max} é a altura máxima, cujo valor é de 200 metros;
- k_r é o coeficiente de terreno determinado por:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (5.5)$$

Tabela 5.7: Categorias de terreno e correspondentes parâmetros [3]

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

em que $z_{0,II}$ é o comprimento de rugosidade para uma categoria de terreno II e que, através da Tabela 5.7, verifica-se que possui o valor de 0,05 metros.

Para as estruturas em causa, a categoria de terreno a considerar é a categoria IV, pois ambas se localizam no interior de uma cidade. Sendo assim, os valores a adotar são $z_0 = 1$ m e $z_{min} = 15$ m. Desta forma, o valor do coeficiente de terreno será:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{1}{0,05} \right)^{0,07} = 0,23 \quad (5.6)$$

Segundo o ponto 7.2.8(1) da Norma Portuguesa NP 1991-1-4 [3] a altura de referência para as pressões externas, z_e , em estruturas tipo cúpulas é igual ao somatório entre a altura da cobertura e a altura da estrutura em que esta é apoiada, logo, para ambas as estruturas em estudo, tem-se $z_e = 23$ m. Assim, como $z_{min} = 15$ m $\leq z_e = 23$ m $\leq z_{max} = 200$ m, o valor do coeficiente de rugosidade será:

$$c_r(23 \text{ m}) = 0,23 \times \ln \left(\frac{23}{1} \right) = 0,73 \quad (5.7)$$

e então,

$$v_m(23 \text{ m}) = 0,73 \times 27 = 19,84 \text{ m/s} \quad (5.8)$$

No que diz respeito à altura de referência para as pressões internas, z_i , o ponto 7.2.9(7) da referida norma sugere que esta deve ser igual à altura de referência para as pressões externas, nas faces em que as aberturas contribuam para a criação de pressão interior. Considerando a cobertura impermeável, a pressão interior apenas pode ser gerada pelas aberturas existentes na sua estrutura de suporte. Sendo assim, considerou-se uma altura de referência para as pressões internas de 3 metros em ambas as estruturas. Como em ambos

os casos $z_i = 3 \text{ m} < z_{min} = 15 \text{ m}$, tem-se:

$$c_r(15 \text{ m}) = 0,23 \times \ln\left(\frac{15}{1}\right) = 0,63 \quad (5.9)$$

e então,

$$v_m(15 \text{ m}) = 0,63 \times 27 = 17,13 \text{ m/s} \quad (5.10)$$

Turbulência do vento

A intensidade de turbulência do vento à altura z , $I_v(z)$, é definida pelas seguintes expressões:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln(z/z_0)} \quad \text{se} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (5.11)$$

e

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{se} \quad z < z_{min} \quad (5.12)$$

em que:

- σ_v é o desvio padrão da turbulência, obtido pela expressão:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I \quad (5.13)$$

sendo k_r e v_b , respectivamente, o coeficiente de terreno e o valor de referência da velocidade do vento, definidos anteriormente, e k_I o coeficiente de turbulência com valor recomendado de 1,0. Para o caso em questão tem-se:

$$\sigma_v = 0,23 \times 27 \times 1 = 6,33 \text{ m/s} \quad (5.14)$$

- $v_m(z)$ é a velocidade média do vento na altura z acima do solo, definida anteriormente;
- c_o é o coeficiente de orografia, definido anteriormente;
- z_0 é o comprimento de rugosidade, definido anteriormente.

Com base nos valores da velocidade média do vento determinados anteriormente em relação às alturas de referência para as pressões exteriores e interiores, a intensidade de turbulência do vento, será, respectivamente:

$$I_v(23 \text{ m}) = \frac{6,33}{19,84} = 0,32 \quad (5.15)$$

$$I_v(15 \text{ m}) = \frac{6,33}{17,13} = 0,37 \quad (5.16)$$

Pressão dinâmica de pico

O cálculo da pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, é efectuado através da seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{\rho \times v_m^2(z)}{2} = c_e(z) \times q_b \quad (5.17)$$

em que:

- $I_v(z)$ é a intensidade de turbulência do vento, definida anteriormente;
- $v_m(z)$ é a velocidade média do vento na altura z acima do solo, definida anteriormente;
- ρ é a massa volúmica do ar. O valor recomendado é de $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- $c_e(z)$ é o coeficiente de exposição relativamente a uma dada altura z , determinado através da Figura 5.9, considerando um terreno plano, $c_o(z) = 1$, e $k_I = 1$.
- q_b é a pressão dinâmica de referência, determinada, em N/m^2 , pela expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (5.18)$$

Para o caso em questão tem-se $v_b = 27 \text{ m/s}$, logo:

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 = 455,63 \text{ N/m}^2 = 0,46 \text{ kN/m}^2 \quad (5.19)$$

Como é perceptível através da equação 5.17, o cálculo da pressão dinâmica de pico, numa determinada altura z , pode ser efectuado de duas formas. Porém, a determinação do coeficiente de exposição através da Figura 5.9 não é um método exacto ¹ e, por isso, o cálculo das pressões dinâmicas de pico em relação à altura de referência para as pressões exteriores e à altura de referência para as pressões interiores de ambas as estruturas foi efectuado com base nos valores da velocidade média do vento e da intensidade de

¹Utilizando o diagrama presente na Figura 5.9, o valor do coeficiente de exposição para cada uma das alturas de referência seria $c_e(15 \text{ m}) \approx 1,45$ e $c_e(23 \text{ m}) \approx 1,75$. Com base nestes valores, as pressões dinâmicas de pico seriam:

$$q_p(23 \text{ m}) = 1,75 \times 0,46 \approx 0,81 \text{ kN/m}^2 \quad (5.20)$$

$$q_p(15 \text{ m}) = 1,45 \times 0,46 \approx 0,67 \text{ kN/m}^2 \quad (5.21)$$

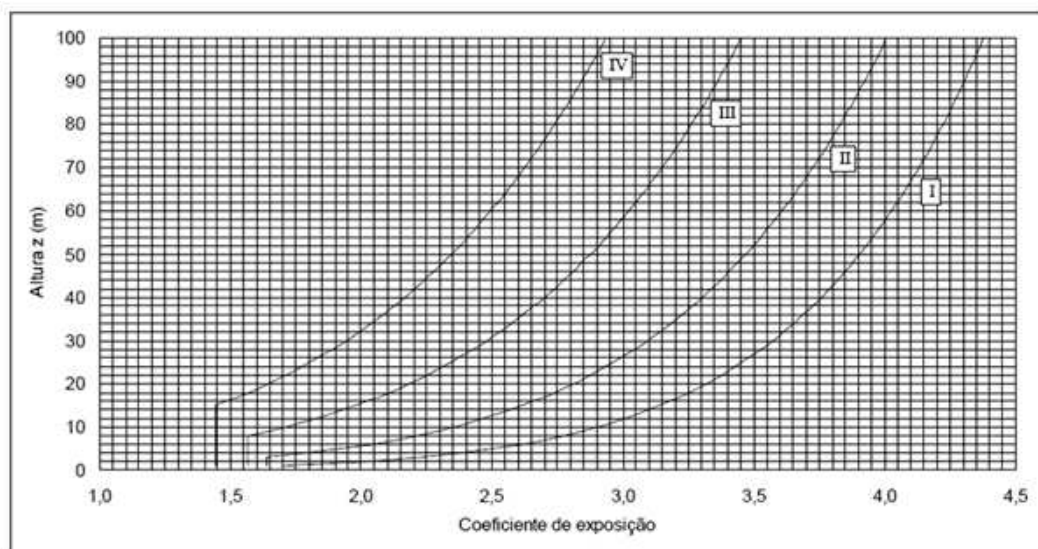


Figura 5.9: Coeficiente de exposição, $c_e(z)$, para $c_o(z) = 1,0$ e $k_I = 1,0$ [3].

turbulência do vento determinados anteriormente. Assim, tem-se que:

$$q_p(23 \text{ m}) = (1 + 7 \times 0,32) \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 19,84^2 = 795,08 \text{ N/m}^2 \approx 0,80 \text{ kN/m}^2 \quad (5.22)$$

$$q_p(15 \text{ m}) = (1 + 7 \times 0,37) \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 17,13^2 = 657,73 \text{ N/m}^2 \approx 0,66 \text{ kN/m}^2 \quad (5.23)$$

Pressão do vento em superfícies

A pressão do vento sobre uma superfície externa, w_e , e sobre uma superfície interna, w_i , de uma edificação é dada por:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (5.24)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (5.25)$$

em que:

- $q_p(z_e)$ e $q_p(z_i)$ são, respectivamente, a pressão dinâmica de pico na altura de referência para as pressões exteriores e a pressão dinâmica de pico na altura de referência para as pressões interiores, definidas anteriormente;
- z_e é a altura de referência para a pressão exterior, definida anteriormente;
- z_i é a altura de referência para a pressão interior, definida anteriormente;

- c_{pe} é o coeficiente de pressão para a pressão exterior;
- c_{pi} é o coeficiente de pressão para a pressão interior;

A pressão real numa determinada área será a diferença entre a pressão do vento na superfície exterior e a pressão do vento na superfície interior dessa área. Através da análise da Figura 5.10, verifica-se que as pressões, dirigidas para a superfície, são positivas e as sucções, dirigidas para fora da superfície, são negativas.

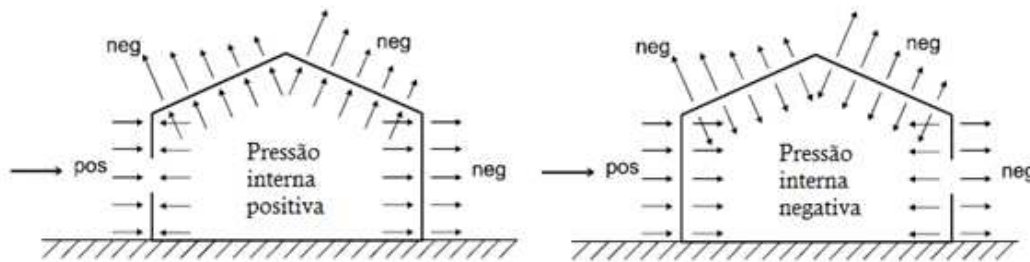


Figura 5.10: Convenção de sinais de pressão e sucção (adaptado de [3]).

Como já foi referido, no programa de cálculo automático SAP2000, o vento foi contabilizado através de pressões perpendiculares incidentes sobre as diversas áreas triangulares que representam o revestimento. Em ambas as estruturas, os coeficientes de pressão para as pressões exteriores existentes nas diversas áreas foram determinados com base na Figura 5.11 e considerando a acção do vento com o mesmo sentido e direcção que o eixo global X, que se encontra representado na Figura 5.6. Desta forma, efectuaram-se as seguintes ponderações:

- As áreas cujos centróides possuem a menor coordenada em relação ao eixo X localizam-se no plano A;
- As áreas cujos centróides possuem a maior coordenada em relação ao eixo X localizam-se no plano C;
- As áreas cujos centróides possuem coordenada nula em relação ao eixo X localizam-se no plano B.

A determinação dos coeficientes de pressão para as pressões exteriores nas restantes áreas foi efectuada por interpolação linear entre os valores existentes nos diversos planos referidos, tal como enunciado no ponto 7.2.8(1) da Norma Portuguesa NP 1991-1-4 [3].

Em ambas as estruturas tem-se $h = 3$ m, $d = 40$ m e $f = 20$ m, logo, por interpretação da Figura 5.11, tem-se:

$$\frac{h}{d} = \frac{3}{40} = 0,075 \quad (5.26)$$

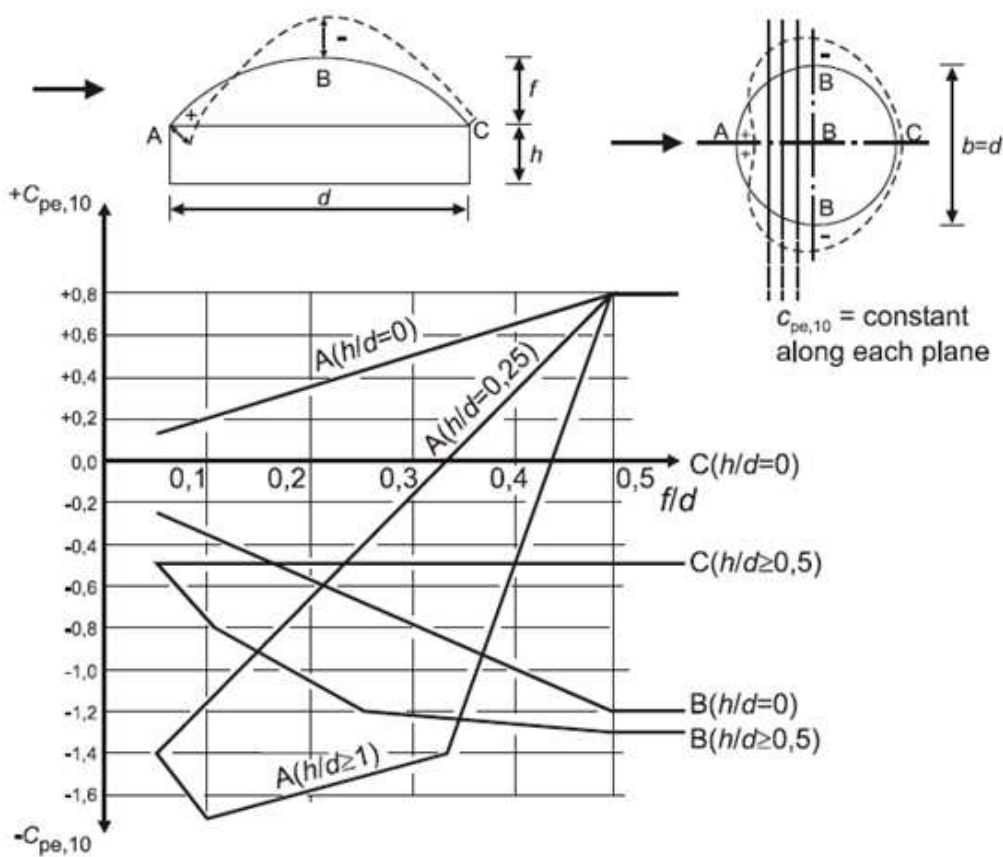


Figura 5.11: Valores dos coeficientes de pressão exterior, c_{pe} para cúpulas de base circular [3].

$$\frac{f}{d} = \frac{20}{40} = 0,5 \quad (5.27)$$

e assim,

$$c_{pe}^{PlanoA} = +0,8 \quad (5.28)$$

$$c_{pe}^{PlanoB} = -1,22 \quad (5.29)$$

$$c_{pe}^{PlanoC} = -0,075 \quad (5.30)$$

Sabendo que as coordenadas mínima e máxima, em relação ao eixo X, dos centróides das áreas da estrutura 1 são -18,60 metros e 18,60 metros e da estrutura 2 são -19,96 metros e 19,96 metros, respectivamente, pode-se traçar o gráfico presente na Figura 5.12 que relaciona o valor do coeficiente de pressão para a pressão exterior com a posição do centróide de uma determinada área triangular de cada uma das estruturas relativamente ao eixo X.

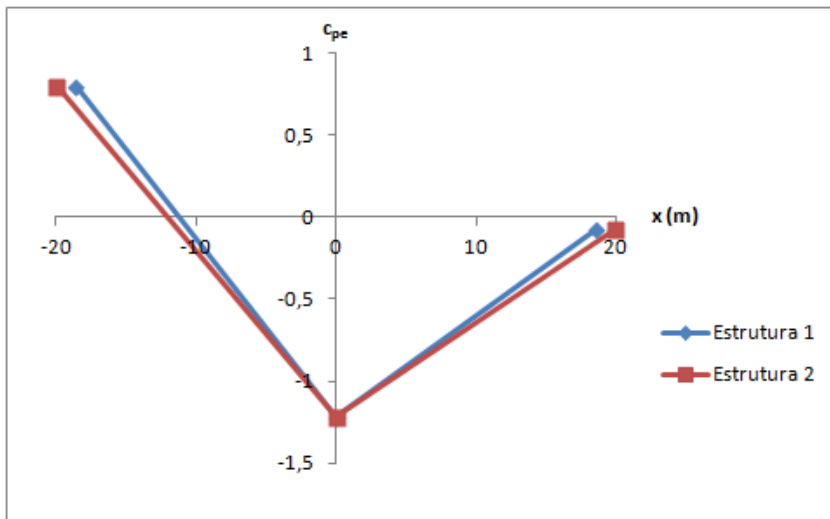


Figura 5.12: Gráfico da relação entre a coordenada X dos centróides dos triângulos de ambas as estruturas e c_{pe} .

Determinando as equações das rectas de ambos os gráficos tem-se:

- Para a estrutura 1:

$$c_{pe}(x) = -\frac{101}{930}x - 1,22 \quad \text{se} \quad -18,60 \leq x \leq 0 \quad (5.31)$$

$$c_{pe}(x) = \frac{229}{3720}x - 1,22 \quad \text{se} \quad 0 \leq x \leq 18,60 \quad (5.32)$$

- Para a estrutura 2:

$$c_{pe}(x) = -\frac{101}{998}x - 1,22 \quad \text{se} \quad -19,96 \leq x \leq 0 \quad (5.33)$$

$$c_{pe}(x) = \frac{229}{3992}x - 1,22 \quad \text{se} \quad 0 \leq x \leq 19,96 \quad (5.34)$$

No programa Microsoft Office Excel 2007 [56] foram inseridas estas expressões e determinaram-se os valores dos coeficientes de pressão para as pressões exteriores e as respectivas pressões nas faces exteriores das áreas da estrutura 1 e da estrutura 2.

Segundo o ponto 7.2.9(1) da Norma Portuguesa NP 1991-1-4 [3], deve ser considerada a combinação mais desfavorável de pressões interiores e exteriores consoante as aberturas que possam existir num edifício. Desta forma, considerou-se que os edifícios possuem quatro portas automáticas deslizantes, com dimensões $2,5 \times 2,5$ metros, distribuídas de forma uniforme no perímetro da estrutura de suporte.

O cálculo do coeficiente de pressão para as pressões internas foi efectuado para duas situações distintas. Considerando todas as portas fechadas, contabilizando apenas uma permeabilidade secundária devido à passagem de ar no contorno das portas, e considerando todas as portas abertas.

De forma geral, o coeficiente de pressão para as pressões interiores é determinado através da Figura 5.13, onde é função do quociente entre a altura e a profundidade do edifício, h/d , e do índice de aberturas, μ , determinado pela expressão:

$$\mu = \frac{\sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou nulo}}{\sum \text{área de todas as aberturas}} \quad (5.35)$$

A quantificação da área onde c_{pe} é negativo ou nulo é facilmente obtida através da determinação dos zeros das expressões enunciadas anteriormente. Resolvendo, obtém-se:

- Para a estrutura 1:

$$c_{pe}(x) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -\frac{101}{930}x - 1,22 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = -11,23m \quad (5.36)$$

- Para a estrutura 2:

$$c_{pe}(x) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -\frac{101}{998}x - 1,22 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = -12,06m \quad (5.37)$$

Com auxílio do programa AutoCAD 2008, efectuou-se a Figura 5.14 que simplifica a contabilização da área onde c_{pe} é negativo ou nulo.

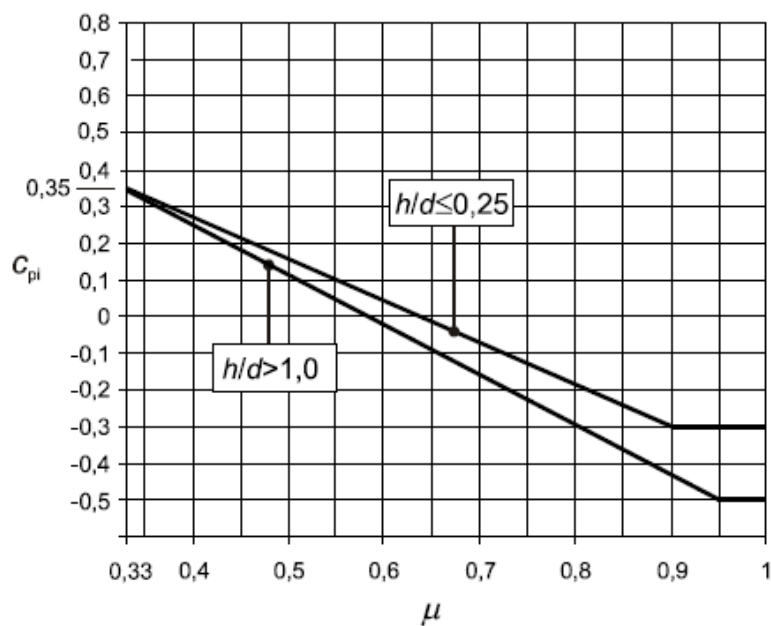


Figura 5.13: Coeficientes de pressão interior, c_{pi} , para aberturas uniformemente distribuídas [3].

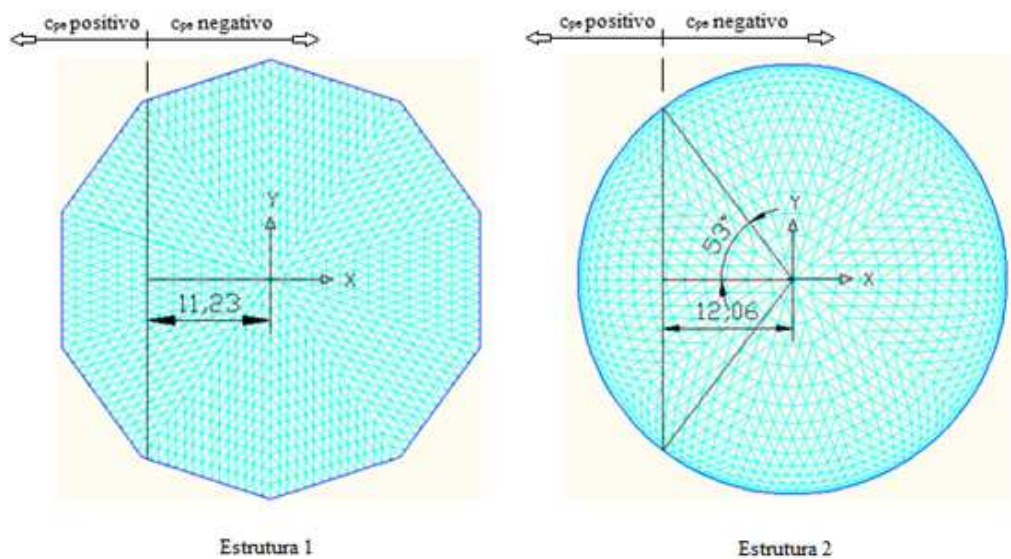


Figura 5.14: Áreas das estruturas onde c_{pe} é negativo e positivo.

De acordo com a nota presente no ponto 7.2.9(2) da Norma Portuguesa NP 1991-1-4 [3], a permeabilidade secundária localiza-se entre 0,01% e 0,1% da área da face. Considerando a situação com o mínimo de aberturas, em que todas as portas se encontram fechadas, a permeabilidade secundária determinada foi a mínima, ou seja, 0,01% da área da face. Sabendo que cada lado do decaedro formado pela observação da estrutura 1 em planta possui 12,36 metros e considerando, de forma aproximada, que sete lados deste polígono se encontram no intervalo onde c_{pe} é negativo ou nulo, tem-se:

- Para a estrutura 1:

$$\begin{aligned} & \sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou nulo} \\ & = 7 \times 12,36 \times 3 \times 0,0001 = 0,026 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.38)$$

$$\sum \text{área de todas as aberturas} = 10 \times 12,36 \times 3 \times 0,0001 = 0,037 \text{ m}^2 \quad (5.39)$$

$$\mu = \frac{0,026}{0,037} = 0,70 \quad (5.40)$$

- Para a estrutura 2:

$$\begin{aligned} & \sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou nulo} \\ & = \frac{254\pi}{180} \times 20 \times 3 \times 0,0001 = 0,027 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.41)$$

$$\sum \text{área de todas as aberturas} = 2\pi \times 20 \times 3 \times 0,0001 = 0,038 \text{ m}^2 \quad (5.42)$$

$$\mu = \frac{0,027}{0,038} = 0,71 \quad (5.43)$$

Como em ambas as estruturas $h/d = 20/40 = 0,50$ e $\mu \approx 0,70$, através da observação da Figura 5.13, concluiu-se que $c_{pi} = -0,10$, logo, a pressão do vento sobre as superfícies internas considerando a menor área de aberturas possível será:

$$w_{i,min} = 0,66 \times (-0,10) = -0,07 \text{ kN/m}^2 \quad (5.44)$$

Considerando o máximo possível de aberturas, ou seja, as quatro portas abertas, em que

uma delas se situa na zona onde c_{pe} é positivo, e uma permeabilidade secundária igual a 0,1% da área da face, tem-se:

- Para a estrutura 1:

$$\begin{aligned} & \sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou nulo} \\ & = 7 \times 12,36 \times 3 \times 0,001 + 3 \times 2,5 \times 2,5 = 19,01 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.45)$$

$$\begin{aligned} & \sum \text{área de todas as aberturas} = 10 \times 12,36 \times 3 \times 0,001 \\ & + 4 \times 2,5 \times 2,5 = 25,37 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.46)$$

$$\mu = \frac{19,01}{25,37} = 0,75 \quad (5.47)$$

- Para a estrutura 2:

$$\begin{aligned} & \sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou nulo} \\ & = \frac{254\pi}{180} \times 20 \times 3 \times 0,001 + 3 \times 2,5 \times 2,5 = 19,02 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.48)$$

$$\begin{aligned} & \sum \text{área de todas as aberturas} = 2\pi \times 20 \times 3 \times 0,001 \\ & + 4 \times 2,5 \times 2,5 = 25,38 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.49)$$

$$\mu = \frac{19,02}{25,38} = 0,75 \quad (5.50)$$

Da mesma forma que anteriormente, como em ambas as estruturas $h/d = 20/40 = 0,50$ e $\mu \approx 0,75$, através da observação da Figura 5.13, concluiu-se que $c_{pi} = -0,16$, logo, a pressão do vento sobre as superfícies internas considerando a maior área de aberturas possível será:

$$w_{i,max} = 0,66 \times (-0,16) = -0,11 \text{ kN/m}^2 \quad (5.51)$$

Somando as pressões do vento sobre as superfícies externas com as pressões do vento sobre as superfícies internas em cada uma das situações, verifica-se que as pressões, dirigidas

para a superfície, são maiores quando se considera a maior área possível de aberturas e as sucções, dirigidas para fora da superfície, são maiores quando se considera a menor área possível de aberturas. As Tabelas 5.8 e 5.9 apresentam, respectivamente, alguns valores da pressão do vento, em cada uma das situações, sobre algumas áreas da estrutura 1 e da estrutura 2.

Tabela 5.8: Pressões do vento sobre algumas áreas da estrutura 1.

Área	X (m)	$c_{pe}(x)$	w_e (kN/m ²)	$w_{i,min}$ (kN/m ²)	w_{min} (kN/m ²)	$w_{i,max}$ (kN/m ²)	w_{max} (kN/m ²)
51	-18,599	0,800	0,636	-0,070	0,702	-0,105	0,741
52	-18,176	0,754	0,599	-0,070	0,665	-0,105	0,705
53	-18,599	0,800	0,636	-0,070	0,702	-0,105	0,741
54	-18,176	0,754	0,599	-0,070	0,665	-0,105	0,705
55	-18,599	0,800	0,636	-0,070	0,702	-0,105	0,741
730	1,045	-1,156	-0,919	-0,070	-0,853	-0,105	-0,814
731	0,522	-1,188	-0,944	-0,070	-0,879	-0,105	-0,839
732	0,261	-1,204	-0,957	-0,070	-0,891	-0,105	-0,852
733	-0,261	-1,192	-0,947	-0,070	-0,882	-0,105	-0,842
734	-0,523	-1,163	-0,925	-0,070	-0,859	-0,105	-0,820

Tabela 5.9: Pressões do vento sobre algumas áreas da estrutura 2.

Área	X (m)	$c_{pe}(x)$	w_e (kN/m ²)	$w_{i,min}$ (kN/m ²)	w_{min} (kN/m ²)	$w_{i,max}$ (kN/m ²)	w_{max} (kN/m ²)
1262	-19,958	0,800	0,636	-0,066	0,702	-0,105	0,741
1263	-19,928	0,797	0,634	-0,066	0,699	-0,105	0,739
1264	-19,862	0,790	0,628	-0,066	0,694	-0,105	0,733
1265	-19,758	0,780	0,620	-0,066	0,686	-0,105	0,725
1266	-19,619	0,765	0,609	-0,066	0,674	-0,105	0,714
2733	-0,001	-1,220	-0,970	-0,066	-0,904	-0,105	-0,865
2958	-0,780	-1,141	-0,907	-0,066	-0,841	-0,105	-0,802
2959	-2,501	-0,967	-0,769	-0,066	-0,703	-0,105	-0,664
2960	-1,595	-1,059	-0,842	-0,066	-0,776	-0,105	-0,736
2961	-1,459	-1,072	-0,853	-0,066	-0,787	-0,105	-0,747

5.5 Combinações de acções

As combinações de acções consideradas na presente dissertação foram a combinação fundamental e a combinação frequente que, segundo a Norma Portuguesa NP 1990 [1], são dadas, respectivamente, por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{“+”} \gamma_p P \text{“+”} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{“+”} \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.52)$$

e

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{“+”} P \text{“+”} \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{“+”} \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.53)$$

em que:

- E_d é o valor de cálculo do efeito das acções;
- $\gamma_{G,j}$ é o coeficiente parcial relativo à acção permanente j ;
- γ_p é o coeficiente parcial relativo a acções de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1}$ é o coeficiente parcial relativo à acção variável de base da combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ é o coeficiente parcial relativo à acção variável acompanhante i ;
- $\psi_{0,i}$ é o coeficiente para a determinação do valor de combinação da acção variável i ;
- $\psi_{1,1}$ é o coeficiente para a determinação do valor frequente da acção variável 1;
- $\psi_{2,i}$ é o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da acção variável i ;
- G_{kj} é o valor característico da acção permanente j ;
- P é o valor representativo de uma acção de pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ é o valor característico da acção variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável acompanhante i ;
- “+” significa “a combinar com”;
- \sum significa “o efeito combinado de”.

Os valores dos coeficientes parciais relativos às acções permanentes e às acções variáveis que devem ser adoptados nas combinações fundamentais são:

- $\gamma_{G,j} = 1,35$ nos casos desfavoráveis (1,0 nos casos favoráveis);
- $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis).

No que se refere aos valores dos coeficientes ψ , estes encontram-se representados na Tabela 5.10, conforme a acção variável considerada.

Definidos os valores dos diversos coeficientes, as combinações fundamentais introduzidas no programa de cálculo automático SAP2000 foram as seguintes:

Tabela 5.10: Valores dos coeficientes ψ (adaptado de [1]).

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em coberturas (Q)	0	0	0
Vento (W)	0,6	0,2	0

- Sobrecarga como acção variável de base (combinação 1):

$$E_d = 1,35G + 1,5Q + 1,5 \times 0,6W \quad (5.54)$$

- Vento como acção variável de base (combinação 2 e 3, respectivamente):

$$E_d = 1,35G + 1,5W \quad (5.55)$$

$$E_d = 1G + 1,5W \quad (5.56)$$

Na combinação frequente considerou-se o vento como variável de base (combinação 4), obtendo-se:

$$E_d = G + 0,2W \quad (5.57)$$

5.6 Dimensionamento

5.6.1 Chapas metálicas do revestimento

As chapas metálicas que compõem o revestimento da cobertura foram dimensionadas considerando que os seus apoios (madres) são articulados e se localizam ao longo dos anéis horizontais das estruturas espaciais. Sendo assim, com auxílio do programa AutoCAD 2008, verificou-se que a distância máxima entre madres na estrutura 1 é aproximadamente 2 metros e na estrutura 2 é cerca de 2,20 metros.

Sabendo que nas Tabelas 5.8 e 5.9 se encontram os valores mais elevados das pressões e das sucções exercidas pelo vento nas superfícies do revestimento da estrutura 1 e da estrutura 2, através da sua análise, pode-se concluir que os valores máximos são praticamente idênticos em ambas as estruturas e tomam os valores de 0,74 kN/m² e -0,90 kN/m², respectivamente.

Um factor importante para o dimensionamento das chapas metálicas é a determinação da sua posição mais desfavorável, de modo a gerar os maiores esforços possíveis no vão livre das chapas. Na estrutura 1 verifica-se que a altura da cobertura relativamente ao seu bordo inferior varia entre 18 e 20 metros, devido à configuração ondulada deste, e o raio da cobertura é de 20 metros, logo, o ângulo de inclinação da cobertura, θ , varia entre 42° e 45°. Como é perceptível, a situação mais prejudicial para as combinações 1, 2 e 4, onde o peso próprio do revestimento é desfavorável, é obtida considerando o menor

ângulo possível, ou seja, 42° . Relativamente à combinação 3, em que o peso próprio do revestimento é favorável, os esforços máximos são obtidos considerando $\theta = 45^\circ$. Sendo assim, os esforços exercidos perpendicularmente sobre as chapas metálicas desta estrutura, referentes às diversas combinações, são os representados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Esforços exercidos perpendicularmente sobre as chapas metálicas da estrutura 1.

Espessura e (mm)	Combinação 1 E_d (kN/m ²)	Combinação 2 E_d (kN/m ²)	Combinação 3 E_d (kN/m ²)	Combinação 4 E_d (kN/m ²)
0,5	1,16	1,16	-1,32	0,18
0,6	1,17	1,17	-1,31	0,19
0,7	1,18	1,18	-1,30	0,20
0,8	1,19	1,19	-1,30	0,20
0,9	1,20	1,20	-1,29	0,21
1,0	1,21	1,20	-1,28	0,22

Observando os valores dos esforços, verifica-se que a combinação 3 é a mais desfavorável, gerando um momento flector máximo de $M_{Ed} = 1,32 \times 2^2/8 = 0,66$ kNm/m.

Analisando os momentos resistentes das diversas chapas presentes na Tabela 5.2 e o momento máximo actuante, concluí-se que qualquer uma das chapas metálicas verifica a segurança à flexão.

Contudo, para além desta averiguação, também é necessário determinar a carga máxima admissível de forma a que a flecha máxima do revestimento não exceda o valor de $l/200$, sendo l o vão livre das chapas metálicas.

A flecha elástica de uma viga simplesmente apoiada, a , pode ser determinada através da seguinte expressão [63]:

$$a = \frac{5}{384 \times E \times I} \times p \times l^4 \quad (5.58)$$

em que:

- E é o módulo de elasticidade do aço;
- I é o momento de inércia da secção;
- p é a carga distribuída uniformemente aplicada;
- l é a distância entre apoios.

Limitando a flecha máxima ao valor de $l/200 = 2/200 = 0,01$ m e considerando uma chapa metálica com 0,5 milímetros de espessura, a carga máxima admissível será:

$$0,01 = \frac{5}{384 \times 210 \times 10^6 \times 16 \times 10^{-8}} \times p_{max} \times 2^4 \quad \Leftrightarrow \quad p_{max} = 1,61 \text{ kN/m}^2 \quad (5.59)$$

Como a carga máxima actuante relativamente à combinação 4 é inferior à carga máxima admissível, a chapa metálica com 0,5 milímetros de espessura verifica a flecha máxima.

Relativamente à estrutura 2, através da análise da sua configuração geométrica, concluiu-se que, nas combinações em que o peso próprio é desfavorável (combinações 1, 2 e 4), a localização mais prejudicial das chapas seria perto do topo da cúpula, onde o ângulo θ é praticamente nulo, contabilizando a pressão do vento e o seu peso próprio apenas na direcção vertical. Por outro lado, na combinação 3, onde o peso próprio das chapas é favorável, a localização mais prejudicial das chapas seria perto do bordo inferior da estrutura, onde θ é aproximadamente 90° , o que permite a aplicação do peso próprio apenas segundo a direcção vertical e a sucção exercida pelo vento somente na direcção horizontal. Tomando estas considerações, os esforços exercidos perpendicularmente nas chapas metálicas, referentes às combinações 1, 2, 3 e 4 foram os obtidos na Tabela 5.12.

Tabela 5.12: Esforços exercidos perpendicularmente sobre as chapas metálicas da estrutura 2.

Espessura e (mm)	Combinação 1 E_d (kN/m ²)	Combinação 2 E_d (kN/m ²)	Combinação 3 E_d (kN/m ²)	Combinação 4 E_d (kN/m ²)
0,5	1,33	1,17	-1,35	0,20
0,6	1,34	1,19	-1,35	0,20
0,7	1,35	1,20	-1,35	0,21
0,8	1,37	1,21	-1,35	0,22
0,9	1,38	1,23	-1,35	0,23
1,0	1,39	1,24	-1,35	0,24

Analisando os valores dos esforços, verifica-se que a combinação 1 é a mais desfavorável gerando um momento flector máximo de $M_{Ed} = 1,39 \times 2,2^2/8 = 0,84$ kNm/m.

Comparando os momentos resistentes das diversas chapas com o momento máximo actuante concluí-se que qualquer uma das chapas metálicas verifica a segurança à flexão.

A carga máxima admissível será:

$$0,01 = \frac{5}{384 \times 210 \times 10^6 \times 16 \times 10^{-8}} \times p_{max} \times 2,2^4 \leftrightarrow p_{max} = 1,10 \text{ kN/m}^2 \quad (5.60)$$

Como a carga máxima actuante relativamente à combinação 4 é inferior à carga máxima admissível, a chapa metálica com 0,5 milímetros de espessura verifica a flecha máxima.

5.6.2 Madres da cobertura

Como referido anteriormente, as madres da cobertura de ambas as estruturas são compostas por perfis tubulares enformados a frio com secção $40 \times 40 \times 3,2$ milímetros. O dimensionamento destes elementos foi efectuado através da sua área de influência, sendo que na estrutura 1 e na estrutura 2 cada madre suporta as cargas incidentes, respectivamente,

em 2 metros e 2,20 metros das chapas metálicas. As distâncias máximas entre os apoios das madres de ambas as estruturas, já mencionadas anteriormente, possuem os valores de 1 metro na estrutura 1 e de 1,30 metros na estrutura 2. Considerando as situações mais desfavoráveis idênticas às enunciadas no dimensionamento das chapas metálicas, as cargas incidentes sobre cada um dos eixos das madres da estrutura 1, relativamente às diversas combinações, são as representadas na Tabela 5.13.

Tabela 5.13: Cargas incidentes sobre as madres da estrutura 1.

Comb.	Ed_z (kN/m)	Ed_y (kN/m)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Ed,z}$ (kNm)
1	2,35	0,92	0,46	1,18	0,29	0,12
2	2,35	0,12	0,06	1,18	0,29	0,01
3	-2,61	0,09	0,05	-1,30	-0,33	0,01

Relativamente à estrutura 2, as cargas aplicadas nas madres segundo as diversas combinações, considerando as situações mais prejudiciais referidas anteriormente, encontram-se representadas na Tabela 5.14.

Tabela 5.14: Cargas incidentes sobre as madres da estrutura 2.

Comb.	Ed_z (kN/m)	Ed_y (kN/m)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Ed,z}$ (kNm)
1	2,97	NA	NA	1,93	0,63	NA
2	2,63	NA	NA	1,71	0,56	NA
3	-2,97	0,14	0,09	-1,93	-0,63	0,03

O processo do cálculo dos esforços resistentes das madres iniciou-se pela determinação da classe da sua secção transversal através da Tabela 5.15. Como se pode verificar, $c \approx 40 - 3,2 \times 2 = 33,6$ mm e $t = 3,2$ mm, logo, $c/t = 10,5$. Visto as secções apenas se encontrarem solicitadas à flexão, pode-se concluir que a secção transversal das madres pertence à classe 1, pois $10,5 \leq 72 \times \varepsilon = 72$. Por este motivo, a verificação da resistência das secções transversais dos elementos em causa foi efectuada segundo a Norma Portuguesa NP 1993-1-1 [4].

Segundo a referida norma, os valores de cálculo do esforço transversal plástico resistente, $V_{pl,Rd}$, e do momento flector resistente, $M_{c,Rd}$, são determinados pelas expressões:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.61)$$

e

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.62)$$

em que:

Tabela 5.15: Determinação da classe das secções transversais segundo a largura e a espessura [4].

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

- W_{pl} é o módulo de flexão plástico da secção transversal;
- f_y é a tensão de cedência do aço;
- γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe. O valor recomendado é 1,0;
- A_v é a área resistente ao esforço transverso. Para secções quadradas tubulares de espessura uniforme $A_v = A/2$.

Com base nas propriedades mecânicas das madres presentes na Tabela 5.3, os valores de $M_{c,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ obtidos foram os seguintes:

$$M_{c,Rd} = \frac{6,40 \times 10^{-3} \times 235}{1} \approx 1,50 \text{ kNm} \quad (5.63)$$

e

$$V_{pl,Rd} = \frac{4,66 \times 10^{-4} / 2 \times (235000 / \sqrt{3})}{1} \approx 31,61 \text{ kN} \quad (5.64)$$

Devido à simetria existente nas secções transversais das madres, os valores de $M_{c,Rd}$ e de $V_{pl,Rd}$ são idênticos em ambos os eixos locais Y e Z. Assim, comparando os valores resistentes obtidos e os valores presentes nas Tabelas 5.13 e 5.14, pode-se concluir que as secções transversais das madres verificam a resistência à flexão e ao esforço transverso.

A verificação das secções em relação ao efeito de flexão com esforço transversal é desprezável, pois, segundo o ponto 6.2.8(2) da norma enunciada, não é necessário contabilizar o efeito do esforço transversal sobre o momento flector quando o seu valor é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico.

Para além destas verificações, no caso da estrutura 1, devido à existência de momentos flectores a actuar em torno de ambos os eixos locais, Y e Z, das madres, torna-se necessário efectuar a verificação da resistência das secções relativamente à flexão desviada. Segundo o ponto 6.2.9.1(6) da presente norma, a flexão desviada pode ser verificada através da seguinte expressão:

$$\left[\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Ed,z}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.65)$$

em que:

- $M_{y,Ed}$ é o momento flector actuante em torno do eixo local Y;
- $M_{z,Ed}$ é o momento flector actuante em torno do eixo local Z;
- $M_{N,y,Rd}$ é o momento flector resistente em torno do eixo local Y;
- $M_{N,z,Rd}$ é o momento flector resistente em torno do eixo local Z;

- α e β são constantes que, de modo conservativo, foram consideradas igual à unidade.

Resolvendo esta expressão com os valores dos momentos flectores actuantes presentes na Tabela 5.13, obtém-se:

- Para a combinação 1:

$$\left[\frac{0,29}{1,50} \right]^1 + \left[\frac{0,12}{1,50} \right]^1 \approx 0,27 \leq 1 \quad (5.66)$$

- Para a combinação 2:

$$\left[\frac{0,29}{1,50} \right]^1 + \left[\frac{0,01}{1,50} \right]^1 = 0,20 \leq 1 \quad (5.67)$$

- Para a combinação 3:

$$\left[\frac{0,33}{1,50} \right]^1 + \left[\frac{0,01}{1,50} \right]^1 \approx 0,23 \leq 1 \quad (5.68)$$

Desta forma, pode-se concluir que os perfis metálicos tubulares com secção $40 \times 40 \times 3,2$ milímetros que compõem as madres da cobertura verificam a segurança relativamente aos estados limites últimos.

5.6.3 Componentes do sistema espacial Mero KK

No sistema espacial Mero KK as forças de tracção são transmitidas das extremidades cónicas para os parafusos e destes para as roscas existentes nos nós esféricos. Relativamente às forças de compressão, estas são transmitidas através das superfícies de contacto entre os cones de extremidade e as porcas e entre estas e os nós esféricos. Neste caso, os parafusos mantêm apenas os membros na correcta direcção relativamente aos nós [20].

No trabalho de Yuksel [169] efectou-se uma análise relativamente ao colapso de uma estrutura espacial constituída pelo sistema Mero KK. Verificou-se que, no caso de elementos solicitados à tracção, a rotura é obtida devido à falha dos parafusos, não existindo qualquer dano nas extremidades cónicas, nas soldaduras e nos nós esféricos. Por outro lado, verificou-se que quando os elementos se encontram solicitados à compressão, a capacidade resistente das porcas é superior à capacidade resistente dos membros tubulares da estrutura analisada.

Com base nesta análise, admitiu-se que os elementos críticos do sistema espacial Mero são, no caso de membros solicitados à tracção, os parafusos e, no caso de elementos solicitados à compressão, os membros tubulares. Desta forma, efectuou-se apenas o dimensionamento destes elementos e verificou-se o diâmetro dos diversos nós esféricos de acordo com a dimensão dos parafusos conectados. Nos pontos seguintes descrevem-se os procedimentos para a determinação dos esforços resistentes de cada um dos elementos mencionados.

Parafusos

Segundo o Quadro 3.4 presente no ponto 3.6.1 da Norma Portuguesa NP 1993-1-8 [6], a resistência à tracção de um parafuso, $F_{t,Rd}$, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.69)$$

em que:

- k_2 é considerado igual a 0,63 para parafusos com cabeça de embeber e 0,9 nos restantes casos;
- f_{ub} é a tensão de rotura do parafuso conforme a Tabela 5.16;
- A_s é a área da secção resistente do parafuso;
- γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para ligações aparafusadas. O valor recomendado é 1,25.

Tabela 5.16: Tensão de cedência, f_{yb} , e tensão de rotura, f_{ub} , de parafusos solicitados à tracção (adaptado de [6]).

Classe do parafuso	5.6	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	300	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	500	800	1000

Os parafusos do sistema Mero KK possuem um furo com diâmetro d_c na sua zona não roscada para a passagem de uma cavilha de fixação (Figura 5.15), o que pode levar a uma área inferior à área útil da sua parte roscada. Assim, determinou-se a menor destas duas áreas e calculou-se a resistência à tracção dos diversos parafusos. Estes valores encontram-se representados na Tabela 5.17 ².

Tabela 5.17: Resistência à tracção dos parafusos do sistema Mero KK.

Parafuso	Classe	d_c (mm)	A_s (mm ²)	$F_{t,Rd}$ (kN)
M12	8.8	5	53,10	30,59
M12	10.9	5	53,10	38,23
M20	5.6	6	194,16	69,90
M20	8.8	6	194,16	111,84
M20	10.9	6	194,16	139,80
M27	10.9	6	410,56	295,60
M33	10.9	6	657,30	473,26

²Admitiu-se que o diâmetro do furo para a passagem das diversas cavilhas, d_c , é superior em 1 milímetro ao diâmetro das respectivas cavilhas [166].



Figura 5.15: Parafusos utilizados em estruturas espaciais [162].

Membros tubulares

Como referido anteriormente, os membros tubulares do sistema espacial em causa apenas podem ser solicitados a esforços de tracção ou de compressão, sendo, neste caso, considerados como possíveis elementos críticos. Assim, o seu dimensionamento foi efectuado com base na sua resistência à compressão e na sua resistência à encurvadura.

Primeiramente, determinou-se a classe das diferentes secções transversais através da Tabela 5.18 e verificou-se que pertencem às classes 1 e 2, tal como se pode observar na Tabela 5.19.

Tabela 5.18: Determinação da classe de secções circulares tubulares segundo a largura e a espessura (adaptado de [4]).

Classe		Secção em flexão e/ou compressão				
1		$b/t \leq 50\epsilon^2$				
2		$b/t \leq 70\epsilon^2$				
3		$b/t \leq 90\epsilon^2$				
		<i>NOTA: Para $b/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Como as secções transversais que constituem os membros do sistema espacial Mero pertencem às classes 1 e 2, o cálculo dos seus esforços resistentes foi efectuado segundo

Tabela 5.19: Classes das secções dos membros tubulares.

Classe de aço	Dimensões do tubo [$b \times t$ (mm)]	Classe da secção
S235	30 × 1,6	Classe 1
	42 × 1,6	Classe 1
	42,4 × 2,6	Classe 1
	48,3 × 2,9	Classe 1
	60 × 1,6	Classe 1
	60,3 × 2,9	Classe 1
	76,1 × 2,9	Classe 1
	88,9 × 3,2	Classe 1
	88,9 × 4,5	Classe 1
S355	108 × 3,6	Classe 1
	127 × 3,6	Classe 2
	139,7 × 4,0	Classe 2
	159 × 4,5	Classe 2
	159 × 5,6	Classe 1

a Norma Portuguesa NP 1993-1-1 [4]. Desta forma, o valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme, $N_{c,Rd}$, é determinado pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.70)$$

em que:

- A é a área da secção transversal;
- f_y é a tensão de cedência do aço;
- γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência das secções transversais, definido anteriormente.

Aplicando esta expressão aos diversos membros tubulares, os resultados obtidos foram os representados na Tabela 5.20.

De acordo com a referida norma, o valor de cálculo da resistência à encurvadura de elementos comprimidos é determinado pela seguinte expressão:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.71)$$

em que:

- χ é o coeficiente de redução relativamente ao modo de encurvadura relevante;
- γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos relativamente à encurvadura. O valor recomendado é 1,0.

Tabela 5.20: Esforço normal resistente dos membros tubulares.

Classe de aço	Dimensões do tubo [$b \times t$ (mm)]	A (mm ²)	$N_{c,Rd}$ (kN)
S235	30 × 1,6	142,75	33,55
	42 × 1,6	203,07	42,72
	42,4 × 2,6	325,09	76,40
	48,3 × 2,9	413,62	97,20
	60 × 1,6	293,55	68,98
	60,3 × 2,9	522,95	122,89
	76,1 × 2,9	666,90	156,72
	88,9 × 3,2	861,55	202,46
	88,9 × 4,5	1193,18	280,40
S355	108 × 3,6	1180,74	419,16
	127 × 3,6	1395,62	495,45
	139,7 × 4,0	1705,26	605,37
	159 × 4,5	2184,19	775,39
	159 × 5,6	2698,75	958,06

O coeficiente de redução, χ , deve ser determinado pela expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \quad \text{mas} \quad \chi \leq 1,0 \quad (5.72)$$

com:

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

em que:

- α é o factor de imperfeição, determinado a partir das Tabelas 5.21 e 5.22;
- $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada correspondente ao modo de encurvadura relevante.

Tabela 5.21: Factores de imperfeição [4].

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

A esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é obtida pela expressão:


$$\bar{\lambda} = \frac{l_{cr}}{i \times \lambda_1} \quad (5.73)$$

com:

- $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon$

em que:

Tabela 5.22: Curvas de encurvadura para secções tubulares (adaptado de [4]).

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	acabadas a quente	qualquer	a	a ₀
	enformadas a frio	qualquer	c	c

- l_{cr} é o comprimento de encurvadura relativamente ao eixo relevante;
- i é o raio de giração em relação ao eixo relevante.

Em sistemas espaciais de nós esféricos, como é o caso do sistema Mero KK, o comprimento de encurvadura, l_{cr} , pode ser considerado igual a $0,85 \times l$ em que l é o comprimento total do elemento em estudo [86].

Exemplo de aplicação

A título exemplificativo consideraram-se as três barras representadas na Figura 5.16. Admitindo que as barras 1, 2 e 3 estão sujeitas a cargas axiais de 50 kN, -100 kN e 150 kN, respectivamente, com base na Tabela 5.20 efectua-se o pré-dimensionamento da sua secção transversal. Desta forma, atribuem-se secções de $42,4 \times 2,6$ milímetros à barra 1, $60,3 \times 2,9$ milímetros à barra 2 e $76,1 \times 2,9$ milímetros à barra 3.

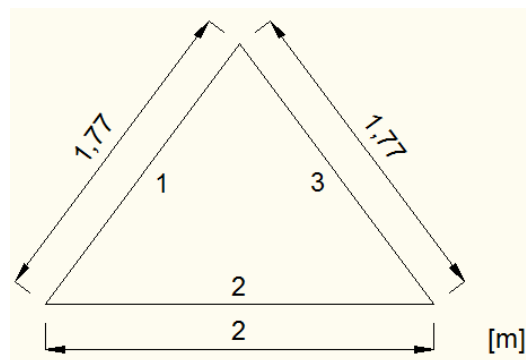


Figura 5.16: Dimensões das barras.

Visto as barras 1 e 3 se encontrarem à tração, basta determinar quais os parafusos que resistem às suas solicitações. Assim, com base na Tabela 5.17, verifica-se que é necessário

tomar um parafuso M20 da classe 5.6 e um parafuso M27 da classe 10.9 para as barras 1 e 3, respectivamente.

Relativamente à barra 2, visto esta se encontrar à compressão, torna-se necessário verificar a sua resistência à encurvadura. Resolvendo as expressões presentes no ponto 5.6.3 obtém-se:

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,91 \quad (5.74)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi \times (60,3^4 - 54,5^4)/64}{\pi \times (30,15^2 - 27,25^2)}} \approx 20,32 \text{ mm} \approx 2,03 \text{ cm} \quad (5.75)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,85 \times 2}{2,03 \times 10^{-2} \times 93,91} \approx 0,89 \quad (5.76)$$

Tomando $\alpha = 0,49$ (Tabela 5.22), tem-se:

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,89 - 0,2) + 0,89^2] \approx 1,07 \quad (5.77)$$

$$\chi = \frac{1}{1,07 + [1,07^2 - 0,89^2]^{0,5}} \approx 0,60 \quad (5.78)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,60 \times 522,95 \times 10^{-6} \times 235000}{1,0} \approx 73,74 \text{ kN} \quad (5.79)$$

Como $N_{b,Rd} = 73,74 \text{ kN} < |N_{Ed}| = 100 \text{ kN}$, a barra 2 com secção transversal $60,3 \times 2,9$ milímetros não verifica a resistência à encurvadura. Aumentando as dimensões da secção para $76,1 \times 2,9$ milímetros obtém-se:

$$\lambda_1 = 93,91 \quad (5.80)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi \times (76,1^4 - 70,3^4)/64}{\pi \times (38,05^2 - 35,15^2)}} \approx 25,90 \text{ mm} = 2,59 \text{ cm} \quad (5.81)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,85 \times 2}{2,59 \times 10^{-2} \times 93,91} \approx 0,70 \quad (5.82)$$

Tomando $\alpha = 0,49$ (Tabela 5.22), tem-se:

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,70 - 0,2) + 0,70^2] \approx 0,87 \quad (5.83)$$

$$\chi = \frac{1}{0,87 + [0,87^2 - 0,70^2]^{0,5}} \approx 0,72 \quad (5.84)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,72 \times 666,90 \times 10^{-6} \times 235000}{1,0} \approx 112,84 \text{ kN} \quad (5.85)$$

Como $N_{b,Rd} = 112,84 \text{ kN} > |N_{Ed}| = 100 \text{ kN}$, a barra 2 com secção transversal $76,1 \times 2,9$ milímetros verifica a resistência à encurvadura. De acordo com a Tabela 4.2, presente no Capítulo 4, constata-se que a uma barra com estas dimensões transversais corresponde um parafuso M20 da classe 8.8.

Dimensionadas todas as barras e os respectivos parafusos, é necessário verificar quais os diâmetros dos nós esféricos que podem efectuar a união entre os elementos. Assim, de acordo com a Tabela 4.1 verifica-se que, para um nó especial, o diâmetro mínimo para um parafuso M27 da classe 10.9 é 110 milímetros e que, neste nó, apenas podem concorrer parafusos M20 da classe 10.9, M27 da classe 10.9 e M33 da classe 10.9. Visto os parafusos das barras 1 e 2 serem de uma classe inferior a estes, terão de se optar por parafusos M20 da classe 10.9. Através da Tabela 4.2, verifica-se que as dimensões das secções das barras correspondentes a parafusos M20 da classe 10.9 e M27 da classe 10.9 são, respectivamente, $88,9 \times 4,5$ e $108 \times 3,6$ milímetros.

Em conclusão, verifica-se que as barras 1 e 2 são constituídas por uma secção transversal de $88,9 \times 4,5$ milímetros e parafusos M20 da classe 10.9 e a barra 3 é constituída por uma secção transversal de $108 \times 3,6$ milímetros e parafusos M27 da classe 10.9. A união entre estes elementos é efectuada por meio de nós esféricos com 110 milímetros de diâmetro.

5.6.4 Resultados e análise

Após efectuado o dimensionamento de ambas as estruturas, verificou-se que a estrutura inspirada na concha do molusco gastrópode referido possui esforços axiais, tanto de tracção, como de compressão, superiores aos da estrutura de configuração normalmente adoptada, os quais se encontram nas barras situadas nas zonas próximas das nervuras existentes. Na Tabela 5.23 encontra-se uma comparação entre as duas estruturas relativamente à quantidade de barras que possuem esforços axiais, em valor absoluto, dentro dos mesmos limites. Com estes esforços axiais obtiveram-se os perfis tubulares representados na Tabela 5.24, onde se efectua uma discriminação relativamente à quantidade de membros que possuem a mesma secção transversal.

Tabela 5.23: Quantidade de barras que possuem esforços axiais dentro dos mesmos limites.

	$0 \leq N_{Ed} \leq 5 \text{ kN}$	$5 \text{ kN} < N_{Ed} \leq 10 \text{ kN}$	$10 \text{ kN} < N_{Ed} $
Estrutura 1	1895	746	809
Estrutura 2	3407	43	0

Em termos de deslocamentos verticais no topo de cada uma das estruturas, verifica-se que a cúpula semi-esférica apresenta valores superiores à cúpula inspirada na natureza, tal como representado na Tabela 5.25.

Tabela 5.24: Secções transversais das barras das estruturas.

Estrutura 2		Estrutura 1	
Quantidade de barras	Secção [$b \times t$ (mm)]	Quantidade de barras	Secção [$b \times t$ (mm)]
3450	30 x 1,6	2529	30 x 1,6
		681	42 x 1,6
		160	60 x 1,6
		10	60,3 x 2,9
		30	76,1 x 2,9
		20	88,9 x 3,2
		20	88,9 x 4,5

Tabela 5.25: Deslocamentos verticais, em milímetros, nos topos das estruturas.

Combinação	Estrutura 1	Estrutura 2
1	0,89	1,34
2	0,52	3,23
3	0,58	3,35

Capítulo 6

Conclusões

6.1 Generalidades

Tendo a percepção de que alguns dos mecanismos naturais existentes na sociedade de hoje em dia sobreviveram ao longo de milhares de anos através da sua constante modificação, é perfeitamente compreensível que a humanidade efectue diversas pesquisas e investigações com o intuito de tentar recriar os modelos presentes na natureza. Esta apresenta uma vasta gama de formas e idéias que podem beneficiar a concepção de novos edifícios de diversas formas. Visto as diversas transformações que ocorrem no mundo natural se efectuarem com um consumo mínimo de recursos e energia, a criação de novas estruturas de engenharia inspiradas nas configurações de alguns dos seus elementos também pode levar a uma melhor optimização relativamente ao consumo de materiais. Como referiu Richard Buckminster Fuller [157]:

All of humanity now has the option to “make it” successfully and sustainably, by virtue of our having minds, discovering principles and being able to employ these principles to do more with less.

Diversos engenheiros e arquitectos efectuaram esta aproximação aplicando-a nos seus projectos e os resultados obtidos foram fantásticos, tanto a nível de consumo de materiais (e.g. a cobertura do restaurante Los Manantiales) como a nível arquitectónico (e.g. o terminal do aeroporto de Estugarda). Da mesma forma que estes, no presente trabalho, efectuou-se a análise e o dimensionamento de uma estrutura cuja configuração foi inspirada num elemento da natureza, nomeadamente, de uma concha de um molusco gastrópode. Ao efectuar esta aproximação a um mecanismo natural, existe a necessidade de se efectuar a pergunta: *Porquê? Qual a razão para certo elemento possuir tal forma?* No caso em questão, verifica-se que o modelo de inspiração possui uma configuração cónica com uma forma ondulada ao longo da sua superfície. Ao se realizar a referida pergunta a este elemento da natureza pode-se pensar que o seu aspecto gera pequenos esforços ao longo da sua estrutura ou que a sua forma permite ao molusco situar-se nas rochas entre marés devido à sua elevada rigidez. De modo a tentar compreender um dos possíveis motivos da sua

configuração, efectuou-se a análise e o dimensionamento de outra estrutura com dimensões geométricas semelhantes à referida, mas com uma forma comum, e compararam-se os resultados obtidos em termos de esforços e de deslocamentos.

6.2 Comentários finais

Não é de admirar que uma estrutura com uma forma cónica de superfície ondulada leve ao desenvolvimento de esforços mais elevados em comparação com uma cúpula semi-esférica, pois, como se sabe, esta forma permite ocupar um maior volume interior através de uma superfície de espessura mínima [33], o que segue a citação de Fuller enunciada anteriormente *fazer mais com menos*. Um aspecto relevante ao longo do processo de dimensionamento da estrutura inspirada na concha do molusco gastrópode considerado foi a transferência de esforços para a base das nervuras da estrutura, deixando os elementos localizados entre elas sujeitos a menores solicitações.

Uma possível justificação para a forma da concha deste espécime deve-se ao facto de desenvolver pequenos deslocamentos utilizando uma mínima quantidade de material. De modo a comprovar esta teoria aumentou-se a secção transversal dos elementos da cúpula semi-esférica até obter deslocamentos da mesma ordem de grandeza que a cúpula em forma de concha e verificou-se qual das soluções apresentava um maior consumo de material. Assim, atribuíram-se a todos os membros da cúpula de configuração semi-esférica uma secção tubular com 76,1 milímetros de diâmetro e 2,9 milímetros de espessura e obtiveram-se os resultados presentes na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Deslocamentos verticais, em milímetros, nos topos das estruturas com secções alteradas.

Combinação	Estrutura 1	Estrutura 2
1	0,89	0,89
2	0,52	0,74
3	0,58	0,85

Extraindo do programa SAP2000 os comprimentos das diversas barras e calculando a área das suas secções transversais, determinou-se o volume total de aço que compõe cada uma das coberturas analisadas. Os valores obtidos foram aproximadamente 1 e 4,1 metros cúbicos na estrutura inspirada na natureza e na estrutura semi-esférica, respectivamente. Assim, pode-se verificar que para se obter deslocamentos da mesma ordem de grandeza em ambas as estruturas, o consumo de material da estrutura semi-esférica é cerca de 4 vezes superior à estrutura projectada com base na concha da *Siphonaria gigas*. Conclui-se então que um dos possíveis factores para a natureza ter desenvolvido uma concha cónica de superfície ondulada para este espécime é devido aos pequenos deslocamentos que apresenta, de modo a que seja uma estrutura suficientemente rígida para suportar as diversas acções a que se encontra submetida, utilizando a mínima quantidade de recursos possível.

6.3 Desenvolvimento futuro

Existem diversos desenvolvimentos que se podem efectuar como continuação deste trabalho, pois, tanto a área da Biomimética, como o campo das estruturas espaciais, são extremamente vastos e apresentam uma multiplicidade de elementos que se podem estudar.

No âmbito da Biomimética relacionada com a Engenharia Civil, existem diversos modelos naturais que poderão trazer benefícios à concepção de novos edifícios. A procura de uma solução óptima é uma preocupação constante por parte de vários arquitectos e engenheiros e a natureza encerra múltiplos organismos com esta qualidade. Como referido neste trabalho, as conchas, as teias de aranha, as árvores, os organismos insufláveis e os esqueletos humano e animal têm sido uma grande fonte de inspiração na busca de novos designs e de novas soluções estruturais.

No campo das estruturas espaciais, a elevada quantidade e diversidade de sistemas de conexão permite desenvolver diversos estudos relativamente à transmissão de esforços entre os vários elementos que os compõem, pois, apesar destas estruturas serem dimensionadas para resistirem principalmente a esforços axiais, é perceptível que alguns conectores não se comportam totalmente como rótulas, transmitindo um certo momento flector às barras que neles concorrem. Por outro lado, a escassa informação relativamente a certos sistemas de conexão, como a capacidade resistente dos seus componentes, pode levar ao desenvolvimento de investigações nesta área, como, por exemplo, ensaios de tracção/compressão ou análise dos elementos via MEF.

Bibliografia

- [1] NP 1990. *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade, Rua António Gião, 2, Caparica, Portugal, Dez. 2009.
- [2] NP 1991-1-1. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas*. Instituto Português da Qualidade, Rua António Gião, 2, Caparica, Portugal, Dez. 2009.
- [3] NP 1991-1-4. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas*. Instituto Português da Qualidade, Rua António Gião, 2, Caparica, Portugal, Mar. 2010.
- [4] NP 1993-1-1. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço*. Instituto Português da Qualidade, Rua António Gião, 2, Caparica, Portugal, Mar. 2010.
- [5] EN 1993-1-3. *Eurocode 3 - Design of steel structures*. Standards Committee, Ago. 2001.
- [6] NP 1993-1-8. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço*. Instituto Português da Qualidade, Rua António Gião, 2, Caparica, Portugal, Mar. 2010.
- [7] S. A. Abdulrazzack. *A Computational Study on a Nature Inspired Novel Doubly Curved Folded Shell Structural Form*. PhD thesis, University Sains Malaysia, Malaysia, Dec. 2007.
- [8] H. Agerskov. Optimum geometry design of double-layer space structure. *Journal of the Structural Engineering*, 112(6):1454–1463, 1986.
- [9] F. Ahmeti. Efficiency of lightweight structural forms: The case of treelike structures - a comparative structural analysis. Master's thesis, Vienna University of Technology, Vienna, Austria, Jul. 2007.
- [10] T. Arciszewski and R. Kicing. Structural design inspired by nature. Technical report, School of Information Technology and Engineering, George Mason University, Stirlingshire, United Kingdom, Out. 2005.
- [11] S. Arslan and A. G. Sorguc. Similarities between structures in nature and man-made structures : biomimesis in architecture. In *Design and Nature II: Comparing Design in Nature with Science and Engineering*, volume 6, pages 45–54. WIT, Southampton, Out. 2004.

- [12] J. M. Benyus. *Biomimicry: Innovation Inspired by Nature*. HarperCollins Publishers, New York, USA, 1997.
- [13] R. Bradshaw, D. Campbell, M. Gargari, A. Mirmiran, and P. Tripeny. Special structures: Past, present, and future. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 128:691–709, Maio 2002.
- [14] G. Branch. Limpets: Evolution and adaptation. *The Mollusca*, 10:187–220, 1984.
- [15] R. Brasil, R. M. O. Pauletti, C. F. C. Jr, and E. C. Lazanha. Efeito do vento sobre uma torre para telecomunicações em concreto pré-moldado. *V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, Jun. 2004.
- [16] R. M. M. Camarinha. Acção longitudinal do vento em edifícios altos. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Jun. 2009.
- [17] S. Carbas and M. P. Saka. Optimum design of single layer network domes using harmony search method. *Asian Journal of Civil Engineering*, 10(1):97–112, 2009.
- [18] F. M. H. S. Cardoso. Coberturas em betão armado e pré-esforçado: Solução estrutural tipo casca. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Out. 2008.
- [19] J. Y. Chi and R. M. O. Pauletti. An outline of the evolution of pneumatic structures. Technical report, University of São Paulo, São Paulo, Brasil, Mar. 2005.
- [20] J. Chilton. *Space Grid Structures*. Reed Educational and Professional Publishing Ltd, Oxford, United Kingdom, 2000.
- [21] Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, USA. *Introductory Tutorial for SAP2000*, Apr. 2009.
- [22] A. J. Cottrell. Anatomy of siphonaria obliquata (sowerby). *Trans. N. Z. Inst.*, pages 582–595, Nov. 1910.
- [23] I. Daddi. Strutture reticolari spaziali per coperture piane. *Costruzioni Metalliche*, (6):502–509, 1969.
- [24] P. A. R. de Carvalho. Avaliação técnica e económica de estruturas de cobertura de grande vão em madeira lamelada colada. Master's thesis, Universidade do Porto, Porto, Portugal, Jul. 2008.
- [25] C. A. de Freitas. *Análise Teórico-Experimental da Conexão Estampada de Treliça Espacial de Aço sob Carregamentos Estático e Cíclico*. PhD thesis, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, Jul. 2008.
- [26] J. R. M. de Magalhães and M. Malite. Treliças metálicas espaciais: Alguns aspectos relativos ao projecto e à construção. Technical Report 4, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jan. 1998.

- [27] A. N. de Souza. Análise do projecto de estruturas metálicas espaciais: Ênfase em coberturas. Master's thesis, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Set. 2002.
- [28] A. S. C. de Souza and R. M. Gonçalves. Contribuição ao estudo das estruturas metálicas espaciais. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, (20):43–74, 2002.
- [29] A. S. C. de Souza and R. M. Gonçalves. Análise do projecto de estruturas metálicas espaciais: Ênfase em coberturas. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, 7(27):27–58, 2005.
- [30] A. S. C. de Souza and R. M. Gonçalves. Análise teórica e experimental de treliças espaciais. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, 8(31):31–61, 2006.
- [31] A. S. C. de Souza and R. M. Gonçalves. *Treliças Espaciais - Aspectos Gerais, Comportamento Estrutural e Informações para Projectos*, 2007.
- [32] M. W. Denny. Limits to optimization: Fluid dynamics, adhesive strength and the evolution of shape in limpet shells. *The Journal of Experimental Biology*, (203):2603–2622, Ago. 2000.
- [33] J. A. V. Diniz. Estruturas geodésicas: Estudos retrospectivos e proposta para um espaço de educação ambiental. Master's thesis, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, Ago. 2006.
- [34] L. B. dos Santos. *Contribuições ao Estudo das Cúpulas Metálicas*. PhD thesis, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun. 2005.
- [35] L. B. dos Santos and J. J. Sáles. Estudo da influência do contraventamento e da rigidez das ligações em cúpulas metálicas treliçadas. *Minerva: Pesquisa e Tecnologia*, 2(1):1–8, Maio 2006.
- [36] J. S. B. Farinha and A. C. dos Reis. *Tabelas Técnicas*. P.O.B., Setúbal, Portugal, 1993.
- [37] N. S. S. Ferreira and C. C. Junior. Estruturas lamelares de madeira para coberturas. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, (18):109–138, 2002.
- [38] A. J. Fisher, S. Arslan, and C. J. K. Williams. Biomimesis and the geometric definition of shell structures in architecture. Technical report, Middle East Technical University and University of Bath, Turkey and United Kingdom, 2005.
- [39] P. Forbes. *The Geckos Foot: Bio-inspiration - Engineering New Materials And Devices From Nature*. Harper Collins Publishers, Great Britain, 1 edition, 2005.
- [40] B. Foster. Cable and membrane roofs: A historical survey. *Structural Engineering Review*, 6(3-4):145–174, 1994.

- [41] J. Franco, E. M. Batista, and A. Landesmann, editors. *Treliças Espaciais Formadas por Perfis Tubulares de Aço: Design Bio-Inspirado e Dimensionamento Via Algoritmos Genéticos*. Construmetal 2010-Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, Set. 2010.
- [42] T. Fuchigami and T. Sasaki. The shell structure of the recent patellogastropoda (mollusca: Gastropoda). *Paleontological Research*, 9(2):143–168, Jun. 2005.
- [43] S. D. Garrity and S. C. Levings. Homing to scars as a defense against predators in the pulmonate limpet siphonaria gigas (gastropoda). *Marine Biology*, (72):319–324, 1983.
- [44] M. Ghasemi, M. R. Davoodi, and S. A. Mostafavian. Tensile stiffness of mero-type connector regarding bolt tightness. *Journal of Applied Sciences*, (10):724–730, 2010.
- [45] T. Gibbs. The cubic space frame for the frank collymore hall of the central bank of barbados. Fev. 2008.
- [46] F. Giovannardi. Felix Candela: Builder of dreams. Studio Giovannardi e Rontini: Architettura Urbanistica Ingegneria, Dez. 2008.
- [47] A. L. Z. Gómez. Controle de vibrações em edifícios submetidos à ação de cargas dinâmicas utilizando amortecedor de massa sintonizado na forma de pêndulo. Master's thesis, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, Ago. 2007.
- [48] P. Gruber. *Biomimetics in Architecture: Architecture of Life and Buildings*. SpringerWienNewYork, Vienna, Austria, 2011.
- [49] D. G. Harley, M. W. Denny, K. J. Mach, and L. P. Miller. Thermal stress and morphological adaptations in limpets. *Functional Ecology*, (23):292–301, 2009.
- [50] C. W. Hung. A comparative study of structural material for dome construction. Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, EUA, Jun. 2009.
- [51] M. Hurley, C. Fisk, and M. Johnson. BCE Place Galleria, Abr. 2006.
- [52] F. W. Hutton. On the new zealand siphonariidae. *Read Before the Philosophical Institute of Canterbury*, pages 141–145, Jun. 1882.
- [53] IDT-Indústrias Metálicas SA, Estr. Nacional 249 - 4 - Trajouce - 2785-591 São Domingos. *Catálogo - Aeroporto Internacional de Lisboa*.
- [54] J. Iffland. Preliminary planning os steel roof space trusses. *Journal of the Structural Division*, 108(11):2578–2589, 1982.
- [55] N. Izidoro. *Manual Prático do Autocad: Versão 2008-3.1/2009*. Escola de Engenharia de Lorena, 2009 edition.

- [56] P. F. C. Jesus. *Manual Prático: Microsoft Excel 2007*. www.pedrojesus.net, Abr. 2008.
- [57] K. Jirapong and R. J. Krawczyk. Seashell architectures. Technical report, ISAMA/Bridges Conference, Chicago, USA, Jul. 2003.
- [58] R. Kicinger. Critical infrastructure protection program's. Technical report, George Mason University, Fairfax, USA, Mar. 2006.
- [59] R. P. Kicinger. Emergent engineering design: Design creativity and optimality inspired by nature. Master's thesis, George Mason University, Fairfax, USA, 2004.
- [60] T. L. Kohli. Analysis and design of reticulated space structures. Master's thesis, University of Punjab, Punjab, India, 1970.
- [61] M. Kubik. Structural analysis of geodesic domes. Master's thesis, Durham University, Durham, England, Abr. 2009.
- [62] T. T. Lan. Space frame structures. Technical Report 24, Chinese Academy of Building Research, Beijing, China, Jan. 2005.
- [63] V. J. G. Lúcio. *Estruturas de Betão Armado I - Estado Limite de Deformação*. Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, Nov. 2009. Apresentação das aulas teóricas.
- [64] F. N. Leite. Uma formulação teórica consistente para análise não linear de estruturas treliçadas espaciais. Master's thesis, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, Abr. 2000.
- [65] M. F. P. Lopes. Aplicação numérica e experimental de métodos de simulação da camada limite atmosférica para o estudo da acção do vento sobre edifícios. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Set. 2008.
- [66] A. G. López and C. G. Schouben. Variación en la concha de siphonaria gigas (sowerby, 1825) como respuesta al efecto de la intensidad de las olas. *Ciencias Marinas*, 25(2):213–224, Mar. 1999.
- [67] C. H. Maiola and M. Malite. Análise teórica e experimental de treliças metálicas espaciais constituídas por barras com extremidades estampadas. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, (20):105–125, 2002.
- [68] Z. S. Makowski. Analysis, design and construction of double-layer grids. *Review of Development of Various Types of Double-Layer Grids*, pages 1–55, 1981.
- [69] Z. S. Makowski. *Analysis, Design and Construction of Braced Domes*. Nichols Publishing Company, New York, USA, 1984.
- [70] Z. S. Makowski. Space structures of today and tomorrow. In *International Conference on Space Structures*, pages 1–8. Elsevier Applied Publishers, Guildford, UK, Set. 1984.

- [71] Z. S. Makowski. A worldwide review of space structures in sports buildings. In *International Colloquium on Space Structures for Sports Buildings*. Elsevier Applied Publishers, Beijing, Out. 1987.
- [72] Z. S. Makowski. Development of jointing systems for modular prefabricated steel space structures. In *Lightweight Structures in Civil Engineering*, pages 17–41. General Lectures, Jun. 2002.
- [73] C. Marsh. Some observations on designing double layer grids. *International Journal of Space Structures*, 15(3/4):225–231, 2000.
- [74] J. J. G. Martins. Análise não linear geométrica de estruturas reticuladas espaciais. Master’s thesis, Universidade do Porto, Porto, Portugal, Set. 1997.
- [75] F. Moroni. Coperture spaziale. *Costruzioni Metalliche*, (6):328–332, 1976.
- [76] H. Moseley. Geometrical forms of turbinated and discoid shells. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 128:351–370, Jan. 1838.
- [77] T. C. Moser. Rotational stiffness of single-bolt sleeve connections. Master’s thesis, University of Milwaukee, Milwaukee, USA, Maio 2010.
- [78] S. Narayanan. *Space Structures: Principles and Practice*, volume 1. Multi-Science Publishing Co. Ltd, Brentwood, Essex, United Kingdom, 2006.
- [79] P. E. V. Nunes. Acção do vento em coberturas metálicas: Modelação de uma estrutura do tipo “sombreador”. Master’s thesis, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, Dez. 2008.
- [80] H. Ohmori and K. Yamamoto. Shape optimization of shell and spatial structure for specified stress distribution. *Memoirs of the School of Engineering, Nagoya University*, 50(1), Dec. 1997.
- [81] M. B. Oliveira and R. L. A. Barbato. Coberturas pneumáticas. Technical report, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Nov. 1998.
- [82] F. Otto. *IL 35, Pneu und Knochen; IL 35, Pneu and Bone*. Krämer, Stuttgart, Stuttgart, Germany, 1 edition, 1995.
- [83] N. A. T. A. Peixoto. Ligações metálicas de acordo com o eurocódigo 3. Master’s thesis, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, Nov. 2008.
- [84] A. E. M. R. Pinto. Estabilidade local de perfis de aço enformados a frio. Master’s thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Out. 2010.
- [85] C. E. Porto. Estruturas espaciais: Estado da questão em 1950. Set. 2009.
- [86] G. S. Ramaswamy, M. Eekhout, and G. R. Suresh. *Analysis, Design and Construction of Steel Space Frames*. Thomas Telford Ltd, London, United Kingdom, 2002.

- [87] T. S. Sampaio. Análise numérica, via mef, de ligações em treliças metálicas espaciais. Master's thesis, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2004.
- [88] J. J. P. Santos. Biomimetismo: Como imitar a natureza na arquitectura. Master's thesis, Instituto Superior Tecnico, Lisboa, Portugal, Maio 2009.
- [89] Y. Saraç. Optimum design of pin-jointed 3-d domes structures using global optimization techniques. Master's thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, Nov. 2005.
- [90] A. F. Shirley. Biomimicry + graphic design: Learning from mother nature. Technical report, Art Institute of Seattle, Seattle, USA, Mar. 2009.
- [91] F. S. Silva and J. C. O. Junho. Diretrizes de projecto para estruturas espaciais em aço. *Est. Pesqui.*, 7(1), Jun. 2004.
- [92] K. Suwanaparata. Similarities between structure in nature and man-made structure: biomimesis in architecture. School of Architecture and the Visual Arts, University of East London, 2008-2009.
- [93] H. Tomatsury. Space structures forms and systems. Master's thesis, University of Surrey, Surrey, United Kingdom, 1994.
- [94] R. M. C. A. Travanca. Torres para radiocomunicações: Patologias e dimensionamento. Master's thesis, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, Dez. 2010.
- [95] D. C. Tzourmakliotou. *Computer Aided Design of Braced Domes*. PhD thesis, University of Surrey, Surrey, United Kingdom, Jun. 1993.
- [96] Unibat of America, Inc., 2700 Loch Raven Road, Baltimore. *Catálogo - Unibat*.
- [97] A. M. Vendrame. Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares em aço. Master's thesis, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Nov. 1999.
- [98] H. A. G. Veríssimo. Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformados a frio de acordo com o eurocódigo 3. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Out. 2008.
- [99] F. Vollrath. Strength and structure of spiders silks. *Molecular Biotechnology*, 74:67–83, Abr. 2000.
- [100] H. B. Walker. The nodus system for the design and construction of space frames. In *Analysis, Design and Construction of Double-Layer Grids*, pages 331–354. Applied Science Publishers, London, 1981.
- [101] J. G. Weihaupt. *Exploración de los Océanos: Introducción a la Oceanografía*. Compañía Editorial Continental, S.A, Méjico, 1984.

- [102] WWW. *Arquitetura gótica*. <http://tishmangroup.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [103] WWW. *BCE Place*. <http://www.galinsky.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [104] WWW. *BCE Place*. <http://ezinearticles.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [105] WWW. *Biônica e Biomimética*. <http://www.ecodesenvolvimento.org.br>, Consultado em Set. 2011.
- [106] WWW. *Camadas de proteína do nácar*. <http://www.wired.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [107] WWW. *Cobertura da Praça Festival, Expo 70, Japão*. <http://www.worldsfaircommunity.org>, Consultado em Set. 2011.
- [108] WWW. *Cobertura da Praça Festival, Expo 70, Japão*. <http://homepage1.nifty.com>, Consultado em Ago. 2011.
- [109] WWW. *Colapso da cobertura do Metrodome Minneapolis*. <http://clearspanfabricstructures.blogspot.com>, Consultado em Ago. 2011.
- [110] WWW. *Componentes modulares das estruturas espaciais*. <http://www.tatasteelconstruction.com>, Consultado em Dez. 2011.
- [111] WWW. *Configuração de uma cúpula Schwedler*. <http://www.construmatica.com>, Consultado em Out. 2011.
- [112] WWW. *Cúpula Akita Sky*. <http://www.tensinet.com>, Ago. 2011.
- [113] WWW. *Cúpula Akita Sky*. <http://www.chukoh.co.jp>, Consultado em Ago. 2011.
- [114] WWW. *Cúpula Big Egg*. <http://www.columbia.edu>, Consultado em Ago. 2011.
- [115] WWW. *Cúpula Big Egg*. <http://theecstatictruth.tumblr.com>, Consultado em Ago. 2011.
- [116] WWW. *Cúpula de Richard Buckminster Fuller*. <http://communication.coastline-consulting.net>, Consultado em Set. 2011.
- [117] WWW. *Cúpula do Milénio*. <http://www.webbaviation.co.uk>, Consultado em Ago. 2011.
- [118] WWW. *Cúpula do Skydome J. Lawrence Walkup, Arizona*. <http://www.championshipsubdivision.com>, Consultado em Out. 2011.
- [119] WWW. *Cúpula lamelar curvilínea que cobre o conservatório do Parque Rainha Elizabeth, Vancouver*. <http://eu.art.com>, Consultado em Out. 2011.
- [120] WWW. *Cúpula lamelar curvilínea que cobre o conservatório do Parque Rainha Elizabeth, Vancouver*. <http://nathanbauman.com>, Consultado em Out. 2011.

- [121] WWW. *Cúpula lamelar que cobre a Arena Charles Koch, Kansas.* <http://www.championshipsubdivision.com>, Consultado em Out. 2011.
- [122] WWW. *Cúpula nervurada do Centro Desportivo Bell's, Perth.* <http://footballgroundguide.ipbhost.com>, Consultado em Out. 2011.
- [123] WWW. *Cúpula que cobre o Estádio Desportivo Harris County, Houston.* <http://www.city-data.com>, Consultado em Set. 2011.
- [124] WWW. *Distribuição de tensões na cabeça do fémur.* <http://www.permedica.it>, Consultado em Ago. 2011.
- [125] WWW. *Estádio Olímpico de Munique.* <http://muc.in>, Consultado em Jul. 2011.
- [126] WWW. *Estádio Olímpico de Munique.* <http://www.skyscrapercity.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [127] WWW. *Estrutura de um fio de seda.* <http://www.scq.ubc.ca>, Consultado em Jul. 2011.
- [128] WWW. *Exemplos da utilização de estruturas espaciais.* <http://www.tatasteelconstruction.com>, Consultado em Nov. 2011.
- [129] WWW. *Farol de Eddystone.* <http://en.wikipedia.org>, Consultado em Jul. 2011.
- [130] WWW. *Félix Candela.* <http://arquideas08.blogspot.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [131] WWW. *Félix Candela.* <http://www.ivam.es>, Consultado em Jul. 2011.
- [132] WWW. *Gare do Oriente.* <http://quintinlake.photoshelter.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [133] WWW. *The Great Exhibition at the Crystal Palace.* <http://www.victorianstation.com>, Consultado em Out. 2011.
- [134] WWW. *Halle au Blé (Mercado de Trigo).* <http://fr.wikipedia.org>, Consultado em Ago. 2011.
- [135] WWW. *História do Estádio Desportivo Harris County, Houston.* <http://www.astrosdaily.com>, Consultado em Set. 2011.
- [136] WWW. *Janine M. Benyus.* <http://freshfiction.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [137] WWW. *Livro de Janine M. Benyus.* <http://www.shopping.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [138] WWW. *Metrodome Minneapolis.* <http://www.timberwolvestickets.com>, Consultado em Ago. 2011.
- [139] WWW. *Mosteiro da Batalha.* <http://pt.wikipedia.org>, Consultado em Ago. 2011.

- [140] WWW. *Mosteiro de Alcobaça*. <http://pt.wikipedia.org>, Consultado em Ago. 2011.
- [141] WWW. *Mosteiro dos Jerónimos*. <http://pt.wikipedia.org>, Consultado em Ago. 2011.
- [142] WWW. *Nó standard do sistema Mero*. <http://www.geomenta.com>, Consultado em Dez. 2011.
- [143] WWW. *Nácar*. <http://salvador-nautico.blogspot.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [144] WWW. *Pavilhão Alemão, Expo 67*. <http://expo67.ncf.ca>, Consultado em Jul. 2011.
- [145] WWW. *Pavilhão Alemão, Expo 67*. <http://www.tensinet.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [146] WWW. *Pavilhão Americano, Expo 70*. <http://www.columbia.edu>, Consultado em Ago. 2011.
- [147] WWW. *Pavilhão Fuji, Expo 70*. <http://www.flickr.com>, Consultado em Ago. 2011.
- [148] WWW. *A Pirâmide e o Vulcão, Expo 67, Canadá*. <http://picasaweb.google.com>, Consultado em Set. 2011.
- [149] WWW. *Ponte La Devesa*. <http://en.structurae.de>, Consultado em Jul. 2011.
- [150] WWW. *Restaurante Los Manantiales*. <http://www.flickr.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [151] WWW. *Restaurante Submarino, Oceanário de Valência*. <http://www.fccco.es>, Consultado em Jul. 2011.
- [152] WWW. *Restaurante Submarino, Oceanário de Valência*. <http://www.avalencia.es>, Consultado em Jul. 2011.
- [153] WWW. *Sistema Triodetic*. <http://nspeidiocese.ca>, Consultado em Dez. 2011.
- [154] WWW. *Terminal do aeroporto de Estugarda*. <http://www.panoramio.com>, Consultado em Jul. 2011.
- [155] WWW. *Terminal do aeroporto de Estugarda*. <http://eng.archinform.net>, Consultado em Jul. 2011.
- [156] WWW. *Torre Eiffel*. <http://u0962515.blogspot.pt>, Consultado em Ago. 2011.
- [157] WWW. *Citações de R. B. Fuller*. <http://www.cjfeanley.com>, Consultado em Mar. 2012.
- [158] WWW. *Ficha Técnica-MX 1000/42*. Maxperfil: Perfis Metálicos, <http://www.maxperfil.pt>, Consultado em Jan. 2012.
- [159] WWW. *KK-System*. Novum Structures, <http://novumstructures.com>, Consultado em Jan. 2012.

- [160] WWW. *Mero Bausysteme: Components of Spaceframes*. MERO-TSK International GmbH & Co. KG, <http://meroform.de>, Consultado em Jan. 2012.
- [161] WWW. *Meroform: System and Function: M12 System*. MERO-TSK International GmbH & Co. KG, <http://www.mero.de>, Consultado em Jan. 2012.
- [162] WWW. *Parafusos utilizados em estruturas espaciais*. <http://www.alibaba.com>, Consultado em Fev. 2012.
- [163] WWW. *Radiolários*. <http://www.morphographic.com>, Consultado em Abr. 2012.
- [164] WWW. *Siphonaria gigas*. <http://s14.invisionfree.com>, Consultado em Jan. 2012.
- [165] WWW. *The Structural Making of the Eden Domes*. MERO-TSK International GmbH & Co. KG, <http://www.mero-tsk.de>, Consultado em Jan. 2012.
- [166] WWW. *Valores das forças de tracção e compressão admissíveis em certos conjuntos Mero KK*. <http://netinfo.ladbs.org>, Consultado em Fev. 2012.
- [167] WWW. *What is a Space Structure*. University of Surrey, <http://www.surrey.ac.uk>, Consultado em Jan. 2012.
- [168] H. Yahya. *Biomimetics: Technology Imitates Nature*. Global Publishing, Istanbul, Turkey, 2006.
- [169] E. Yuksel. Experimental and finite element investigations on the collapse of a mero space truss roof structure - a case study. *Engineering Failure Analysis*, (15):458–470, 2008.
- [170] V. Zignoli. *Construcciones Metalicas*. Dossat, Madrid, Espanha, 1981.