

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE COBERTURA EM MEMBRANA TENSA

PEDRO GIL MARQUES DE QUEIRÓS FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Filomena e Agostinho, irmãos, Celso e Sara, e sobrinho, Rodrigo

O que somos é consequência do que pensamos

Buda

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as pessoas que directa ou indirectamente tornaram possível a realização deste trabalho, nomeadamente:

- à minha orientadora, Professora Elsa Caetano, pela sua permanente disponibilidade, motivação, paciência e amizade demonstradas;
- aos meus pais por todo o apoio durante toda esta longa e difícil jornada de vida académica e, acima de tudo, por seu amor e dedicação durante toda a minha vida;
- aos meus irmãos, sobrinho e restante família, pelo tempo que não lhes pude dedicar;
- à minha madrinha, Angélica, pelo seu carinho e dedicação;
- à Fernanda pela constante motivação, incentivo e companhia;
- à minha prima Paula pela presença, afecto e carinho;
- aos meus amigos, nomeadamente Lara, Migas, Carlos, Vasconcelos, Fábio e Ana, por estarem ao meu lado nos cinco anos que dediquei ao Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pela sua amizade, companheirismo, paciência e dedicação;
- aos professores por me transmitirem parte do seu extraordinário conhecimento;
- à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelas excelentes condições que apresentam a toda a comunidade académica.

RESUMO

As estruturas tensionadas surgem na década de 50 e demarcam forte presença e evolução no panorama actual da engenharia. A transposição dos conceitos associados à suspensão de tabuleiros para estruturas de cobertura originou a aplicação de sistemas formados inicialmente por cabos simples, evoluindo para grelhas de cabos e posteriormente membranas tensas. Desde estruturas como toldos e tendas a estruturas de maior responsabilidade, como pontes e estádios, a versatilidade na forma e características únicas são evidentes.

O conhecimento dos materiais e ligações que tornam possível a realização de estruturas tão complexas, é uma condição sinequanon, devido à flexibilidade e comportamento altamente não-linear das mesmas, sendo susceptíveis a pequenas variações nas propriedades materiais. Mais, a sustentabilidade na construção é uma preocupação nos dias que correm, e a utilização de materiais mais ecológicos, a rapidez de construção e baixos custos associados tornam as soluções de membranas leves bastante apelativas e competitivas.

O facto de requererem técnicas sofisticadas de projecto e tecnologias de construção não tradicionais, devido aos elevados vãos com poucos apoios, levam as estruturas leves a serem consideradas especiais, sendo o conhecimento de projecto e construtivo afecto a um número limitado de especialistas e fabricantes, em todo o mundo.

Desta forma o presente trabalho pretende sintetizar o actual estado de conhecimento deste assunto, para compreender as vantagens e desvantagens da utilização deste tipo de estruturas em detrimento de estruturas convencionais, focando a atenção nos requisitos e critérios para levar a cabo uma estrutura de membrana, nas suas variadas fases, e na compreensão dos elementos básicos que constituem estas estruturas: cabos e membranas.

Primeiramente abordam-se aspectos gerais das estruturas de cabos e de membranas relativamente aos materiais e ligações e respectiva influência na forma e comportamento das estruturas. De seguida referem-se bases de dimensionamento, critérios de segurança e acções de projecto, focando as acções do vento em estruturas de estádios. Numa terceira parte faz-se uma breve abordagem às formas, tipologias comuns e classificações com alguns exemplos ilustrados. No capítulo seguinte toma lugar a formulação de estruturas de cabos, de um elemento membrana e de elementos de cabo de bordo, bem como respectivos métodos de análise numérica, mais frequentes, quer na busca da forma, quer na análise estática e dinâmica. Ainda aqui se realiza uma análise paramétrica sobre o deslizamento de um cabo sobre outro. Completa-se todo o conhecimento adquirido realizando um exemplo prático de uma estrutura de cobertura em membrana tensa, com cabos de bordo.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de cabos, estruturas de membrana, busca da forma, análise não-linear geométrica.

ABSTRACT

Tension structures emerge in the 50s and demand strong presence and evolution in the present engineering. The implementation of the concepts associated to the suspension deck to roof structures led to the implementation of formed systems initially by simple cables, evolving into cable grids and subsequently to tensile membranes. Since structures such as awnings and tents to greatest responsibility structures, such as bridges and stadiums, their versatility in shape and single features are evident.

Knowledge of materials and joints that permits to be possible the performance of big structures is a “sinequanon” condition, due to their flexibility and high nonlinear behavior, being susceptible over small variations in material properties. Further, the sustainability in construction is a concern in our days, and the use of greener materials, construction in a temp and low costs make light weight structures very attractive and competitive.

The requirement of project sophisticated design techniques and non-traditional construction technologies, due to their high spans with fewer supports, lead lighter structures to be considered special, forcing knowledge engage to limited specialists and manufacturers, all over the world.

Thus, this study aims to synthesize the current state of knowledge of this subject, to understand the advantages and disadvantages of using that kind of structures over conventional ones, to focus on attention to the requirements and criterials on performing of a membrane structure, in its various phases, and understanding of basic elements that forms these structures: cables and membranes.

First, general aspects of cable and membrane structures are analyzed, regarding to materials and joints and their influence on behavior and form structures. Then, bases of design, security criterials and project actions are referred, to focus on the wind action on stadium structures. In the third section, we will see a brief approach to shapes, common types and classifications with some illustrated examples. The next chapter includes the formulation of cable structures, of a membrane element and edge cable elements, as well as respective methods of numerical analysis, used frequently, either in form finding, both in static and dynamic analysis. There is also a parametric analysis on the sliding of a cable to another. It will be complete all the knowledge gained to the top performing a practical example of a tensile membrane roof structure with edge cables.

KEYWORDS: Cable structures, membrane structures, form finding, geometric nonlinear analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	1
1.2. DIMENSÕES	4
1.3. MATERIAIS	4
1.4. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	5
1.5. CONSTRUÇÃO	6
1.6. FERRAMENTAS DE CÁLCULO	7
1.7. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	8
2. ASPECTOS GERAIS DE ESTRUTURAS DE CABOS E MEMBRANAS	11
2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2. MATERIAIS	11
2.2.1. COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL, FABRICAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS	12
2.2.1.1. Elementos resistentes lineares	12
2.2.1.2. Elementos resistentes de superfície	24
2.2.2. DADOS PARA FABRICO	36
2.2.2.1. Compensação	38
2.2.2.2. Critérios para obtenção dos padrões de corte	38
2.2.2.3. Corte das peças	43
2.2.3. MÉTODOS DE LIGAÇÃO DE SUPERFÍCIES	44
2.2.3.1. Ligações de superfície permanentes	44
2.2.3.2. Ligações de superfície reutilizáveis	46
2.2.4. MÉTODOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA NOS BORDOS	48
2.2.4.1. Geometria dos bordos e influência nos esforços	48
2.2.4.2. Detalhes dos bordos e zonas de ancoragens	48
2.2.5. PORMENOR DE ESQUINA	51

3. DIMENSIONAMENTO	53
3.1. REGULAMENTAÇÃO – GENERALIDADES	53
3.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA MEMBRANAS	54
3.2.1. RECOMENDAÇÕES DO GRUPO DE TRABALHO 7 DA IASS	54
3.2.2. MANUAL FRANCÊS DE COBERTURAS TÊXTEIS DE CARÁCTER PERMANENTE	55
3.2.3. NORMA ALEMÃ DIN 4134	56
3.2.4. REGULAMENTO ITALIANO	58
3.2.5. MANUAL DA ASSOCIAÇÃO DE ESTRUTURAS DO JAPÃO	58
3.2.6. NORMA DA ASCE	58
3.3. COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CABOS - EUROCÓDIGO 3 (PROJECTO DE ESTRUTURAS DE AÇO (PARTE1.11))	59
3.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	60
3.3.2. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	63
3.3.3. OUTRAS VERIFICAÇÕES	64
3.3.4. VIBRAÇÃO DOS CABOS	65
3.4. SÍNTESE E COMENTÁRIOS	66
3.5. PROPAGAÇÃO DE RASGOS	67
3.6. ACÇÕES	67
3.6.1. ACÇÃO DO VENTO	67
3.6.1.1. Velocidade do vento	68
3.6.1.2. Coeficientes de pressão C_p	68
3.6.1.3. Acção do vento em estruturas de cobertura de estádios	68
3.6.2. OUTRAS ACÇÕES	79
3.6.2.1. Acção da Neve	79
3.6.2.2. Acção Sísmica	80
4. PRINCÍPIOS DE COMPORTAMENTO: FORMA-EQUILÍBRIO	81
4.1. ARQUITECTURA MINIMALISTA	81
4.2. FORMAS	82
4.2.1. SUPERFÍCIE ANTICLÁSTICA	82
4.2.2. SUPERFÍCIE SINCLÁSTICA	82
4.2.3. TIPOLOGIA DE ESTRUTURAS	83

4.3. CLASSIFICAÇÃO	87
5. ANÁLISE	87
5.1. GENERALIDADES	87
5.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL DE CABOS	87
5.2.1. FORMAS FUNICULARES.....	87
5.2.1.1. Forma poligonal.....	88
5.2.1.2. Forma parabólica	88
5.2.1.3. Forma catenária	88
5.3. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO DE ESTRUTURAS DE CABOS	89
5.3.1. ESTUDO DO ELEMENTO BARRA PARA UMA ESTRUTURA DE CABOS	92
5.3.1.1. Sistema geral de coordenadas e cosenos directores	92
5.3.1.2. Forças e deslocamentos no sistema de coordenadas geral e local	93
5.3.1.3. Transformação de forças e deslocamentos locais para forças e deslocamentos gerais	95
5.3.1.4. Alongamento e esforço axial.....	96
5.3.1.5. Transformação de alongamentos parciais para deslocamentos locais parciais.....	97
5.3.1.6. Transformação de esforço axial para forças locais	97
5.3.1.7. Transformação de esforços axiais parciais para forças locais parciais e deslocamentos locais parciais	98
5.3.1.8. Transformação de esforço axial para forças globais	99
5.3.1.9. Transformação dos deslocamentos globais parciais para forças globais parciais.....	100
5.3.1.10. Matriz de rigidez global para um elemento de cabo tridimensional.....	101
5.3.2. CONTRIBUIÇÃO DA RIGIDEZ DE UM ELEMENTO BARRA NA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL.....	101
5.3.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	104
5.3.4. CONCLUSÕES	107
5.4. MÉTODOS DE ANÁLISE NO PROCESSO DE CONVERGÊNCIA	107
5.4.1. ANÁLISE ESTÁTICA.....	107
5.4.1.1. Método de Newton-Raphson	108
5.4.1.2. Método da Relaxação Dinâmica	110
5.4.2. MÉTODO DA DENSIDADE DE FORÇAS	111
5.4.3. ANÁLISE DINÂMICA.....	111
5.5. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM ELEMENTO DE MEMBRANA	112
5.6. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM CABO ESCORREGANDO	114

5.6.1. ELEMENTO DE CABO IDEAL (SEM ATRITO).....	114
5.6.2. SUPER ELEMENTO DE CABO IDEAL (SEM ATRITO)	115
5.6.3. ELEMENTO DE CABO NÃO- IDEAL (COM ATRITO)	115
5.7. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE UM CABO DESLIZANDO SOBRE OUTRO	116
5.7.1. INTRODUÇÃO	116
5.7.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....	116
5.7.3. RESULTADOS	120
5.7.3.1. Deslocamentos nodais	120
5.7.3.2. Esforços axiais nos cabos	126
5.7.4. CONCLUSÕES	128
6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	131
6.1. INTENÇÃO ARQUITECTÓNICA	131
6.2. MATERIAIS	132
6.3. BUSCA DA FORMA	87
6.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR ESTÁTICA	138
6.5. PADRÕES DE CORTE	146
6.6. LAYOUT.....	148
6.7. CONSTRUÇÃO.....	150
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	153
7.1. CONCLUSÕES.....	153
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	154
BIBLIOGRAFIA	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Estruturas tensionadas: (a)-Ponte Vasco da Gama; (b) -Estádio Olímpico de Munique; (c) – Estádio Faro-Loulé; (d) –Millennium Dome; (e) - Pontiac Silver Dome; (f) - Pavilhão alemão da Expo 67.....	1
Fig. 1.2 – Distinção entre estrutura rígida e flexível.....	2
Fig. 1.3 – Fases de projecto de uma estrutura em membrana tensa	3
Fig. 1.4 – Elementos de transferência de carga nas estruturas de membrana	5
Fig. 1.5 – Ligações utilizadas em estruturas de cabos e de membrana.....	6
Fig. 1.6 – Operações inerentes à construção	7
Fig. 2.1 – Tipo de arame quanto à forma da secção	13
Fig. 2.2 – Cordão de sete arames.....	13
Fig. 2.3 – Constituição de uma corda	13
Fig. 2.4 - Tipos de cordões.....	14
Fig. 2.5 – Tipos de cordas quanto à forma	14
Fig. 2.6 – Tipos de cabos	14
Fig. 2.7 – Tipos de cordas quanto à direcção de rotação das suas componentes (esquerda: regular; direita: “Lang”)	15
Fig. 2.8 - Tipos de cordões e cordas em espiral	15
Fig. 2.9 – Tipos de disposição dos cordões numa corda.....	17
Fig. 2.10 – Compactação	17
Fig. 2.11 – Colocação de material de preenchimento para protecção interior dos cordões	18
Fig. 2.12 – Realização de ligação do tipo “splice”	19
Fig. 2.13 – Representação de grampo e ligação realizada com grampos.....	19
Fig. 2.14 – Tipos de conectores de extremos de alta resistência	19
Fig. 2.15 – Ligação do tipo encaixe zincado	20
Fig. 2.16 – Ligações do tipo “swage”	21
Fig. 2.17 – Várias formas de terminação dos encaixes	21
Fig. 2.18 – Distribuição de força numa ligação de extremo com grampos (%)	21
Fig. 2.19 – Ligação na fundação	22
Fig. 2.20 – Pormenor da ligação na fundação	22
Fig. 2.21 – Construção de ancoragens elevadas para cabos estáticos	22
Fig. 2.22 – Máquina de produção de fitas	23
Fig. 2.23 - Fitas de poliéster e de poliamida	23

Fig. 2.24 – Fixação de fitas de bordo a elemento construtivo.....	23
Fig. 2.25 – Ligações para fitas do tipo buraco ou triângulo achatado.....	24
Fig. 2.26 – Pormenor de elemento rigidificador de membrana	24
Fig. 2.27 – Tipos de membranas	24
Fig. 2.28 – Cortes representando amplitudes de deslocamentos do urdume e da trama, depois da fiação	26
Fig. 2.29 – Máquina de fiação	26
Fig. 2.30 – Composição da membrana em poliéster revestido	27
Fig. 2.31 – Separação do revestimento do poliéster por ataque fúngico.....	27
Fig. 2.32 – Fibra de vidro revestida a silicone e produção.....	28
Fig. 2.33 – Película de “foil” achatada	29
Fig. 2.34 – Categorias de efeitos a curto e longo prazo nos tecidos revestidos a PVC (Dürr, 2000)...	29
Fig. 2.35 – Esquerda: não linearidade geométrica; meio: deformações devido a carregamentos sucessivos; direita: curvas de carga e descarga.....	30
Fig. 2.36 – Comportamento do tecido dependendo da orientação das faixas de fiação	31
Fig. 2.37 – Esboço das extensões transversais	31
Fig. 2.38 – Esquerda: ensaio uniaxial; direita: ensaio biaxial.....	32
Fig. 2.39 – Esquerda: esboço de um ensaio biaxial; direita: diagrama tensão-extensão de um tecido em fibra de vidro revestida a PTFE	32
Fig. 2.40 – Diagrama de carga de um tecido em fibra de vidro revestido a PTFE (adaptado de [1]) ...	33
Fig. 2.41 - Carregamento axial e transversal à junta	34
Fig. 2.42 – Inclinação de sobreposição soldada e junta duplamente costurada sobre carregamento transversal	34
Fig. 2.43 – Interação de forças entre o tecido e o revestimento de uma junta soldada devido a carregamento transversal	34
Fig. 2.44 – Ensaio biaxial e uniaxial de propagação de rasgos	35
Fig. 2.45 – Distorção do tecido (sujeito a forças de corte)	35
Fig. 2.46 – Gráficos representativos da fluência (esquerda) e da relaxação (direita)	36
Fig. 2.47 – Tira de membrana compensada nas direcções do urdume e da trama, ante de ancorada no pontos fixos.....	37
Fig. 2.48 – Corte da tira e intenção geométrica com evidência das linhas geodésicas (exemplo de FORTEN 2000).....	37
Fig. 2.49 – Curva das tiras dependendo da forma da membrana tridimensionalmente (sinclástica em cima e anticlástica em baixo)	38
Fig. 2.50 – Critérios para definição dos padrões de corte.....	39
Fig. 2.51 – Exemplo de arranjos possíveis (radial em cima e paralelo em baixo).....	40

Fig. 2.52 – Singularidades de carga dependendo da largura das peças.	41
Fig. 2.53 – Alteração da direcção principal de curvatura de um toldo suportado em quatro pontos variando o raio de curvatura do cordão de bordo e respectiva força.....	41
Fig. 2.54 – Diagrama do procedimento de tensionamento idealizado com limitação da deformação transversal.....	42
Fig. 2.55 – Direcção e sequência de tensionamento de duas estruturas (esquerda: cobertura do estádio Volkswagen Arena Wolfsburg, Alemanha; direita: cobertura do estádio Intermunicipal Faro, Portugal)	43
Fig. 2.56 – Tipos de ligações de superfície (a:junta soldada; b:junta costurada; c:junta costurada com aba; d:ligação em chapa metálica; e:ligação cordoada; f:ligação entrelaçada)	44
Fig. 2.57 – Tipos de juntas soldadas a altas frequências (a: achatada; b:saliente;c: do tipo “bead”)..	45
Fig. 2.58 – Aparelho de soldadura	45
Fig. 2.59 – Esquina de uma tenda de circo reforçada com juntas costuradas e costura de uma bordo de uma fibra de vidro revestida a PTFE.....	46
Fig. 2.60 – Tipos de juntas costuradas	46
Fig. 2.61 – Ligação em placa metálica aparafusada.....	47
Fig. 2.62 – Ligação de “keder”	47
Fig. 2.63 – Ligação entrelaçada e cordoada, esquerda e direita respectivamente	47
Fig. 2.64 – Estrutura com bordos flexíveis e rígidos, esquerda e direita respectivamente	48
Fig. 2.65 – Tipos de bordos flexíveis (a, b, c e d) e bordos rígidos (e, f, g e h) (a:com fita; b:com cordão; c:com cordão e fita; d:com placa metálica suspenso por cordão; e:com tubo; f:com placa metálica; g:com placa metálica com suporte; h:tubular com entrelaçamento)	49
Fig. 2.66 – Corte e planta de um bordo com cordão, respectivamente em cima e em baixo.	49
Fig. 2.67 – Pormenor de bordo com voltas metálicas.....	50
Fig. 2.68 – Ligação das placas metálicas do bordo da membrana aos cordões externos através de voltas metálicas (Sony Center, Berlim, Alemanha).....	50
Fig. 2.69 – Bordo em placa metálica.....	51
Fig. 2.70 – Esquina com bordo em cordão e fita respectivamente em cima e em baixo	51
Fig. 2.71 – Esquerda: esquina com cordões; meio: esquina com cordões e reforço com fitas; direita: esquina com cordões e fitas.....	52
Fig. 3.1 – Sela de cabo (adaptado do EC3).....	62
Fig. 3.2 – Grampo	63
Fig. 3.3 – Curvas de resistência à fadiga para componentes tensionadas	66
Fig. 3.4 – Modelo em túnel de vento da cobertura de um estádio.....	69
Fig. 3.5 - Esquema de numeração	70
Fig. 3.6 – Geometria dos estádios	71

Fig. 3.7 – Estádio do tipo III.....	72
Fig. 3.8 - Exemplos de estádios do tipo IV (oval) e do tipo V (rectangular), respectivamente em cima e em baixo	72
Fig. 3.9 - Exemplo do estádio do tipo I.....	73
Fig. 3.10 - Comparação entre elevação e “overhang”.....	74
Fig. 3.11 - Factores de C_p para estádio do tipo I.....	74
Fig. 3.12 - Semelhança entre os anéis “a” e “d”.....	75
Fig. 3.13 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0° , anel “a”	76
Fig. 3.14 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0° , anel “b”	77
Fig. 3.15 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0° , anel “c”	77
Fig. 3.16 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0° , anel “d”	77
Fig. 3.17 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 45° , anel “a”	77
Fig. 3.18 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 45° , anel “b”	78
Fig. 3.19 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 45° , anel “c”	78
Fig. 3.20 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 45° , anel “d”	78
Fig. 3.21 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90° , anel “a”	78
Fig. 3.22 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90° , anel “b”	79
Fig. 3.23 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90° , anel “c”	79
Fig. 3.24 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90° , anel “d”	79
Fig. 3.25 – “Ponding” numa cobertura em tela – Pennsylvania, EUA.....	80
Fig. 4.1 – Catenóide em filme de sabão.....	81
Fig. 4.2 – Memorial dos Povos de Belém do Pará, Pauletti & Brasil (2005).....	82
Fig. 4.3 – Centro Aquático Nacional, Beijing, China	83
Fig. 4.4 – Classificação das estruturas em membrana tensionada, baseado em Moreira (2008).....	84
Fig. 4.5 – Esquerda: Cobertura de Rhöwlinikum, Alemanha; Direita: Sony Center Fórum, Alemanha	85
Fig. 4.6 – Cobertura de Aréne de Nimes, França	85
Fig. 5.1 – Formas funiculares de um cabo sujeito a diferentes carregamentos.....	87
Fig.5.2 – Diagrama de fluxo do programa computacional.....	90
Fig.5.3 – Diagrama de fluxo detalhado do programa computacional.....	91
Fig. 5.4 – Referencial geral de coordenadas	92
Fig. 5.5 – Referencial local ao nível do elemento	92
Fig. 5.6 – Forças gerais nas extremidades do elemento i-j.....	93
Fig. 5.7 – Deslocamentos gerais dos extremos do elemento i-j.....	94

Fig. 5.8 – Forças locais no elemento	95
Fig. 5.9 – Deslocamentos locais do elemento	95
Fig. 5.10 – Alongamento e deslocamentos locais.....	97
Fig. 5.11 – Esquema da matriz de rigidez da estrutura, [K].....	103
Fig. 5.12 – Numeração dos nós e das barras/cabos	105
Fig. 5.13 – Perspectiva do modelo com carregamento.....	105
Fig. 5.14 – Deformada em planta e alçado considerando elementos de barra com 3 graus de liberdade por nó.....	106
Fig. 5.15 – Deformada em 3D da estrutura através do software SAP.....	106
Fig. 5.16 – Estrutura exibindo não-linearidade com incremento de rigidez.....	108
Fig. 5.17 - Estrutura exibindo não-linearidade	108
Fig. 5.18 – Método de Newton-Raphson de deslocamentos tangenciais.....	109
Fig. 5.19 – Elemento CST de membrana nas configurações de referência, Ω_r , inicial, Ω_0 , e arbitrária, Ω_c (adaptado de Pauletti Static Analysis of Taut Structures).....	113
Fig. 5.20 – Esquerda: versores directores unitários, v_i com $i=1,2$ e 3 , ao longo dos lados; meio: esforços internos nodais e sua decomposição em forças de interacção nodal; direita: relação de equilíbrio entre a tensão natural σ_3 e as forças de interacção nodal $P_{12} = -N_3 v_3 = -P_{21}$	113
Fig. 5.21 – Elemento de cabo ideal.....	114
Fig. 5.22 – Numeração dos nós do super elemento	115
Fig. 5.23 – Numeração dos elementos do super elemento	115
Fig. 5.24 – Modelo em 3D na posição $(I_1;I_2) = (0,125*L_1;0,25*L_2)$, com nó deslizante.....	118
Fig. 5.25 - Modelo em 3D na posição $(I_1;I_2) = (0,125*L_1;0,25*L_2)$, com nó fixo	118
Fig. 5.26 – Modelo em planta na posição $(I_1;I_2) = (0,125*L_1;0,25*L_2)$	119
Fig. 5.27 – Deslocamentos no plano xy das intersecções nos sucessivos modelos de nó deslizante	122
Fig. 5.28 – Deslocamentos em x das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó deslizante	123
Fig. 5.29 - Deslocamentos em y das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó deslizante .	123
Fig. 5.30 - Deslocamentos no plano xy das intersecções nos sucessivos modelos de nó fixo.....	124
Fig. 5.31 - Deslocamentos em x das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó fixo	124
Fig. 5.32 – Deslocamentos em y das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó fixo.....	125
Fig. 6.1 – Palco concerto Radolfzell, Alemanha	131
Fig. 6.2 – Vistas da estrutura em análise (lateral em cima è esquerda; frontal em cima à direita; em perspectiva em baixo à esquerda; de cima em baixo à direita).....	132
Fig. 6.3 – Definição da fronteira da membrana, normalmente bordada por cabos	133

Fig. 6.4 – Definição da malha quadrada espaçada de 1m que gera a forma da estrutura de membrana	134
Fig. 6.5 – Busca da forma.....	135
Fig. 6.6 – Realização de malha triangular para efectuar uma análise da membrana.....	135
Fig. 6.7 – Tensões na direcção principal da membrana	136
Fig. 6.8 – Tensões na direcção secundária da membrana	136
Fig. 6.9 - Direcção e intensidade das tensões principais	137
Fig. 6.10 – Forças de reacção (kg).....	137
Fig. 6.11 – Forças nos cabos e nas membranas (escalonado para as forças de membrana)	138
Fig. 6.12 - Forças nos cabos e nas membranas (escalonado para as forças nos cabos).....	138
Fig. 6.13 – Importação da estrutura do FORTEN para o software SAP	139
Fig. 6.14 – Tensões na direcção principal da membrana devido ao peso próprio e pré-esforço (kN/m)	140
Fig. 6.15 - Tensões na direcção secundária da membrana devido ao peso próprio e pré-esforço (kN/m)	140
Fig. 6.16 – Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao peso próprio e pré-esforço	141
Fig. 6.17 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC4 (kN/m).....	142
Fig. 6.18 - Tensões na direcção secundária da membrana para o caso de carga LC4 (kN/m)	142
Fig. 6.19 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC4	143
Fig. 6.20 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC2 (kN/m).....	143
Fig. 6.21 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC2	144
Fig. 6.22 - Tensões na direcção secundária da membrana para o caso de carga LC2 (kN/m)	144
Fig. 6.23 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC3 (kN/m).....	145
Fig. 6.24 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC3	145
Fig. 6.25 – Realização dos padrões de corte depois de realizadas as linhas de corte através de linhas geodésicas.....	146
Fig. 6.26 – Padrões de corte na estrutura	147
Fig. 6.27 – Realização de malha triangular ao nível dos padrões de corte	147
Fig. 6.28 – Layout dos padrões de corte numerados e respectivos desenhos individuais.....	148
Fig. 6.29 – Exemplo de desenho de pormenor de um padrão de corte	149
Fig. 6.30 – Içamento da estrutura.....	150
Fig. 6.31 – Içamento de um mastro.....	150
Fig. 6.32 – Içamento de uma estrutura de cabos com mastro.....	151

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação de propriedades de alguns materiais	25
Tabela 3.1 - Classes de exposição	59
Tabela 3.2 - Grupos de componentes tensionados e forças relevantes comprovadas	60
Tabela 3.3 – Valor característico da força de rotura F_{uk}	61
Tabela 3.4 - Limite de tensões f_{const} para a fase de construção	64
Tabela 3.5 – Limite de tensões para condições de serviço	64
Tabela 3.6 - Categorias dos detalhes para a resistência à fadiga de acordo com as curvas de resistência à fadiga	66
Tabela 3.7 – Divisão concêntrica das coberturas	70
Tabela 3.8 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 0°	75
Tabela 3.9 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 45°	76
Tabela 3.10 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 90°	76
Tabela 4.1 – Tipologia das estruturas de acordo com a forma e suporte.....	83
Tabela 5.1 – Informação para a configuração inicial da estrutura (Figura 5.13)	104
Tabela 5.2 – Resultados do exemplo de aplicação	104
Tabela 5.3 – Características da secção dos cabos	116
Tabela 5.4 – Características geométricas.....	117
Tabela 5.5 - Solicitações	117
Tabela 5.6 - Deslocamentos na direcção x (mm), fase 1	120
Tabela 5.7 - Deslocamentos na direcção x (mm), fase 2	120
Tabela 5.8 - Deslocamentos na direcção y (mm), fase 1	121
Tabela 5.9 - Deslocamentos na direcção y (mm), fase 2	121
Tabela 5.10 - Deslocamentos na direcção z (mm), fase 1	125
Tabela 5.11 - Deslocamentos na direcção z (mm), fase 2	126
Tabela 5.12 – Esforços axiais nos cabos (kN), fase 1	126
Tabela 5.13 - Esforços axiais nos cabos (kN), fase 2.....	127
Tabela 6.1 – Características da membrana	132
Tabela 6.2 – Características dos cabos	132
Tabela 6.3 – Coordenadas dos apoios da membrana	133
Tabela 6.4 – Coordenadas arbitradas iniciais dos apoios dos pilares	139
Tabela 6.5 - Coordenadas dos apoios dos pilares.....	139
Tabela 6.6 – Acções e casos de carga	141

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

T_p – Tensão admissível do material (direcção principal ou secundária/manual Francês)

T_{sm} – Tensão de rotura declarada do material (direcção principal ou secundária/manual Francês)

f_d – Tensão admissível de cálculo no material (DIN 4134)

f_{tk} – Resistência à tracção característica do material (DIN 4134)

IASS – International Association for Shell and Spatial Structures

ASCE – American Society of Civil Engineers

PVC – Policloreto de vinilo

PTFE – Politetrafluoretileno

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Pelo mundo fora, encontram-se estruturas muito distintas no aspecto e tipo de utilização, mas com grandes semelhanças no seu funcionamento. São exemplo uma ponte suspensa, uma cobertura em rede de cabos, um balão atmosférico ou a vela de um barco. Uma distribuição de esforços internos de tracção caracteriza o seu funcionamento.



Fig. 1.1 – Estruturas tensionadas: (a)-Ponte Vasco da Gama¹; (b) -Estádio Olímpico de Munique²; (c) – Estádio Faro-Loulé; (d) –Millennium Dome; (e) - Pontiac Silver Dome; (f) - Pavilhão alemão da Expo 67³.

¹ Fonte: <http://k43.pbase.com/u39/andreantunes/large/34974362.pontedia.jpg>, 15/04/2010

² Fonte: Broughton, P., Ndumbaro, P. (1994)

As estruturas tensionadas geralmente são compostas por elementos como cabos, membranas ou ambos. Incluem-se estruturas formadas por cabos suspensos (Figura 1.1. a), redes de cabos em coberturas, estruturas pneumáticas (Figura 1.1. e) e membranas pré-esforçadas (Figura 1.1. b, c, d e f).

Na Figura 1.1 b está representada uma das estruturas em membrana tensa mais emblemáticas da história, o Estádio Olímpico de Munique, de Frei Otto, na medida em que foi a primeira a ser projectada baseando-se em modelos matemáticos, em detrimento da técnica anterior de modelação física, mais morosa.

O Millennium Dome, em Londres (Figura 1.1 d), de Buro Happold, estrutura emblemática construída para a celebração do reveillon 1999/2000, consiste numa rede de cabos tensionados, suportados por uma série de cabos que irradiam de 12 mastros metálicos de 100 metros de altura. A membrana de cobertura, de dupla camada, é realizada com Teflon reforçada com fibra de vidro.

Entre arquitectos e engenheiros que lideram o estudo de estruturas tensionadas salientam-se Frei Otto, pioneiro em estruturas de cabos, membranas e pneumáticas, Eero Saarinen e Kenzo Tange, no campo das estruturas de cabos e Walter Bird no campo das estruturas pneumáticas.

A natureza dos esforços internos que estas estruturas podem desenvolver, intrinsecamente ligados à sua efectiva flexibilidade (Figura 1.2), não permite esforços de compressão, tornando-se instáveis nesse caso. Assim, em estruturas desta categoria, as acções exteriores devem ser equilibradas por meio de esforços de tracção, que dão forma geralmente a estas estruturas, com deformações apreciáveis, devido à sua baixa rigidez e comportamento não linear geométrico. A aplicação de pré-esforço ligeiro confere alguma rigidez, maximizando o seu desempenho.

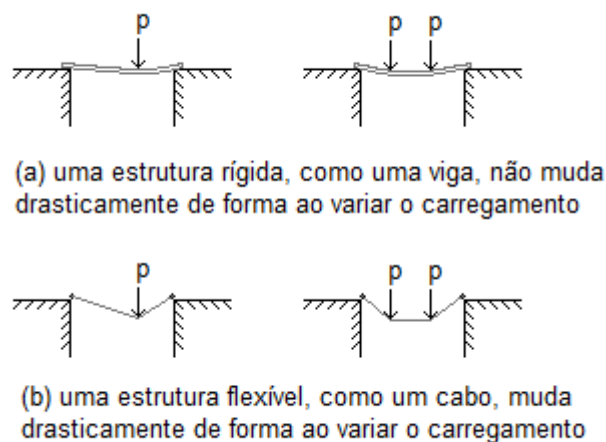


Fig. 1.2 – Distinção entre estrutura rígida e flexível

³Fonte: [http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e7/Germany_Pavilion_Expo_67 - Montreal_Quebec.jpg](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e7/Germany_Pavilion_Expo_67_-_Montreal_Quebec.jpg), 15/04/10

O projecto de uma estrutura de membrana tensionada compreende geralmente três etapas fundamentais, de acordo com Pauletti (2003):

- *Busca da forma*: compreende a determinação de uma forma geométrica inicial que equilibra o estado de deformações, devido às forças de pré-esforço inicial, de modo a satisfazer as condições arquitectónicas;
- *Resposta aos carregamentos*: compreende a análise do comportamento da estrutura (já definida no processo de busca da forma), devido aos vários carregamentos possíveis, como, por exemplo, aqueles devidos à acção do vento, de forma a garantir a segurança do sistema;
- *Padrões de corte*: compreende a determinação aproximada de um conjunto de peças planas feitas de tecido e que espacialmente serão unidas para formar a superfície determinada no processo de busca da forma, ou seja, a membrana.

INTENÇÃO ARQUITECTÓNICA

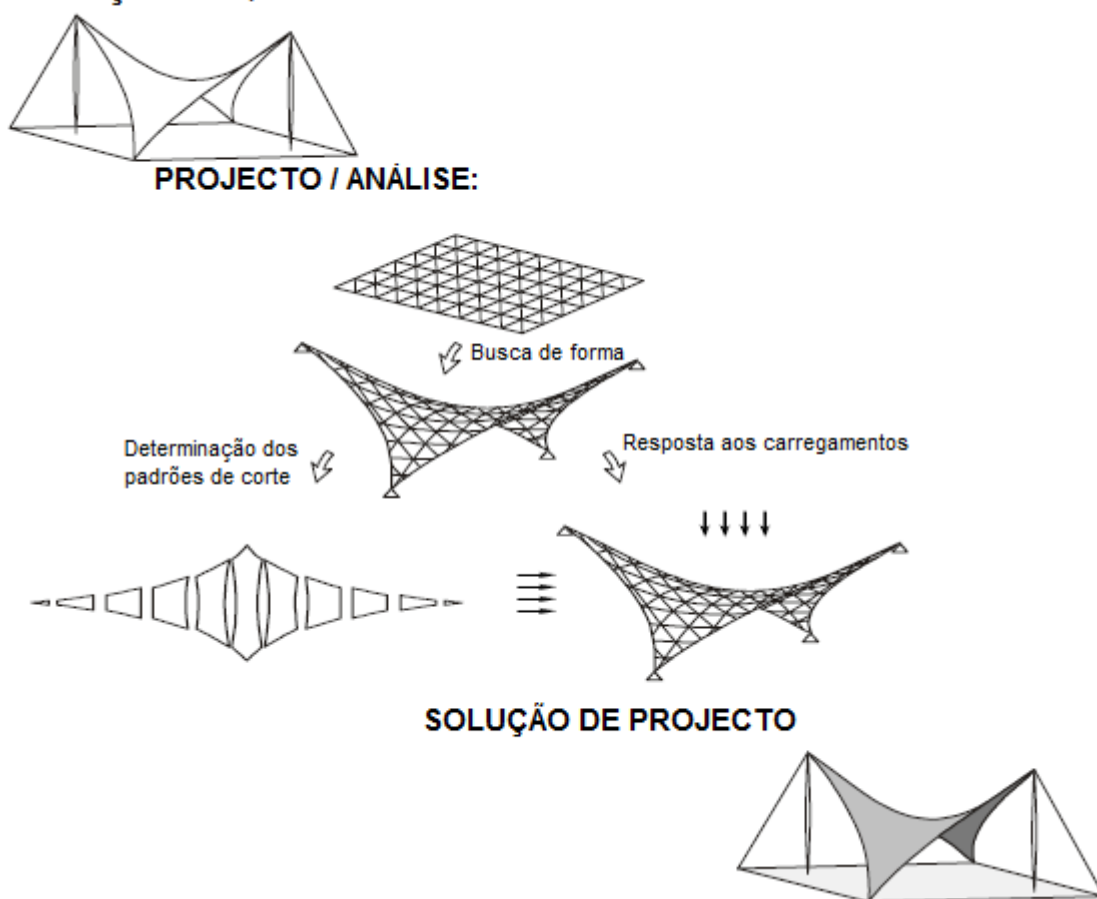


Fig. 1.3 – Fases de projecto de uma estrutura em membrana tensa⁴

⁴ Pauletti, R. (1999)

1.2. DIMENSÕES

As membranas tensionadas fazem parte, geralmente, das chamadas “estruturas especiais”, devido aos grandes vãos que conseguem vencer, com grande variedade de formas, cumprindo um número mínimo de elementos de apoio “rígidos”, e assegurando bons níveis de iluminação. Uma das suas características mais evidentes é o seu baixo peso próprio, associado à leveza dos materiais em questão e, dependendo do tipo de utilização, são requisitadas cada vez mais, quer pela facilidade de transporte, quer pela rapidez de (des) montagem. O recurso a pré-fabricação permite assim baixos custos de instalação e torna-se particularmente interessante para estruturas desmontáveis.

1.3. MATERIAIS

No campo das estruturas de membrana, existe alta especialização na pré-fabricação dos materiais (cabos e membranas), com requisitos quer na fabricação quer nos ensaios, daí a produção dos mesmos não se realizar in-situ e o recurso à utilização de tecnologias de elevação particulares a cada projecto.

Tecidos revestidos e “foils” são geralmente utilizados para os elementos de superfície da estrutura em membrana, com adição de alguns compósitos de várias naturezas, melhorando as propriedades dos materiais. Propriedades de resistência contra ataques químicos e biológicos têm de ser verificadas, para além da resistência sob diferentes condições climáticas que, logicamente, deve ser garantida. Os pontos de transferência de carga, geralmente nos bordos, devem também garantir os requisitos anteriores, para que todo o conjunto seja seguro estruturalmente, garantindo a resistência e rigidez necessárias à transferência de esforços que decorrem do comportamento específico destas estruturas.

No campo das membranas tensionadas leves, tem havido um estudo e desenvolvimentos contínuos, durante décadas. No entanto, só por parte de algumas empresas e de consultores para projectos particulares é que têm sido investigados requisitos no processo de dimensionamento pela necessidade da produção e montagem de tais estruturas especiais.

Relativamente aos materiais constituintes das estruturas de cabos e de membrana também têm sido alvo de investigação e evolução, bem como nas ligações de painéis e de bordo e até mesmo nas ligações de extremos de cabos a estruturas primárias como mastros, vigas entre outros.

Os cabos aparecem, hoje em dia, com variadas secções, formas de fabrico e composição, dependendo do tipo de utilização desde pontes, redes de cabos ou cabos para membranas. A influência da manufactura, nas propriedades dos mesmos, é uma constante. A própria composição dos elementos desde o aço (mais frequente), polyester (em estruturas de pequenas dimensões e carácter transitório) e as fibras de vidro ou de carbono-kevlar (estruturas de maior dimensão), formam numerosas combinações possíveis. As propriedades de resistência à corrosão, através do emprego de processos como galvanização entre outros, são estudadas ou até mesmo a protecção interna dos cabos, através da adição de pastas para que a fricção entre cordões não desgaste os mesmos.

Os cabos que predominam nas estruturas de redes de cabos, caracterizados com maior detalhe no capítulo 2, são do tipo cordão aberto, cordão em espiral travado parcialmente, cordão em espiral travado completamente e cordão circular em espiral. Variam as suas propriedades geométricas bem como as propriedades mecânicas.

Nas membranas, o polyester revestido a PVC tem uma presença marcante, a par das fibras de vidro revestidas a PTFE. No entanto, o revestimento com silicone é também utilizado, sempre ponderando vantagens e desvantagens da utilização de cada um, no que se refere a propriedades resistentes e mecânicas, entre outras.

Investigação contínua tem-se realizado por parte de laboratórios, organizações e gabinetes internacionais, de elevado prestígio, conceituados no mundo das estruturas de membrana. Por exemplo, a determinação de propriedades de materiais recentes, através de ensaios, e a aplicabilidade dos mesmos nas estruturas actuais, de uma forma sustentável, faz parte dessa investigação.

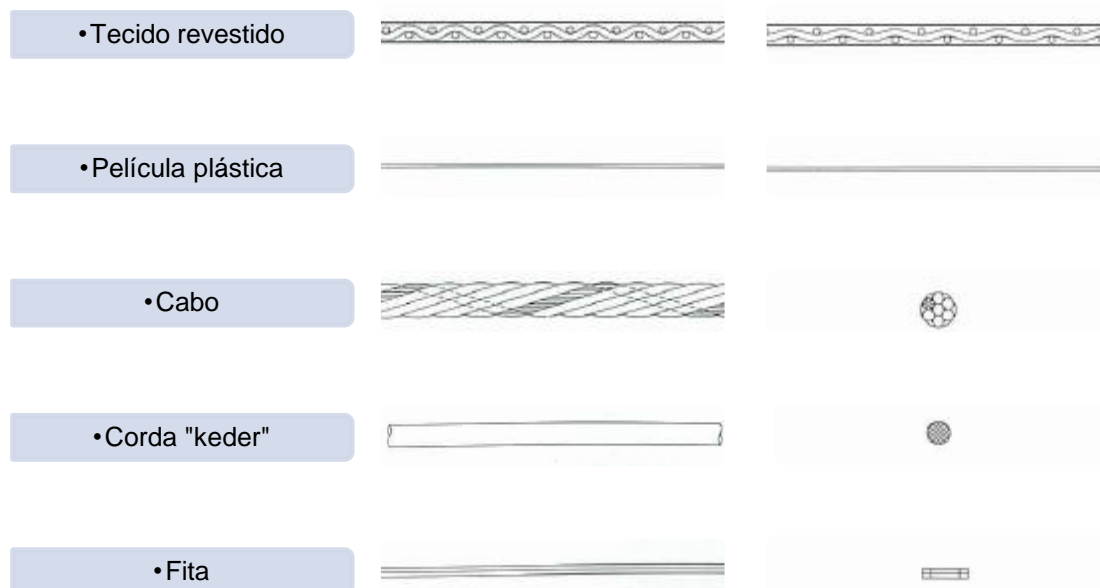


Fig. 1.4 – Elementos de transferência de carga nas estruturas de membrana

1.4. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

As estruturas de cobertura em membrana, como já foi referido, possuem um comportamento flexível, sujeitas a deformações elevadas, nas quais predominam esforços de tracção, distinguindo-se elementos resistentes lineares e de superfície. Para que todo o conjunto funcione adequadamente, cumprindo requisitos e verificações regulamentares, a transferência de esforços entre os diferentes elementos é realizada através de dispositivos de ligação adequados para o efeito. Os elementos de superfície transmitem esforços para os seus bordos, sendo estes reencaminhados para as fundações.

Em termos de elementos de transferência de carga linear, surgem os cabos, fitas e “keder”. No caso dos cabos, existem diferentes tipos de extremidade, sendo um dos mais antigos do tipo “splice”, bem como diferentes tipos de conectores nas extremidades dos mesmos. Assim, os elementos de ligação acabam por ser elementos capazes de transferir esforços linearmente, e em alguns casos, de direccionar esforços de um elemento de superfície para um elemento linear. No esquema da Figura 1.5 faz-se um resumo do tipo de ligações existentes em estruturas de cabos e de membrana.

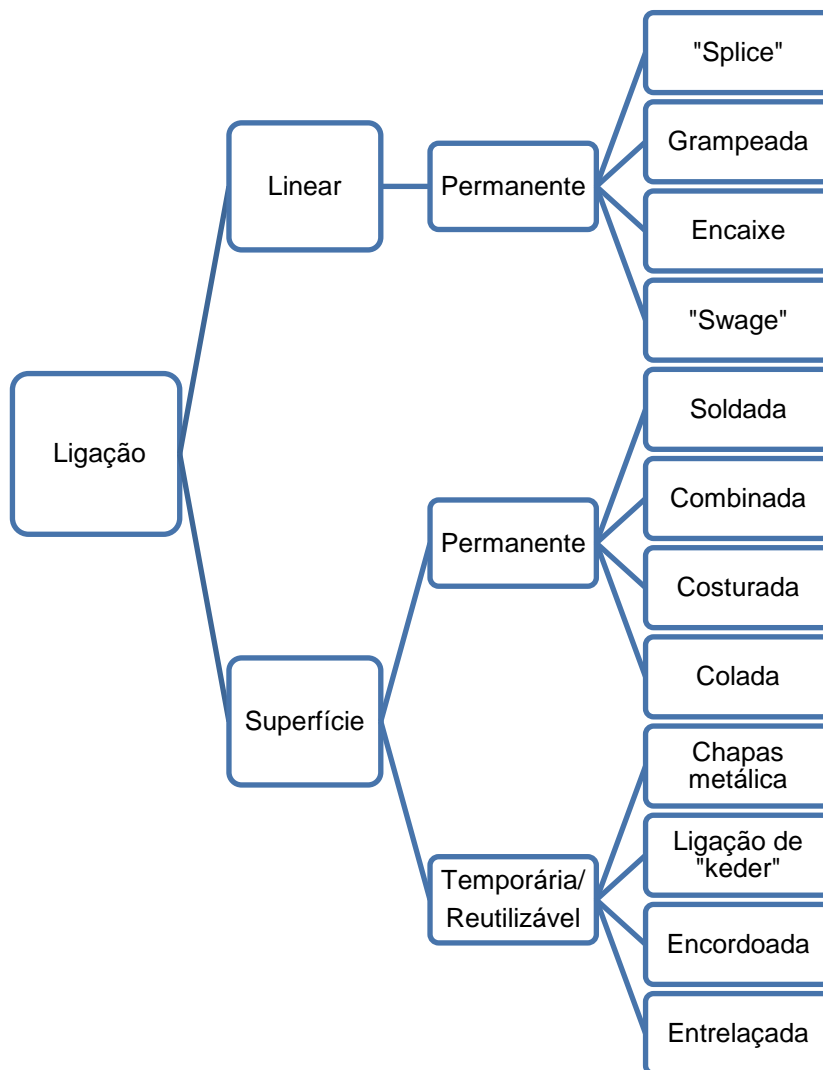


Fig. 1.5 – Ligações utilizadas em estruturas de cabos e de membrana

1.5. CONSTRUÇÃO

As operações de construção das estruturas de membrana tensa, para além do próprio dimensionamento, são uma das fases mais importantes neste tipo de estruturas. O processo de construção compreende a realização da membrana, no local pretendido. Um conjunto de elementos é agregado, verificado, posicionado, ajustado de forma cuidada para cumprir os desenhos e especificações, até a resistência especificada das ligações e dos elementos ser atingida, para esta fase inicial. Este é o caso das estruturas de membrana tensa, quando a estrutura e seus elementos assumem a geometria pretendida, através da aplicação de pré-esforço ligeiro. Na Figura 1.6 reúnem-se algumas operações de construção.

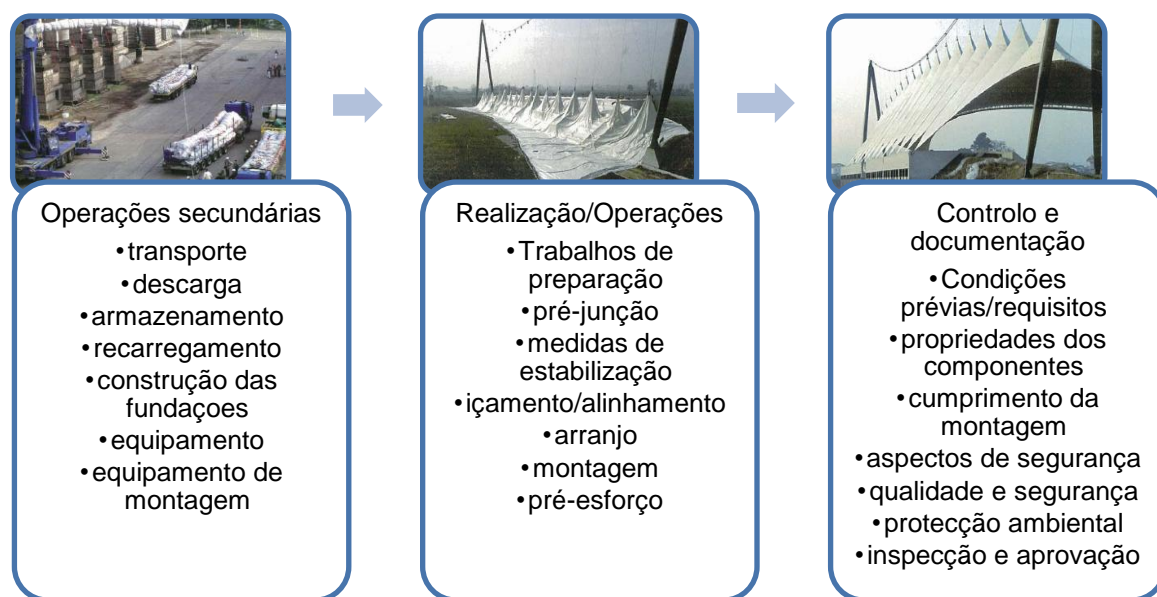


Fig. 1.6 – Operações inerentes à construção

1.6. FERRAMENTAS DE CÁLCULO

O conhecimento e a contínua investigação do actual estado de arte na construção das estruturas em membrana tensionada representam um complemento essencial no processo de cálculo computacional, para a busca da forma e dimensionamento estrutural. A busca da forma é um problema estudado por diversos autores, tendo como garantia em todos eles que a superfície resultante resista aos carregamentos de projecto respeitando ao mesmo tempo as condicionantes arquitectónicas. Devido à ligação intrínseca, neste tipo de estruturas, entre a forma e a distribuição de tensões ao longo da membrana, é necessária uma boa conciliação para que o desejado formalmente seja estruturalmente possível.

Antes da existência de computadores, o projecto das coberturas de cabos e membranas era baseado em modelos físicos, ou em estudos analíticos (sendo estes últimos menos versáteis, em detrimento de resultados mais precisos).

As estruturas tensas são susceptíveis aos efeitos das cargas concentradas e acções dinâmicas, havendo necessidade de fazer uma análise estática e dinâmica do seu comportamento, através de métodos numéricos, como os baseados em modelos de elementos finitos, usando técnicas de integração numérica, como as iterações de Newton-Raphson, ou o método da Relaxação Dinâmica (DRM), que se refere adiante no capítulo 5 (considera-se na actualidade que estes métodos conduzem a resultados bastante satisfatórios).

As ferramentas de cálculo baseadas em modelações por elementos finitos são úteis, não só pela possibilidade de se definir a forma, como também pela distribuição de tensões na membrana proporcionada para diferentes carregamentos de projecto. Ainda permite ter dados para rotinas numéricas de determinação de padrões de corte.

Para a busca da forma podem ser utilizados diferentes procedimentos como o da superfície mínima, o das tensões uniformes, o dos deslocamentos incrementais e o da densidade de forças.

As ferramentas de cálculo disponíveis no mercado no processo de modelação e análise das estruturas tensionadas são por exemplo o FORTEN 2000, Arcgyris ou o ANSYS.

O ANSYS, em particular, é um programa generalista muito conhecido e de maior aplicabilidade pela sua versatilidade de modelação, bem como grande fiabilidade das rotinas implementadas. Através de uma formulação não-linear geométrica, o programa permite a determinação da forma e diferentes algoritmos de análise da resposta no tempo, sendo igualmente dotado de recursos de visualização de grande utilidade no projecto e optimização da forma.

1.7. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Desde a década de 50 que as estruturas de cabos e de membranas tensas têm marcado assinalável presença no mundo da engenharia, embora o conhecimento científico se distancie da prática de projecto em diversas questões ligadas à sua concepção e dimensionamento. O presente trabalho pretende sintetizar o actual estado de conhecimento nesta temática, compreender a formulação por detrás do comportamento peculiar destas estruturas, colmatando com um exemplo de aplicação, utilizando as técnicas de análise estrutural disponíveis.

Os sete capítulos do presente trabalho iniciam-se com uma breve introdução, dando a conhecer alguns exemplos e mencionando, também, aspectos gerais inerentes a estruturas de cabos e de membrana.

No segundo capítulo, através do estudo e conhecimento do comportamento e composição estrutural dos materiais mais simples, que compõem as estruturas mais complexas, é possível convergir rapidamente para uma compreensão do fenómeno relacionado com a não linearidade material, bem como geométrica. A influência das propriedades materiais no processo construtivo é igualmente mencionada, no que toca a dados para fabrico, sequência de pré-esforço, entre outras.

O terceiro capítulo centra-se em aspectos ligados ao dimensionamento propriamente dito, desde regulamentos e normas utilizadas para o efeito, quer para estruturas de cabos, quer para estruturas de membranas. As acções principais neste tipo de projectos estão incluídas no presente capítulo, como por exemplo a acção dinâmica do vento, particularmente em coberturas de estádios.

O quarto capítulo dá a conhecer a origem das estruturas de membrana, baseada na busca de superfície correspondente a um estado de tensão mínima. Uma classificação é sugerida associada a ilustrações reais, bem como a tipologia, de acordo com a forma e tipos de suportes.

O quinto capítulo é dedicado essencialmente à formulação de estruturas de cabos através de elementos barra com 3 graus de liberdade por nó. Os métodos de integração numérica no processo de análise da resposta como o método de Newton-Raphson e da Relaxação Dinâmica, são aqui abordados. A caracterização de “super” elementos de cabo de bordo é também mencionada, devido à interacção entre o cabo e a bainha dos bordos da membrana. Por fim, formula-se o elemento de membrana baseado no elemento finito CST (“Constant Strain Triangle”). Uma análise paramétrica é elaborada tendo em conta o deslizamento de um cabo sobre outro.

O sexto capítulo é dedicado a um exemplo de aplicação que envolve estruturas de cabos e membrana, utilizando para a sua análise quer o software FORTEN 2000, na busca da forma e padrões de corte, quer o SAP para análise propriamente dita (estática e dinâmica).

Por fim, no sétimo capítulo são tecidas considerações finais, através de conclusões do trabalho realizado, com apresentação de futuros desenvolvimentos.

2

ASPECTOS GERAIS DE ESTRUTURAS DE CABOS E MEMBRANAS

2.1. INTRODUÇÃO

As estruturas de membrana tensionada requerem uma estreita relação de vários intervenientes, desde a fase de dimensionamento, fabrico e execução, bem como na construção. Ou seja, desde a busca da forma e padrões de corte, até aos detalhes e planeamento da construção, há necessidade de relacionamento entre arquitecto, engenheiro e empresas responsáveis pela produção e montagem destas estruturas peculiares.

A susceptibilidade destas estruturas a elevados deslocamentos deve-se, essencialmente, ao comportamento mecânico dos materiais empregues na construção das mesmas, daí a necessidade de conhecer a composição e arranjo dos elementos resistentes, assim como a forma de transferência de carga. A capacidade para absorver forças e deslocamentos acentuados é uma característica para a qual as ligações têm de estar dimensionadas.

Nesta área específica de construção, este tipo de estruturas, em que os carregamentos exteriores são resistidos através de esforços de tracção, têm tido bastante aceitação pela comunidade em geral, pois são estruturas que, para além de preencherem todos os requisitos relacionados com estados limites, são esteticamente bastante apelativas.

Esta secção desenvolve-se tendo por base o livro “Tensile Surface Structures”, Seidel, M. (2009), de onde foram retiradas as imagens apresentadas.

2.2. MATERIAIS

Uma diversidade de estruturas em membrana é realizada actualmente, sendo composta, na grande maioria, por uma estrutura de cabos e por uma membrana. O que torna as estruturas em membrana tensa tão especiais, criando coberturas com vãos consideráveis sem apoios internos, é a simplicidade dos materiais utilizados, quer ao nível dos cabos, quer das membranas.

O melhor conhecimento do comportamento dos mesmos é imprescindível no caso específico das estruturas tensionadas, para continuar a evoluir e ganhar vantagem sobre as estruturas tradicionais, mantendo resistência, rigidez e estabilidade estrutural, com muito menos quantidade de material.

As estruturas de forma activa, como também são denominadas, são compostas por elementos resistentes aos carregamentos de variados materiais, tipos de construção e geometria. Distinguem-se

geralmente dois tipos de elementos: elementos de superfície e de bordo. Cada um destes elementos pode resistir apenas a carregamentos numa forma específica (curvatura) e têm de cumprir critérios específicos. Para além de serem estanques às condições climatéricas, devem ser resistentes a ataques químicos e biológicos, como também não devem ser inflamáveis, em caso de incêndio.

Os elementos resistentes de superfície funcionam de forma bidimensional. Os elementos resistentes ao carregamento linear, como os cordões, encaminham as forças ao longo dos bordos da membrana. As propriedades mecânicas dos materiais, relativas aos elementos resistentes de carga, têm de permitir a transferência de carga pelas múltiplas formas em superfície com elevadas forças de tracção. As membranas são formadas por materiais dotados de elevada resistência axial e baixa, ou quase nenhuma, rigidez de flexão.

Hoje em dia, dois grupos de materiais são utilizados, frequentemente, para os elementos de superfície: tecido revestido com manufatura sintética e fibras na sua composição, designados por têxteis técnicos; ou então polímeros de fluorocarbono, como películas extrudidas, designados por plásticos técnicos (“foils”).

Os cabos, as fitas têxteis e as cordas “keder” são exemplos de elementos resistentes lineares. Os nomes adoptados estão normalmente associados ao processo de fabrico dos mesmos, como fundição, modelagem e união.

O comportamento material dos elementos resistentes tem um papel fulcral no desempenho das estruturas de membrana tensa, sendo relevantes propriedades mecânicas no comportamento mecânico do material, tais como dimensões, propriedades materiais e composição. Daí a importância do conhecimento do processo de manufatura e das propriedades dos materiais a utilizar num determinado projecto, com determinada forma e funcionalidade.

2.2.1. COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL, FABRICAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.2.1.1. Elementos resistentes lineares

As superfícies de membrana são estabilizadas por bordos rígidos fechados, pois as tensões que se desenvolvem nas mesmas são transferidas para os elementos adjacentes onde podem ser encaminhadas até às fundações. Elementos flexíveis lineares são instalados ao longo da membrana não só como reforço da membrana, mas também para transferir as tensões mencionadas anteriormente. Estes elementos possuem somente rigidez axial, já que a sua dimensão longitudinal é muito superior à secção transversal, e são geralmente curvos, acompanhando de certa forma a superfície da membrana. A deformação no plano da membrana pode ser parcialmente absorvida pela deformação destes elementos flexíveis, instalados ao longo da mesma, desde que com a geometria e detalhe apropriados a cada situação. Estes elementos são compostos por cabos de aço formados por cordões helicoidais.

De forma a reforçar os bordos das superfícies, também se podem construir bordos rígidos, geralmente compostos por cordas plásticas “keder”, de forma a encaminhar as forças até aos elementos metálicos rígidos.

O elemento mais pequeno de um cabo é o arame de aço (Figura 2.1). Os diâmetros rondam os 0,5-7mm. O aço, para os cabos, é extremamente resistente, muito rico em carbono, quando comparado com o aço estrutural convencional.



Fig. 2.1 – Tipo de arame quanto à forma da secção

Os cordões, constituídos por arames de aço, podem ter várias designações, consoante a sua organização interna e tipo de arames, sendo o mais elementar constituído por 7 arames (6 arames em hélice envolta de um núcleo). As propriedades elásticas são 5- 6% inferiores às de 7 arames rectos em conjunto ($E \approx 195 \text{ GPa}$), embora a resistência seja semelhante. Remete-se para Botelho J. (2008) para caracterização pormenorizada das propriedades dos cabos.

Fig. 2.2 – Cordão de sete arames⁵

O sistema de constituição de cabos, através do agrupamento de arames metálicos, tem inúmeras vantagens, quando comparado com a secção transversal maciça. A principal vantagem reside no facto de redução da taxa de defeito por secção. Isto é, num perfil composto por centenas de arames, a falha de alguns deles não põe em causa a integridade da estrutura.

A constituição de uma corda está representada na Figura 2.3.

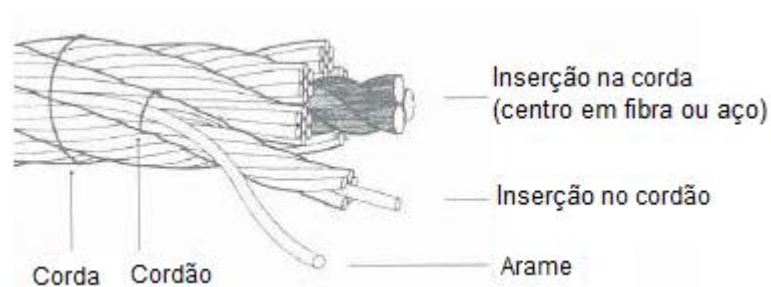


Fig. 2.3 – Constituição de uma corda

As cordas são formadas pela associação de cordões por exemplo dispostos helicoidalmente em volta do centro, e são constituídas por um ou mais cordões de aço. As categorias de cordas prendem-se com a sua forma: circular, não regular e compacta.

⁵ Fonte: <http://www.made-in-china.com/image/2f0j00SvYaohMthlcBM/PC-Strand.jpg>, 15/04/10

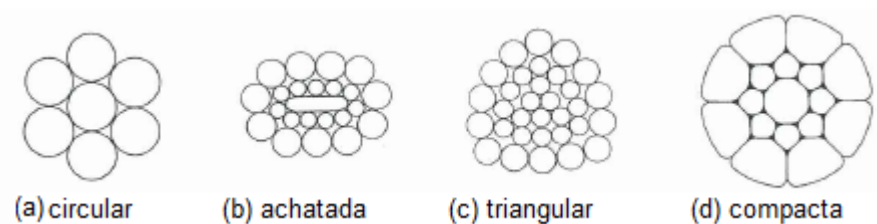


Fig. 2.4 - Tipos de cordões

A corda é um conjunto de arames ou cordões dispostos helicoidalmente em torno de um centro, e são caracterizados pela forma: circular ou achatada.

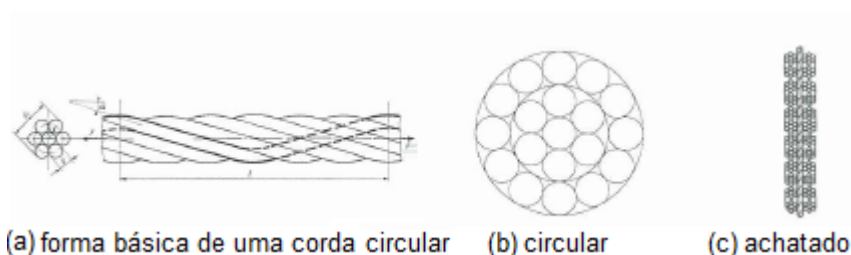


Fig. 2.5 – Tipos de cordas quanto à forma

Um cabo é formado por uma corda, ou por uma associação paralela de cordas ou cordões. Exemplificam-se, na Figura 2.6, algumas configurações da secção transversal de cabos utilizados em pontes suspensas.

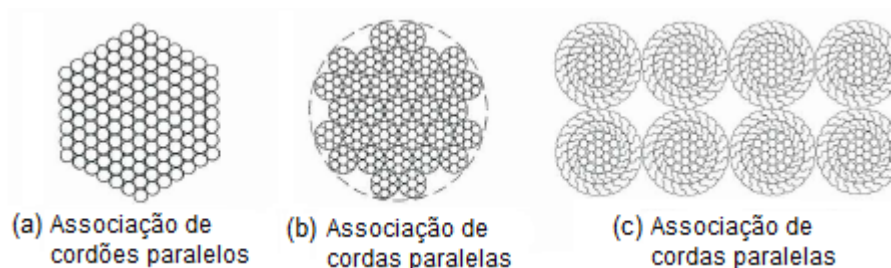


Fig. 2.6 – Tipos de cabos

A forma como são fabricadas as cordas é importante para melhor entender as propriedades das mesmas e o respectivo comportamento. As cordas são classificadas, de acordo com a direcção de rotação dada, quer aos cordões (z ou s), quer às próprias cordas (Z ou S), relativamente ao eixo longitudinal das mesmas, respectivamente. Basicamente distinguem-se dois tipos: regular e “Lang”.

O tipo regular é caracterizado por se dar a direcção de rotação contrária à dos cordões e cordas (sZ ou zS), enquanto nas cordas do tipo “Lang” a direcção é a mesma (zZ ou sS). Assim, existem quatro combinações, representadas na Figura 2.7.

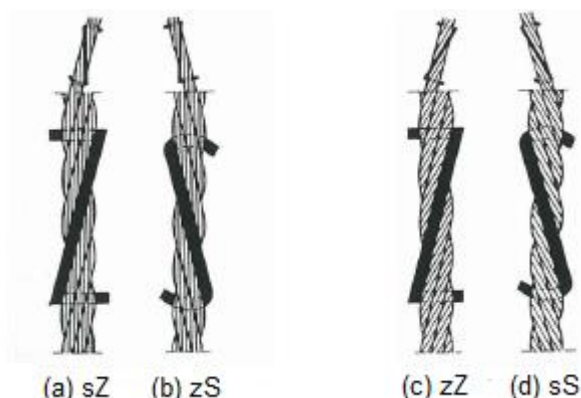


Fig. 2.7 – Tipos de cordas quanto à direcção de rotação das suas componentes (a e b: regular; c e d: "Lang")

O tipo "Lang" é mais flexível apesar do desgaste mais acentuado a que está sujeito, comparativamente com o do tipo regular. Assim este último fica menos sujeito a torções, e com mais dificuldade em se danificar devido a sujidade e deformações.

Também se pode caracterizar as cordas de acordo com o comprimento e ângulo de rotação (Seidel, 2009).

Na construção de estruturas leves empregam-se geralmente cordões em espiral ou cordas. De seguida, faz-se uma breve apresentação dos cordões mais utilizados, tendo em conta uma análise das diferentes soluções disponíveis para a secção transversal de cabos, a sua constituição e as situações para as quais oferecem mais vantagem. Remete-se para Martins N. (2009) para a análise das (des) vantagens e aplicações mais frequentes dos cordões que se analisam a seguir.

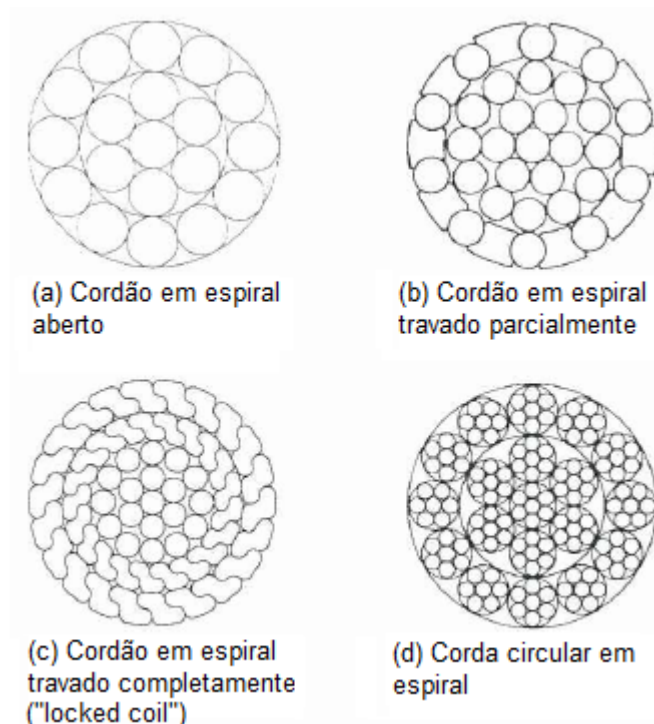


Fig. 2.8 - Tipos de cordões e cordas em espiral

O cordão em espiral aberto, (Figura 2.8 (a)), consiste num conjunto de arames, com diâmetro semelhante, colocados circularmente em espiral envolta de um centro, sendo colocados em direcções contrárias alternadamente. A densidade média que apresenta (proporção da área de aço com a secção global) depende do diâmetro dos arames. Com um número elevado de arames, a resistência geométrica de aderência do cordão é reduzida, e os cordões completamente travados são melhores. O cordão em espiral aberto é utilizado para forças baixas a médias e são normalmente utilizados em cordões de bordo nas estruturas de membrana, em cordões de suporte e ainda em elementos de asna.

O cordão em espiral meio travado, (Figura 2.8 (b)), possui uma camada de arames cintados e circulares travados. Este tipo de cordões surge no seguimento dos cordões em espiral completamente travados sendo utilizado em situações em que os mesmos não se movimentam longitudinalmente.

O cordão em espiral completamente travado, (Figura 2.8 (c)), consiste num centro de arames circulares e uma ou mais camadas de arames com outra forma. A forma em z dos arames do anel exterior resulta numa superfície densamente travada, útil como protecção à corrosão. Para além disso, como o contorno é extremamente apertado, além de proteger contra a entrada de água e de meios agressivos, permite que não haja escoamento do preenchimento do cordão. A forma como os arames exteriores são colocados e arrançados protege o cordão mecanicamente. Apesar do seu baixo peso próprio, este tipo de cordões suporta cargas relativamente elevadas.

Dado o seu elevado preço são normalmente usados em estruturas em que são elementos visíveis, como cabos estáticos em mastros.

A corda em espiral circular, Figura 2.8 (d), é composta por vários cordões, dispostos espiralmente, de forma regular ou do tipo “Lang”, numa ou mais camadas envolta do centro. Os cordões próximos uns dos outros podem ter direcções de torção diferentes. O cordão em questão é usado quando é necessária maior flexibilidade. A sua superfície irregular, associada ao baixo peso próprio, facilitam o seu manuseamento, embora esteja mais sujeito a corrosão e desgaste ao contrário do cordão em espiral.

Um cordão deslizante, para além dos próprios cordões de que é composto, possui fibras entre as diferentes camadas para que os cordões não deslizem uns sobre os outros. Já nos cordões estáticos as inserções são geralmente de aço.

A fabricação dos cordões requer grande controlo de produção e bastante cuidado com medidas de segurança em todos os estados de produção dos mesmos, desde a fase de enrolar arames para criar um cordão, até à fase de enrolar os cordões, formando uma corda. Desta forma compreende-se que a qualidade em cada estado de produção é essencial para que o produto final esteja munido de propriedades como alta resistência à deformação ou protecção à corrosão.

Assim, de uma forma geral, alguns cordões são necessários para formar o centro do cordão principal, em torno do qual outros cordões se dispõem espiralmente. Estes últimos colocam-se de forma paralela ou atravessados (standard).

Na corda de cordões atravessados (Figura 2.9 a)) todos os cordões têm a mesma direcção de enrolamento e o mesmo ângulo. As camadas de cordões apresentam diferentes comprimentos de enrolamento. O cruzamento dos cordões produz transferência de carga entre as camadas adjacentes.

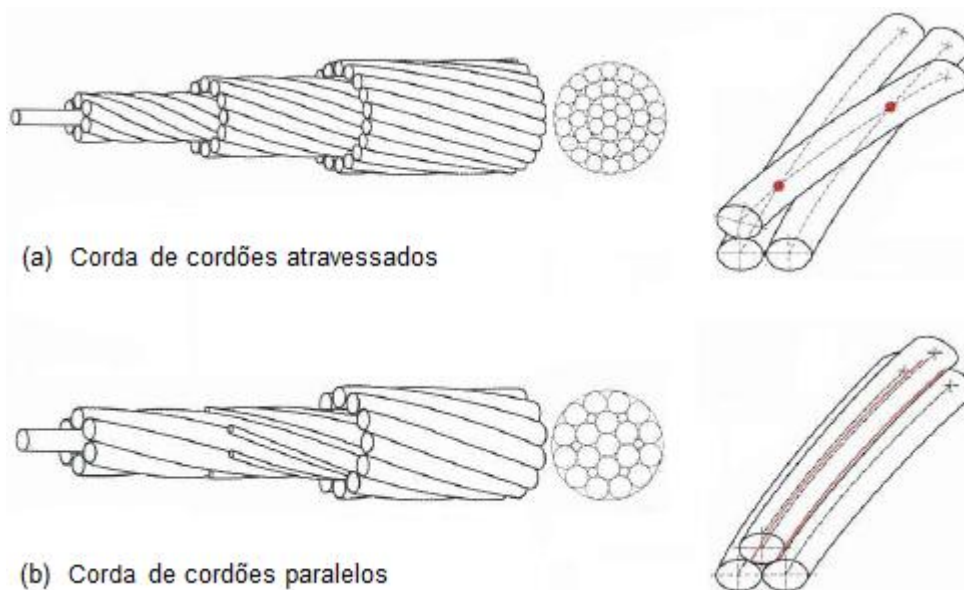


Fig. 2.9 – Tipos de disposição dos cordões numa corda

Na corda de cordões paralelos (Figura 2.9 b) todos os cordões têm a mesma direção e comprimento de enrolamento. No entanto, quer o diâmetro e o comprimento dos cordões, quer o ângulo de enrolamento, são diferentes. A transferência de carga é linear.

Para que as forças de rotura sejam elevadas nas cordas é necessário que a resistência do material do arame, o factor de “stranding” e a secção de metal das cordas sejam os mais elevados possíveis.

O comportamento das cordas à torção depende de duas componentes: torção de fabrico e carregamento de torção. Por um lado existem esforços residuais resultantes de uma deformação plástica. Por outro lado o carregamento das cordas provoca deformações axiais na direção dos eixos dos cordões, associadas ao ângulo de enrolamento, o que provoca um momento torsor relativamente ao eixo principal. Este último efeito pode ser compensado, ou quase anulado, alternando a direção das camadas de cordões.

A resistência ao corte dos cordões cresce com a área e a resistência dos arames. Algumas vezes são solicitados cordões com diâmetro externo reduzido e grandes secções de metal. Tal é permitido através da compactação dos mesmos depois do processo de “stranding”. O processo de compactação não é aqui desenvolvido. Para melhor compreensão deste processo sugere-se a consulta de Seidel (2009).

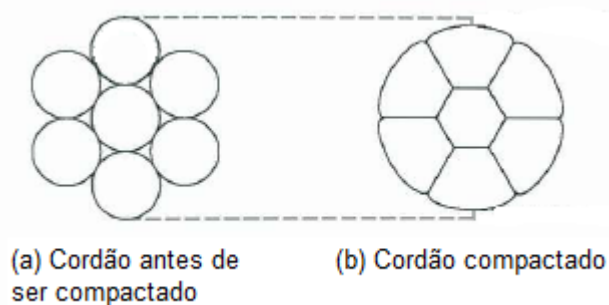


Fig. 2.10 – Compactação

Normalmente os cordões compactados são úteis em cabos deslizantes. Quando estes passam nas roldanas, as vantagens da baixa fricção sobre as mesmas são notórias. Para além disso, a resistência de rotura cresce e diminui a fricção entre camadas adjacentes.

O pré estiramento dos cordões permite antecipar as deformações que os cordões teriam quando sujeitos a carregamento. Para além disso, aumenta o módulo de elasticidade e determina o valor exacto do comprimento dos cordões. Cordões longos são esticados em secções. De forma a obter comportamento deformável uniforme e, por conseguinte, rigidez à deformação suficiente sob aumento de tensão, os cordões são repetidamente carregados neste processo de esticamento.

A força de tensão aplicada no processo de pré estiramento otimiza o arranjo dos arames do cordão. Este processo ajuda a reduzir esforços localizados compensando também o comprimento dos arames.

A protecção contra a corrosão começa nos arames utilizados no fabrico dos cordões, até à protecção interna e externa destes últimos. A protecção usual para arames é a galvanização com uma percentagem de zinco de 95 % e de alumínio de 5%. A protecção interior dos cordões é realizada com um preenchimento (pasta) entre os arames e os cordões. Esta protecção é essencial quando utilizados arames galvanizados, senão as camadas de zinco desapareceriam com o tempo, devido à fricção entre eles. A protecção interior consiste normalmente numa mistura de pó de zinco com um óleo sintético.



Fig. 2.11 – Colocação de material de preenchimento para protecção interior dos cordões

A protecção exterior consiste em pintar o cordão externamente. No entanto, esta protecção só se utiliza em caso de desgaste da protecção à corrosão efectuada interiormente, aquando da elevação dos mesmos.

A protecção à corrosão de ligações estruturais merece particular atenção, aplicando, para este efeito, detalhes de material plástico.

As forças que se desenvolvem ao longo dos elementos de cabo têm de ser transferidas para elementos de construção do tipo mastros, pilares, vigas ou fundações, através de elementos de ligação como ancoragens. As forças são transferidas através da fricção ou formas ajustáveis. O detalhe da ancoragem depende do tipo e diâmetro do cordão, do nível de força a ligar, do tipo de ligação, processo de elevação e requisitos para manutenção futura.

A ligação mais comum entre dois extremos de cordões é do tipo “splice”. A forma como é efectuada mostra-se na Figura 2.12.

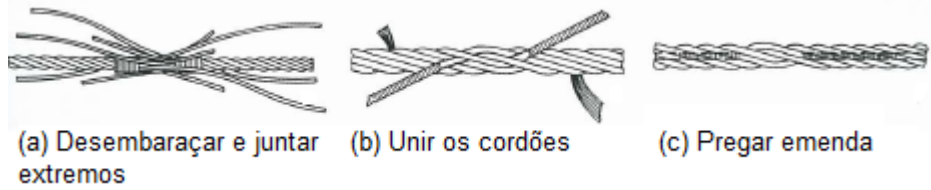


Fig. 2.12 – Realização de ligação do tipo “splice”

A ligação do tipo “splice” tem vantagens como por exemplo na emenda de uma secção danificada de um cabo deslizante sobre roldanas. A emenda não aumenta a sua espessura consideravelmente. No entanto este processo é bastante trabalhoso e requer maquinaria especializada.

No caso de extremos de cabos estáticos utilizam-se grampos aparafusados. A força a transferir depende da força de deslizamento entre o grampo e o cordão. Quando a porca está apertada ao grampo aperta os dois cordões um contra o outro, e os extremos ficam ligados por fricção e também pela ligação mecânica.

O número de grampos necessários é especificado em 3-8. Entre 2 a 5 são fixos espaçadamente de acordo com o diâmetro do cordão. Por exemplo para um cordão de 7 mm são necessários 3 grampos enquanto um de 28 mm são necessários 8 grampos. Os grampos não são apropriados para cordões com mais de 40 mm de diâmetro.

Antes de fazer a ligação do grampo, a superfície das porcas é engordurada para assegurar a fricção na realização da mesma. Depois de apertar com a mão, aplica-se momento torsor com maquinaria própria. Quando carregada a estrutura haverá que apertar novamente a porca pois o diâmetro do cordão reduz, logo a ligação pode ficar folgada.



Fig. 2.13 – Representação de grampo e ligação realizada com grampos

Quando estão envolvidas forças muito elevadas, as ligações utilizadas nos cordões são o encaixe zincado ou conectores como ligadores, varão enroscado ou encaixe em cunha.



Fig. 2.14 – Tipos de conectores de extremos de alta resistência

A transmissão de forças nas ligações entre cordões e elementos construtivos como mastros, é realizada através de ancoragens, de pequena dimensão. Várias categorias de ligações se podem obter tendo em conta a fricção e o material utilizado ou a fricção e formas ajustáveis.

Nas estruturas leves as ligações dos extremos mais comuns são os encaixes zincados ou as ligações do tipo “swage”. As ligações do tipo “splice” e cunha são raramente utilizadas.

Os cordões em espiral abertos de diâmetro acima de 36 mm e os cordões travados completamente são normalmente ancorados com encaixes cónicos zincados, de moldura metálica ou plástica (Figura 2.15).



Fig. 2.15 – Ligação do tipo encaixe zincado

Os tipos e dimensões de encaixes zincados variam, principalmente, de acordo com a força de tensão a transferir. Outros critérios passam pelas condições de montagem, requisitos para o retensionamento, protecção à corrosão e manutenção. Os encaixes são preenchidos com metal (zinco ou “Zamak”) ou com material plástico (poliéster ou resina epóxica). Cargas de rotura elevadas obtêm-se com a utilização nestes dispositivos de preenchimento metálico. O cordão normalmente rompe no comprimento livre quando ensaiado. Um preenchimento mais elástico permite a relaxação dos arames perto do ponto de rotura, assegurando que todos os arames resistem uniformemente à carga. Aliás, a fase do preenchimento na produção destes elementos tem de ser muito cuidadosa, independentemente do tipo de preenchimento a utilizar. Desta forma, obtêm-se valores superiores de carga de rotura.

As ligações do tipo “swage” são aplicadas para cordões do tipo espiral aberto e de cordões circulares. As forças são transmitidas através da fricção e de forma ajustável para as mangas de aço ou alumínio. Este tipo de ligação é produzido como uma conexão excêntrica, onde a volta do cordão termina num casquilho (ver abaixo na Figura 2.16, (b) e (c)). Ligações não excêntricas também são fabricadas como as do tipo “flemish” e as do tipo “encaixe ajustável”.

Na Europa, a ligação mais usada é do tipo manga de alumínio pela sua fácil e barata produção. Em ensaios à fadiga, manifesta cargas de rotura elevadas e tem um período de vida útil elevado.

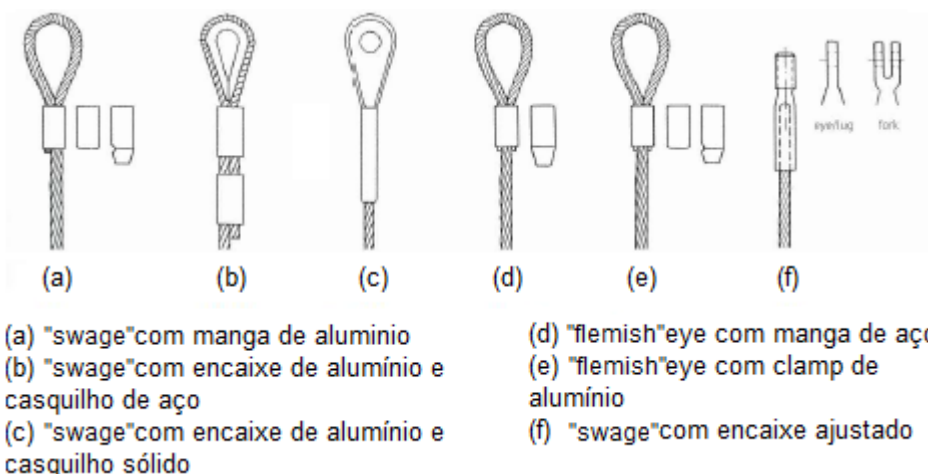


Fig. 2.16 – Ligações do tipo "swage"

Quando uma ligação esguia é requisitada para cordões do tipo espiral aberto e circulares de diâmetro inferior, encaixes ajustáveis podem passar a ser do tipo "swage", como mostra a Figura 2.17.

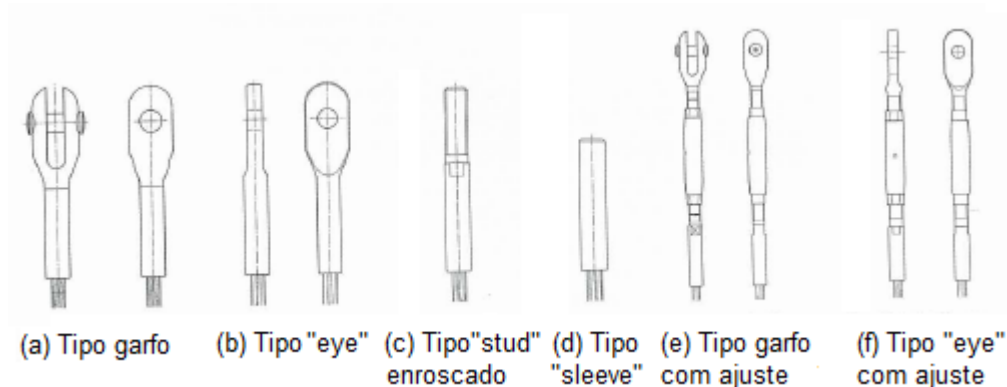


Fig. 2.17 – Várias formas de terminação dos encaixes

A parte do cordão dentro do encaixe pode ir até 4-6 vezes o diâmetro do cordão.

As ligações de extremos podem ser realizadas também com grampos (Figura 2.18) quando os cordões têm diâmetros superiores a 40mm. As estruturas temporárias normalmente exploram este tipo de ligação pela sua fácil produção. Têm a vantagem de distribuir a força presente no cordão à medida que a força avança em direcção ao extremo.

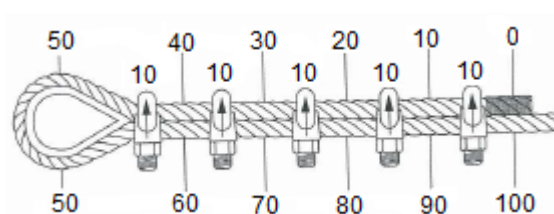


Fig. 2.18 – Distribuição de força, em percentagem, numa ligação de extremo com grampos

Nesta ligação, quando não é utilizado nenhum casquilho, a volta do cordão no extremo deve ter um comprimento de pelo menos 15 vezes o diâmetro do cordão, e o espaçamento livre dos grampos deve ser 1-3 vezes a largura dos grampos.

As forças transmitidas para elementos do tipo mastros, vigas ou colunas acabam por ser transferidas para o solo através de ligações de fundação com ancoragens que funcionam quer à tracção, quer à compressão, na grande maioria dos casos. Daí a utilização de elementos com tolerâncias.

A ligação pode ser feita directamente ou através de suportes. Cordões travados completamente são utilizados com extremo do tipo encaixe em garfo ligado a um suporte fixo. A tolerância pode ser inferior à do elemento fixo.



Fig. 2.19 – Ligação na fundação

Para cordões de diâmetro reduzido as forças podem ser aplicadas a ligações do tipo “swage” com roscas ajustáveis, ou do tipo “turnbuckles”. Para cabos maiores, a cabeça pode estar munida de barras enroscáveis para o ajustamento (Figura 2.20).

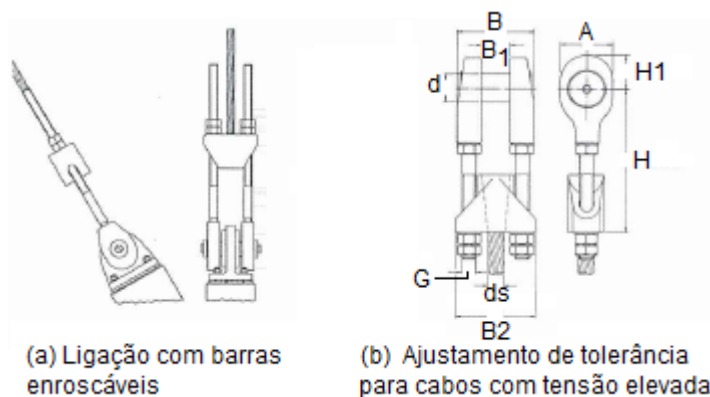


Fig. 2.20 – Pormenor da ligação na fundação



Fig. 2.21 – Construção de ancoragens elevadas para cabos estáticos

As estruturas de membrana possuem bordos flexíveis, sendo necessário reforçar com aplicações de fitas. Aliás, os cabos de bordo podem deslizar pelo bordo criando forças de atrito tangenciais nocivas ao bordo, sendo necessário o reforço em questão. A rigidez relativa entre a membrana e o bordo deve ser tida em consideração, assim como a diferença nas propriedades elásticas. Geralmente a fita fica mais sujeita a deformações do que a membrana, sendo sujeita a pré tensão, antes de ser aplicada.

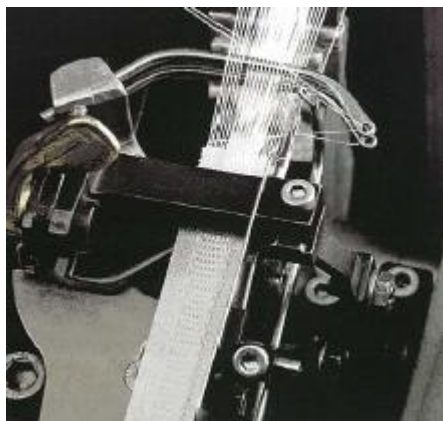


Fig. 2.22 – Máquina de produção de fitas



Fig. 2.23 - Fitas de poliéster e de poliamida

O material constituinte das fitas pode ser poliéster e poliamido. As fibras de poliéster além de terem resistência ao rasgamento superior também têm melhor comportamento à retração, sendo conseqüentemente mais utilizadas. Quando colocado exteriormente, deve ser protegido contra os raios UV.

Nos bordos podem-se colocar uma ou duas fitas.



Fig. 2.24 – Fixação de fitas de bordo a elemento construtivo

Na Figura 2.24 é possível observar que os elementos de fita também podem ser ancorados nos elementos construtivos. Para o efeito recorre-se a conectores do tipo buraco ou triângulos achatados, como mostra a Figura 2.25.

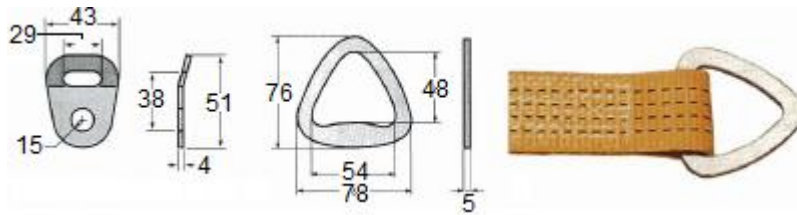


Fig. 2.25 – Ligações para fitas do tipo buraco ou triângulo achatado

De forma a criar bordos mais rígidos pode-se apetrechar a membrana com elementos metálicos onde se alojam os elementos “keder”, como mostra a Figura 2.26.

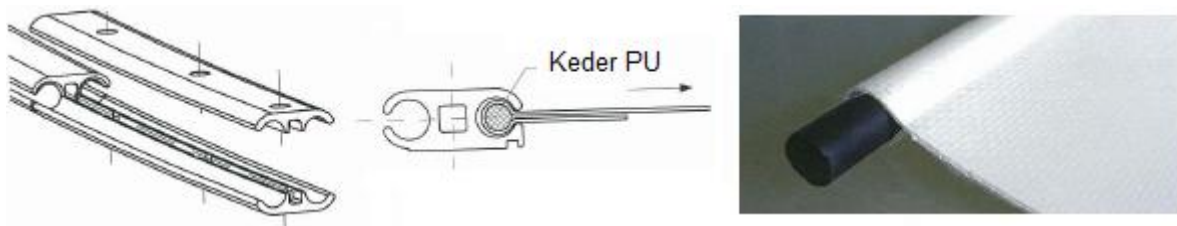


Fig. 2.26 – Pormenor de elemento rigidificador de membrana

O elemento do tipo “keder” tem a responsabilidade de transmitir os esforços de membrana para o elemento metálico representado à esquerda na Figura 2.26, bem como permitir que a membrana não deslize para fora do seu posicionamento. Desta forma o elemento “keder” é dimensionado para forças relevantes. O diâmetro ronda os 5-12 mm. O material mais comum na sua fabricação para as membranas é em monofilamentos de PVC, polipropileno ou poliuretano, geralmente em secções circulares. No entanto, dependendo do tipo de elevação, forças a transferir e da geometria do bordo, surgem os “keders” de alumínio e de aço em alternativa aos de plástico. As membranas mais leves têm a vantagem de poder associar os elementos “keder” depois da sua fabricação, por soldadura. Já nas mais pesadas isso não acontece, sendo envolvidos pelo bordo da membrana e soldados, ainda na fase de montagem da membrana. De seguida, aprofunda-se a matéria de fabricação de membranas.

2.2.1.2. Elementos resistentes de superfície

Os materiais de membrana, hoje em dia, têm duas vertentes: estrutural e capacidade resistente ao meio ambiente, sempre na procura de soluções sustentáveis. Membranas técnicas têm incumbida uma função e dimensão, sendo geralmente muito finas. Este grupo divide-se em têxteis técnicos (com revestimento ou não) e plásticos técnicos (películas extrudidas).

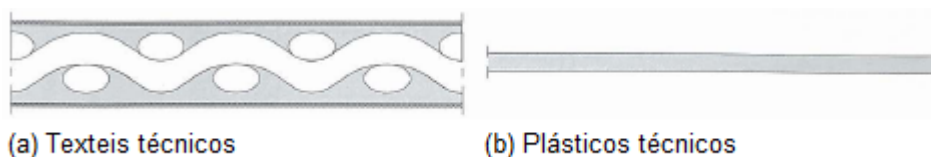


Fig. 2.27 – Tipos de membranas

A escolha de determinado material depende do tipo de estrutura (forma), da vida útil expectável, do comportamento estático e dinâmico e de questões relacionadas com a segurança e manutenção. Os vários elementos de membrana, ligados entre si apropriadamente, permitem a transferência de carga exclusivamente através de tracção. Para tal, necessitam de curvatura, serem bordados, e ancorados de uma forma adequada.

Os tecidos têxteis revestidos são, actualmente, mais utilizados no campo das estruturas leves. Como elemento estrutural, têm de ser resistentes, para criar um vão entre elementos de suporte, encaminhar forças devidas ao vento e à neve e serem seguros para caminhar sobre eles. Têm de ser pré-esforçados pois não resistem a momentos.

Por outro lado, o material tem de satisfazer os requisitos que afectam o ambiente interior como escassez do ar, protecção da água, resistência ao fogo, isolamento do calor, transmissão da luz, propriedades acústicas, manutenção e durabilidade.

Os tecidos revestidos são utilizados na grande maioria das estruturas de membrana. Distinguem-se dois tipos neste grupo: tecidos de poliéster revestidos a PVC e fibras de vidro (ou aramido) revestidas a PTFE. A silicone também é usada como revestimento para fibras de vidro. De seguida apresenta-se uma tabela comparando diferentes propriedades de fios de diferentes materiais.

Tabela 2.1 – Comparação de propriedades de alguns materiais

Propriedade	Vidro E-HTS	Aramido Kevlar 49	Aço arame tensionado a frio
Massa volúmica (g/cm ³)	2.55	1.44	7.86
Modulo de Young (GPa)	69	124	205
Resistência à tracção (Mpa)	2410	2760	1570
Alongamento máx (%)	3.5	2.5	4.0
Temperatura resistente (°C)	350	250	500

Para estruturas permanentes com período de vida útil elevado deve-se usar fibra de vidro ou aramido.

O “PTFE” é um material inerte quimicamente. Logo toda a sujidade é extraída com água sem danificar o revestimento. É também resistente à abrasão e altamente reflectivo, absorvendo pouca luz e calor. Apesar do seu elevado custo inicial, as fibras de vidro revestidas a PTFE têm duas desvantagens: é frágil, logo carece de cuidados no seu empacotamento, transporte e instalação; é pouco elástico, logo os moldes requerem uma precisão cirúrgica. Por outro lado são estáveis, resistentes às intempéries e às altas temperaturas, resistentes à tracção, ao corte e à perfuração e ainda podem ser dotados de qualquer grau de translucidez.

As fibras de vidro revestidas a silicone são mais flexíveis do que a PTFE, por isso a primeira desvantagem anterior não se verifica. Pelo facto de serem revestidas a silicone as membranas ficam mais translúcidas, permitindo ausência de luz artificial em certas alturas do dia. A silicone não possui propriedades de auto-limpeza, como tem, por exemplo, a PTFE, sendo aconselhada uma limpeza anual.

O tecido de Kevlar tem uma resistência à tracção mais elevada, maior rigidez e menos peso. Desta forma é possível criar vãos consideráveis, com membrana composta por este material, sem malha de cabos. A maior desvantagem deste material reside na susceptibilidade à radiação ultravioleta e não pode ser revestido com resinas translúcidas. As fibras têm de ser revestidas com um revestimento

escuro composto por carbono. Também não podem ser soldadas a quente com Teflon. As costuras têm de ser cozidas.

A manufactura dos tecidos tem interesse, na medida em que se compreende o porquê da não linearidade destes materiais. A fiação dos tecidos que formam as membranas é efectuada em duas direcções: o urdume e a trama. Durante a fiação os fios do urdume são mantidos rectos, e os fios da trama são passados alternadamente por cima e por baixo dos fios do urdume, apresentando consequentemente uma forma mais ondulada. Da interacção entre os dois, o urdume acaba por ondular ligeiramente (Figura 2.28) e, mais tarde, quando o tecido é solicitado, esta interacção intensifica-se daí resultando propriedades mecânicas anisotrópicas altamente não lineares da membrana. A trama acaba por ter menor rigidez e menor módulo de elasticidade.

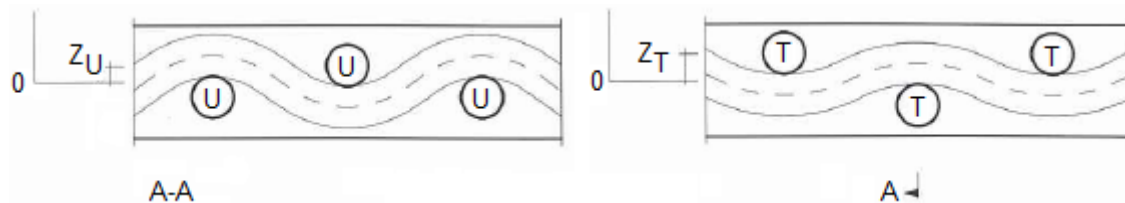


Fig. 2.28 – Cortes representando amplitudes de deslocamentos do urdume e da trama, depois da fiação

Os tecidos são manufacturados até uma largura de 5 metros. Normalmente rondam os 2-2.5 metros e o comprimento dos rolos pode ir até 2,200 m, dependendo da largura e do peso do tecido. De acordo com o tipo de fiação, espessura e largura do tecido, o processo mecânico leva 1-3 dias para completar 1,000m.



Fig. 2.29 – Máquina de fiação

O reticulado definido pelo urdume e pela trama fica sujeito a distorções angulares, embora haja menor predisposição para estes efeitos se as direcções de fiação estiverem alinhadas com as tensões principais. Claramente que isto não é possível para toda a extensão de membrana nem para todo o tipo de carregamentos. A adição de uma camada oblíqua de fiação torna o tecido mais isotrópico (melhorando também as propriedades elásticas), diminuindo o efeito das distorções. Por outro lado, estudos de Happold (1994), revelam que estes tecidos propiciam os rasgos, em comparação com tecidos ortotrópicos e mais flexíveis. Remete-se para Bulson (1973), Herzog (1977), Otto (1982) e Firt (1983) para discussões pormenorizadas quanto ao comportamento das membranas e aos métodos experimentais de levantamento de suas propriedades.

Um estudo realizado por Toda (1986) revela que a anisotropia do tecido influencia consideravelmente as deformações experimentadas pela membrana quando solicitada.

A resistência dos materiais contra as acções exteriores é conseguida através de um conjunto de medidas durante a produção. Assim existem múltiplas soluções para tecidos a aplicar em estruturas de membrana, fazendo combinações com o tecido, o revestimento e o acabamento.

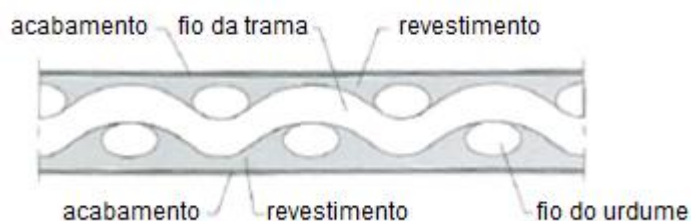


Fig. 2.30 – Composição da membrana em poliéster revestido

O tecido resiste ao corte, enquanto o revestimento tem a função de proteger o tecido. O acabamento permite o escoamento da água e do ar.

Como já foi referido o revestimento para o poliéster é o PVC. O aquecimento fluidifica o PVC tornando simples a sua utilização. A protecção contra os raios ultra violeta é essencial, senão a resistência da membrana reduz-se num prazo muito curto. A espessura do revestimento varia no intervalo 0.08-0.25 mm.

O acabamento exterior pode ser realizado através da aplicação de películas laminadas ou de pinturas. O acabamento da parte exterior tem particular importância pois protege de influências externas, como os raios ultravioleta, e a pigmentação branca reflecte a luz UV, bem como a capacidade de não sujar rapidamente. No entanto, tem como desvantagem a perda de plasticidade do revestimento. A espessura varia entre 0.03 e 0.08 mm.

A pintura pode ser aplicada dos dois lados, no entanto pode não aderir bem, sendo no exterior necessário no mínimo duas demãos.

O revestimento tem de ser realizado com especial cuidado. A membrana danifica com o tempo, devido à agressividade do meio exterior, e o efeito da água a passar permanentemente numa zona danificada intensifica o dano. Para além dos agentes exteriores como a temperatura, luz, etc, a membrana está sujeita a ataques de microrganismos e químicos, que devem ser tidos igualmente em conta.

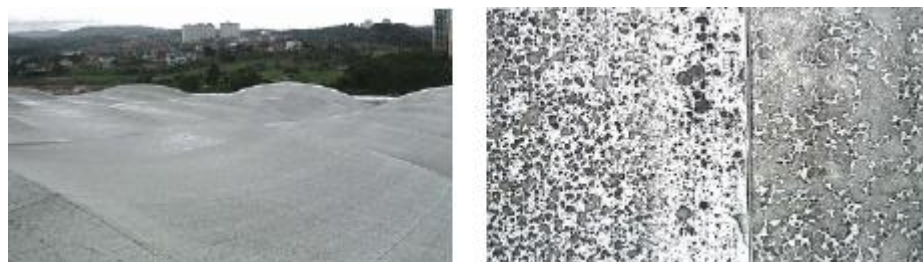


Fig. 2.31 – Separação do revestimento do poliéster por ataque fúngico

O revestimento a PTFE tem boa capacidade anti-adesiva, prevenindo depósitos na sua superfície. Tem menor rigidez, mas é um plástico muito forte. Pode estar sujeito a temperaturas desde -270°C até 300°C. As fibras de vidro do tecido utilizado são resistentes aos raios UV mas se o revestimento estiver danificado, constitui um problema devido à perda de rigidez implícita. Devido ao processo de revestimento das fibras de vidro com PTFE, cria-se uma cor clara acastanhada devido ao

amarelecimento de algumas partes do revestimento, resultante da baixa capacidade de fluidez depois de fundir o PTFE. No entanto, quando aplicada in-situ, e exposta às radiações UV, torna-se branca, passados uns meses.

Uma desvantagem do PTFE reside no facto de ser susceptível às dobras, o que implica requisitos especiais na pormenorização do bordo. Desta forma, a preparação para a elevação (empacotamento e transporte) requer medidas especiais para não ocorrerem fissuras no mesmo, que levam mais tarde ao rasgamento. Compreende-se assim que esta não é a melhor solução para estruturas temporárias e convertíveis. Para além disso esta membrana é praticamente rígida à deformação, são difíceis de manejar e só podem ser elevadas sem danificar com temperaturas acima de 5°C.

O revestimento das fibras de vidro com silicone é raramente utilizado, apesar da grande flexibilidade que apresentam. Preenchem os requisitos de resistência e tem um bom comportamento ao rasgamento. Também são resistentes a ataques químicos e podem ser usados com temperaturas entre -60°C e 180°C. São resistentes aos raios UV, não se tornam frágeis e podem ser coloridos. No entanto, atraem a sujidade.



Fig. 2.32 – Fibra de vidro revestida a silicone e produção

Os plásticos técnicos (“foils”) começam a ganhar importância económica no seio das estruturas de membrana, face aos têxteis técnicos. As soluções ecológicas que daí advêm permitem também soluções transparentes, sendo os “foils” fluoroplásticos os mais usados nas estruturas em questão. Os “foils” fluoroplásticos podem ser planos ou porosos. A espessura que este material fino apresenta varia entre 50 e 250 µm e 50 e 150 µm respectivamente para películas planas e porosas. Estas películas estão disponíveis em rolos com larguras compreendidas entre 1.5 e 2.2 m para as planas e máximo de 1.7 m para as películas porosas. A flexibilidade depende da espessura apresentada e são resistentes aos raios UV.

As “foils” utilizadas nas estruturas de membrana são resistentes ao calor e distinguem-se da EFTE (copolímero-tetrafluoroetileno-etileno), com um ponto de fusão entre 265-275°C, ou THV (terpolímero-vinilidifluorido-propileno-hexafluor-tetrafluoretileno), desenvolvida por Hoechst (1983), com um ponto de fusão entre 160-185°C. A nova geração de “foils” reside na EFEP (desenvolvida por Daikin), tratando-se de uma EFTE fortemente modificada, com um ponto de fusão entre 180-220°C. “foils” de EFEP extrudido são tão claros como o vidro.

Para a realização destes materiais recomenda-se bibliografia especializada, visto tratar-se de algo complexo.



Fig. 2.33 – Película de “foil” achatada

Os tecidos revestidos são utilizados, na grande maioria das estruturas leves, fazendo-se de seguida uma abordagem do respectivo comportamento material.

Na Figura 2.34 ilustram-se de um modo geral as influências a que um elemento de superfície têxtil está submetido, segundo Dürr (2000).

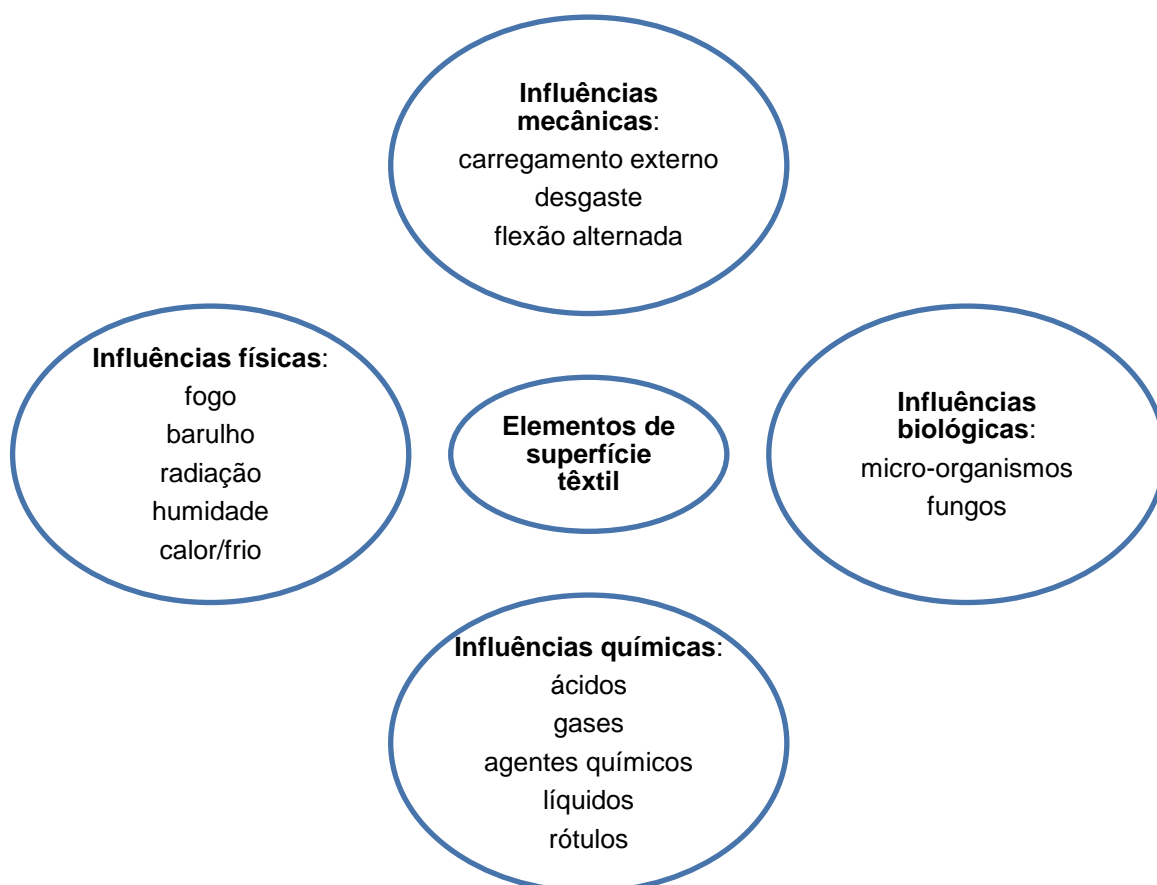


Fig. 2.34 – Categorias de efeitos a curto e longo prazo nos tecidos revestidos a PVC (Dürr, 2000)

De forma a caracterizar melhor a deformação dos tecidos revestidos sujeitos a carregamento, os factores mais importantes são os relativos ao comportamento mecânico dos materiais sobre os efeitos de carga, tempo e temperatura. Como os tecidos revestidos são compostos por compósitos plásticos, o

seu comportamento mecânico não pode ser comparado com o comportamento mecânico dos materiais tradicionais. O tecido e o revestimento têm diferentes rigidezes como elementos individuais, e estão sujeitos a esforços diferentes causando deformações diferentes.

Para as estruturas leves, como as forças se transferem axialmente, é possível utilizar os materiais eficientemente, construindo estruturas que reflectam a força que transferem. Do ponto de vista estrutural, os elementos têm de ser capazes de receber as cargas exteriores e através da deformação participar na dissipação das tensões de pico.

O comportamento elástico, resistência e rigidez, a tendência ao rasgamento, a resistência ao dobramento, e a relaxação constituem as propriedades mais importantes para uma descrição física e geométrica dos elementos flexíveis do tipo membrana.

Relativamente ao comportamento elástico dos tecidos sintéticos pode-se, basicamente, afirmar que a lei de Hooke não deve ser empregue pela forte não linearidade que estes apresentam. Isto é, não existe qualquer relação linear entre a carga aplicada e as deformações experimentadas ao longo do tempo (exemplificação num ensaio uniaxial na Figura 2.35 à esquerda). Desta forma o comportamento do tecido pode ser traduzido através de equações matemáticas não lineares.

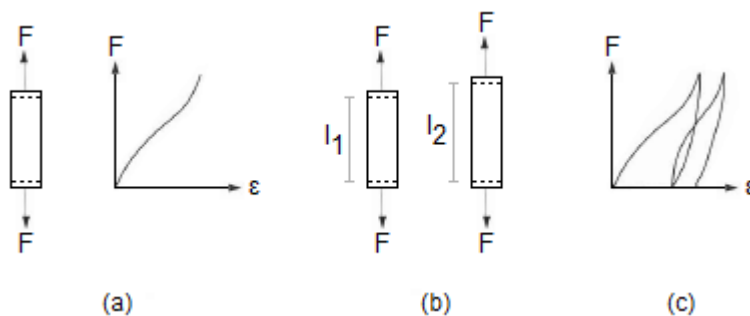


Fig. 2.35 – a) Não linearidade geométrica; b) deformações devido a carregamentos sucessivos; c) curvas de carga e descarga

É possível concluir, da análise da Figura 2.35, que a resistência do material à deformação cresce com a carga aplicada. Ainda é possível verificar que a curva de carregamento é diferente da curva de descarga. E ainda que as sucessivas curvas de carregamento, bem como as de descarga, diferem umas das outras. Depois de sucessivos carregamentos existe uma deformação permanente que depende do histórico de carga. Desta forma, o comportamento do tecido depende da amplitude, rapidez, duração e número de ciclos de carga. Com o aumento da duração do carregamento ou amplitude do carregamento cresce a resistência à deformação.

Ainda a notar que, quando aplicada uma tensão, é possível observar uma estreita relação entre o tempo de carregamento e a deformação resultante. Assim, uma deformação instantânea resultante da aplicação de uma carga, isto é, sem deformação permanente, é chamada comportamento inelástico. Quando uma deformação elástica ou inelástica é seguida de uma deformação plástica (irreversível), é chamada deformação visco-elástica.

Os tecidos são fortemente marcados pelas suas propriedades anisotrópicas, devido aos resultados diferenciados, quando se ensaiam em diferentes direcções em determinado tecido (Figura 2.36). Desta forma o comportamento do material pode ser anisotrópico ortogonal ou ortotrópico.

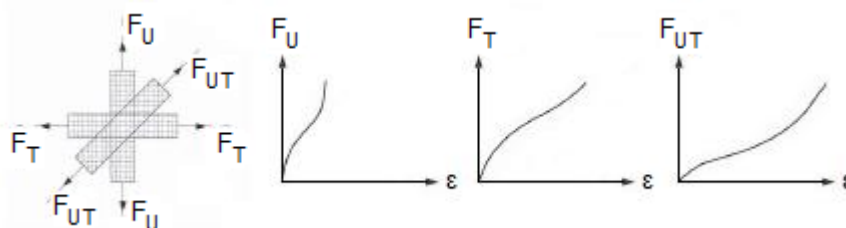


Fig. 2.36 – Comportamento do tecido dependendo da orientação das faixas de fição

É perceptível, na Figura 2.36, que a relação tensão extensão da respectiva orientação das faixas influencia a distribuição de rigidez de uma área de tecido em equilíbrio.

Estudos de Blum (1990) revelam que a geometria dos fios do urdume e da trama influencia fortemente os resultados de um ensaio à tracção nas duas direcções. Já se mencionou que os fios do urdume estão mais rectos que os fios da trama, devido à forma como são manufacturados os tecidos. Da forma mais ondulada dos fios da trama surge a justificação de esta direcção ter menor rigidez, comparativamente com a direcção ortogonal. Os fios da direcção do urdume deformam-se menos que os da direcção da trama, quando submetidos a carregamento.

A interacção entre as direcções do tecido deve ser considerada para compreender e analisar resultados de esforços, deformações e deslocamentos de determinada estrutura quando carregada. Por exemplo, quando a direcção da trama está sob tensão, existe um alongamento na direcção da trama pois as fibras nesta direcção, como estão com determinada curvatura, tendem a reduzi-la, aumentando o raio de curvatura. Por sua vez, como os fios da trama tendem a rectificar provocam nos fios do urdume forças de contacto que levam estes últimos a encurvar, o que provoca um encurtamento na direcção do urdume. Assim, apresenta-se na Figura 2.37 um esboço da interacção entre as direcções.

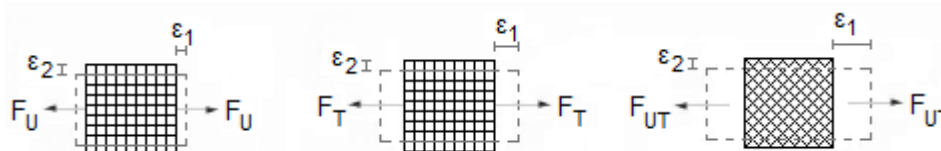


Fig. 2.37 – Esboço das extensões transversais

No entanto, se, por exemplo, a direcção do urdume estiver sob tensão, os fios desta direcção exercem resistência sobre os fios da trama quando estes são deformados. Por isso, a alteração da curvatura dos fios não depende somente da amplitude de carga, mas também da relação de carga entre o urdume e a trama.

A relação de esforços locais entre as direcções do urdume e da trama determina a tensão e a flexibilidade de contracção transversal. Para o dimensionamento estrutural este facto tem muita importância para conhecer de que forma determinada acção, numa direcção, influencia as forças e as deformações na direcção ortogonal.

A sobreposição de todas estas interacções associadas à (ir) reversibilidade das componentes de deformação cria um comportamento muito complexo do tecido, que tem de ser investigado através de modelos matemáticos e requer valores de dimensionamento muito precisos para os estados limites de serviço.

A avaliação do comportamento mecânico das membranas de tecido está intrinsicamente ligada à geometria dos fios do urdume e da trama, e do próprio comportamento dos fios.

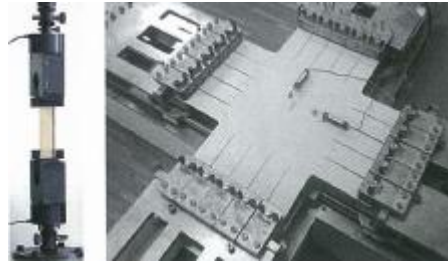


Fig. 2.38 – Esquerda: ensaio uniaxial; direita: ensaio biaxial

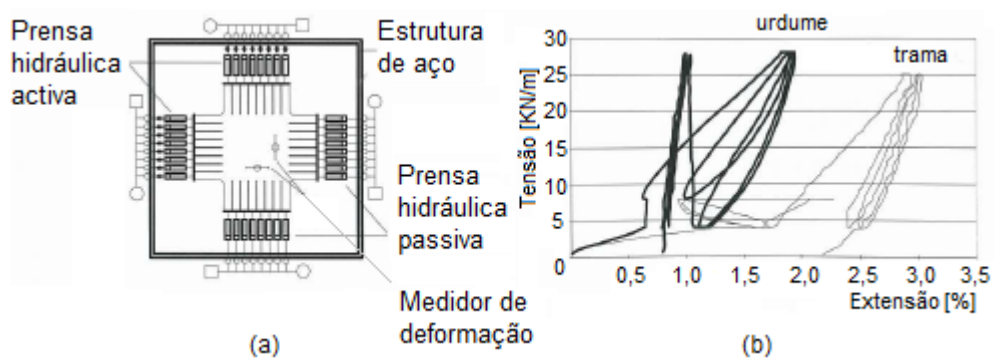


Fig. 2.39 – a) Esboço de um ensaio biaxial; b) diagrama tensão-extensão de um tecido em fibra de vidro revestida a PTFE

Um determinado material deve ser ensaiado de acordo com as cargas que possivelmente experimentará a longo prazo desde a fase de elevação e pré-esforço até acções de vento e de neve. Os resultados dão a informação exacta do comportamento material, quer para a direcção do urdume quer para a direcção da trama, durante determinado tempo, temperatura e rapidez de carga.

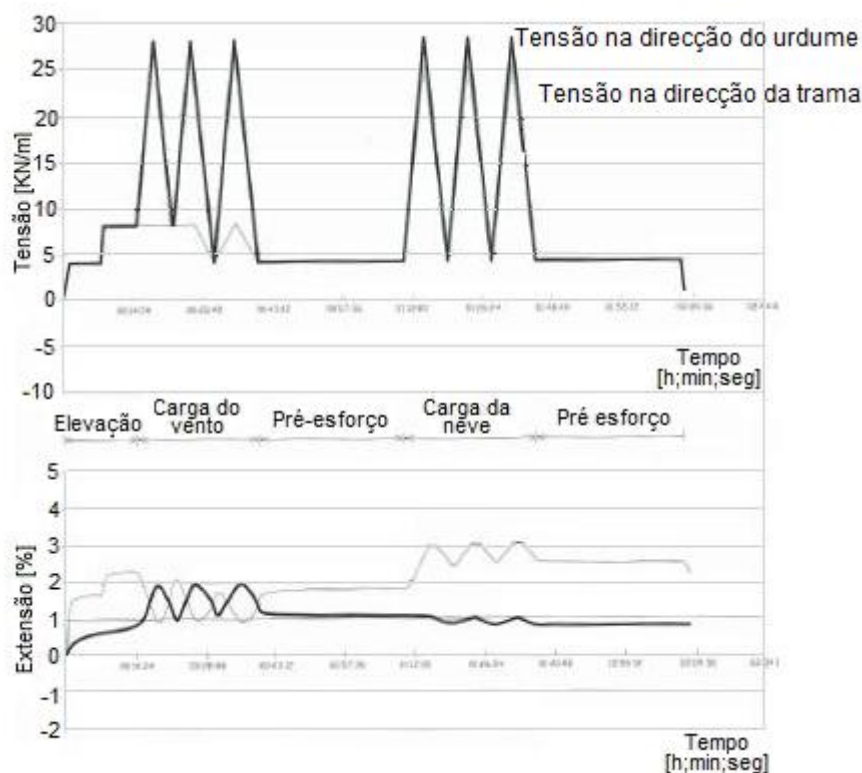


Fig. 2.40 – Diagrama de carga de um tecido em fibra de vidro revestido a PTFE (adaptado de [1])

O ensaio da Figura 2.40 resume-se nos seguintes pontos:

Material: Fibra de Vidro/PTFE 1028/EC3, espessura 0.9mm, peso 1,500g/m².

1. Carregamento nas direções do urdume e da trama com a tensão desejada de 4kN, com rácio de 1:1 (simulação de elevação)
2. Manter a carga (transferência de carga durante elevação)
3. Aumento de carga para 8 kN
4. Manter a carga
5. Aumentar a carga do urdume até 28 kN em intervalos (simulação do efeito do vento)
6. Manter a carga na tensão desejada
7. Simulação da neve em intervalos com 28 kN no urdume e 25 kN na trama
8. Reduzir e manter a carga na tensão desejada até ao fim do ensaio

As membranas não podem ser manufacturadas com qualquer largura. Como tal, é necessário dividir em partes e ligar as partes através de juntas. A resistência da membrana é tão alta quanto a rigidez destas ligações, que funcionam como elementos de transferência de carga lineares. Este facto deve-se, por um lado, ao material e à construção da junta e, por outro, porque representa uma descontinuidade geométrica da membrana à transferência de forças pela superfície de membrana curva.

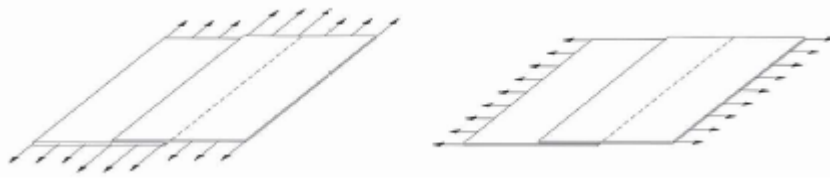


Fig. 2.41 - Carregamento axial e transversal à junta



Fig. 2.42 – Inclinação de sobreposição soldada e junta duplamente costurada sobre carregamento transversal

Se a costura for perpendicular ao trajecto das forças, existe redução de rigidez. Se for na mesma direcção, existe incremento de rigidez. Geralmente a zona das juntas é crítica, daí a rotura dos tecidos normalmente começar nessas zonas.

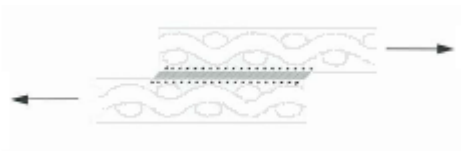


Fig. 2.43 – Interação de forças entre o tecido e o revestimento de uma junta soldada devido a carregamento transversal

Quanto maior a adesão do revestimento ao tecido, maior a resistência da junta que, como se verifica na Figura 2.43, depende intrinsecamente deste factor. A distribuição dos esforços de corte depende da largura da junta bem como do comportamento elástico do tecido e do revestimento. O tipo e rapidez de soldadura são factores também preponderantes na qualidade da ligação. Existem ensaios (uni/biaxiais) que podem ser realizados para testar a resistência de determinada ligação.

A disposição das várias peças que constituem a membrana deve ser colocada paralelamente. Caso contrário haverá zonas de confluência de urdume e trama, o que pode constituir um problema devido às diferenças das suas características mecânicas (caso sejam diferenciadas). Na fase de definição dos padrões de corte este facto é relevante.

Caso os fios do tecido estejam danificados algures na membrana devido a influências externas sob carregamento o rasgo pode desenvolver-se (denomina-se por propagação de rasgo). O modo mais comum de rotura de membranas é precisamente este. Este modo de rotura pode ser igualmente investigado através de ensaios de propagação de rasgos biaxiais (também existem ensaios uni axiais, embora não traduzam correctamente a realidade).



Fig. 2.44 – Ensaio biaxial e uniaxial de propagação de rasgos

As forças podem não estar aplicadas na direção principal, ocorrendo distorções. Neste caso, os fios do urdume e da trama desempenham um papel importante na resistência ao corte, contrariando o efeito da distorção por corte, embora que muito reduzido. Aliás não é somente o tecido que resiste ligeiramente ao corte mas também o revestimento.

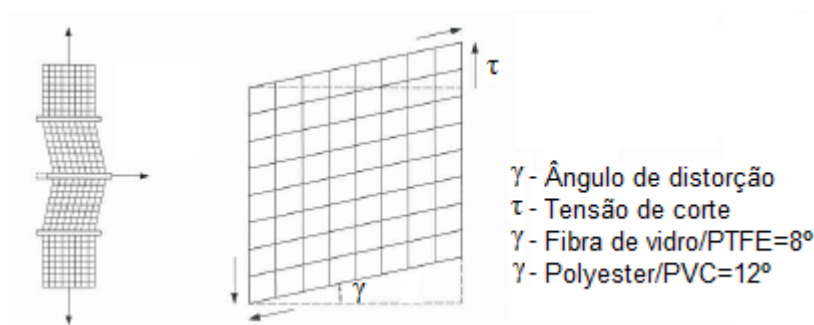


Fig. 2.45 – Distorção do tecido (sujeito a forças de corte)

A resistência ao corte tem de ser considerada revestindo-se de grande importância na definição dos padrões de corte, limitando o ângulo para o qual a resistência ao deslocamento aumenta, através da limitação da largura das peças.

A fibra de vidro revestida a PTFE tem uma resistência ao corte superior ao poliéster revestido a PVC.

A resistência ao dobramento é uma característica importante na medida em que durante a construção os materiais ficam sujeitos a variados efeitos, como dobramento, elevação e ligação entre as várias peças para a forma inicial. Durante estes processos é de evitar a danificação do revestimento. Os elementos de superfície têm de ser ligados aos elementos lineares (de bordo) através de maquinaria amovível de forma a evitar distorções na membrana logo nesta fase inicial. As fibras de vidro revestidas a PTFE são susceptíveis a danificações por dobramento devido à sua flexibilidade reduzida.

O carregamento no tempo e a temperatura são factores de redução da resistência dos materiais, havendo tendência para a redução da resistência do material com o tempo. O incremento de extensões no tempo, com a tensão constante, é denominado por fluência. Por outro lado, a perda de tensão no tempo, com extensão constante, denomina-se por relaxação (Figura 2.46).

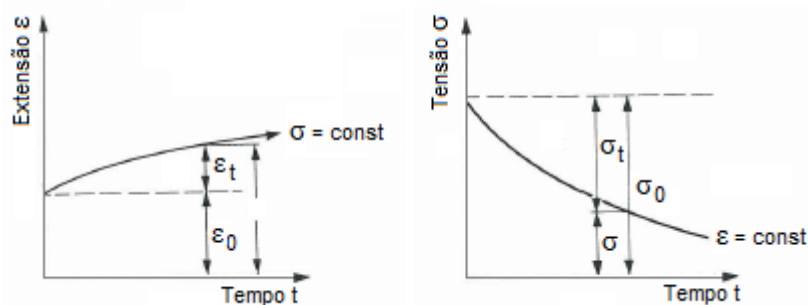


Fig. 2.46 – Gráficos representativos da fluência (esquerda) e da relaxação (direita)

O comportamento térmico dos plásticos é importante na deformação no tempo. Os plásticos ficam mais frágeis a temperaturas inferiores. Já a temperaturas mais elevadas sofrem uma expansão do seu volume. Este facto resulta numa queda constante no módulo de elasticidade e um incremento de rigidez. Desta forma, quando a estrutura é elevada o factor temperatura é preponderante na amplitude dos esforços (temperaturas superiores implicam esforços reduzidos).

Estudos da Universidade de GH-Essen revelam que a força necessária para tensionar tecido em fibra de vidro revestida a PTFE é aproximadamente o dobro a baixas temperaturas, de forma a conseguir as deformações previstas. Caso a elevação seja efectuada com tensão insuficiente, uma rajada de vento poderia agitar de tal forma a membrana, provocando a destruição da construção. Desta forma a monitorização e controlo da tensão são pontos fulcrais na fase de tensionamento.

2.2.2. DADOS PARA FABRICO

De forma a utilizar os tecidos revestidos e os “foils” como elementos resistentes ao carregamento, têm de se dividir em tiras/peças, cortadas e ligadas de acordo com os requisitos geométricos de dimensionamento.

Este processo denomina-se por desenvolvimento, onde se criam padrões de corte bidimensionais da estrutura tridimensional. O desenvolvimento de peças individuais, em duas dimensões, fixa a forma das mesmas a cortar, posteriormente, a partir de um rolo, bem como os eixos anisotrópicos, para a distribuição de rigidez na membrana.

A forma tem de ser criada sem dobras no material, ou muito poucas. E geralmente tem de ser compensada na direcção do urdume e da trama antes de ancorar aos pontos fixos, pois ao ancorar a membrana deforma-se para preencher os requisitos de pré-esforço pré-dimensionados. Como resultado da anisotropia referida anteriormente facilmente se percebe que existem diferentes compensações dependendo da direcção.



Fig. 2.47 – Tira de membrana compensada nas direcções do urdume e da trama, ante de ancorada no pontos fixos

De forma a finalizar com a devida geometria, a membrana deve ser cortada em tiras ao longo de linhas de junta (normalmente linhas geodésicas).

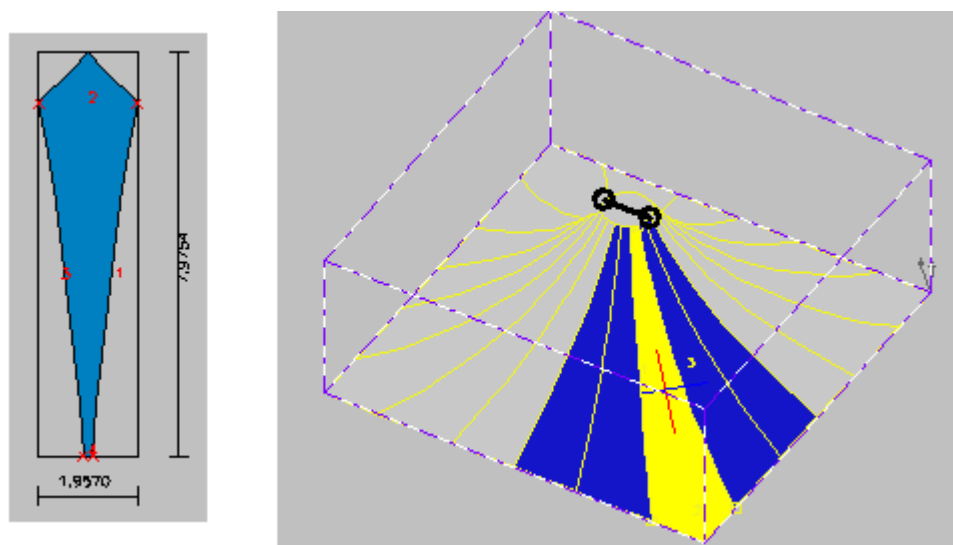


Fig. 2.48 – Corte da tira e intenção geométrica com evidência das linhas geodésicas (exemplo de FORTEN 2000)

A existência de deformações por corte, que deslocam paralelamente bordos opostos, permite à superfície ser projectada com os comprimentos correctos, pois esta deformação provoca esforços muito reduzidos no material. Este tipo de deformação apenas ocorre em materiais com muito baixa resistência ao corte.

A amplitude do ângulo de rotação é dependente do tipo de tecido e revestimento. A partir de ensaios é possível determinar a relação entre a força e a deformação por corte. Diferentes materiais permitem diferentes ângulos de deformação.

A deformabilidade de determinado material tem estreita relação com a possível curvatura evidenciada quando colocado na estrutura. Por outro lado, a excelente deformabilidade de materiais flexíveis ajuda a absorver tensões de pico, o que geralmente reduz as deformações gerais da estrutura.

2.2.2.1. Compensação

O processo de compensação consiste na correção geométrica da superfície desenvolvida para garantir que a tela é capaz de atingir os níveis de pré-esforço pré-definidos para a sua geometria após fluência do material. O processo de compensação leva em conta a deformação elástica da tela e dos cabos e a fluência do material.

Para a determinação dos valores de compensação que são diferentes para as direções principais, são utilizadas informações de ensaios de fluência e de relaxação dos materiais em questão.

Em zonas próximas dos apoios, com elevada rigidez, acontece, geralmente, o processo de descompensação, devido à distribuição de esforços, que gera extensões negativas, levando à adição de material.

As superfícies com curvatura Gaussiana positiva têm tiras com bordos cortados convexos, e com curvatura Gaussiana negativa bordos cortados côncavos. Na Figura 2.49 é possível verificar a compensação diferenciada dependendo da curvatura das superfícies em questão.

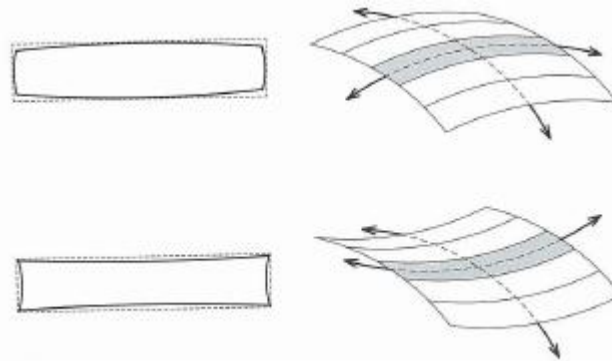


Fig. 2.49 – Curva das tiras dependendo da forma da membrana tridimensionalmente (sinclástica em cima e anticlástica em baixo)

Nas superfícies com raio de curvatura reduzido esperam-se grandes distorções, sendo desta forma necessário compensar mais do que as superfícies com curvatura de raio elevado.

2.2.2.2. Critérios para obtenção dos padrões de corte

Em primeiro lugar determina-se o arranjo e as dimensões das peças sobre a superfície, dependendo esta divisão da forma da estrutura.

O processo dos padrões de corte inicia-se com a identificação das linhas de corte, sendo dada preferência à utilização de linhas geodésicas, isto é, linhas de curvatura geodésica nula. Basicamente as linhas de curvas geodésicas representam os caminhos de menor distância entre dois pontos numa dada superfície. O estudo das linhas geodésicas exige alguma sofisticação matemática remetendo para estudos de Lovelock (1989) e Weinstock (1974).

Os modelos existentes para obtenção dos padrões de corte com compensações estimadas empiricamente são apenas utilizados numa fase de dimensionamento preliminar, pois numa fase posterior estes são determinados analiticamente.

Um critério muito importante no arranjo das tiras, além da impressão visual, é o melhor aproveitamento da resistência do material disponível. Por outro lado, o cálculo dos padrões de corte também tem um grande impacto na economia de uma estrutura de membrana.

No diagrama 2.50 é possível evidenciar os critérios para os padrões de corte.



Fig. 2.50 – Critérios para definição dos padrões de corte

O critério topológico tem em conta o comportamento anisotrópico do material, sendo a distribuição de rigidez pela membrana determinada pelo arranjo das tiras. Arranjo esse determinado pelos esforços que aparecem quer na membrana quer nos bordos. De uma forma geral as peças são colocadas de acordo com a direcção principal, para otimizar a direcção anisotrópica principal. Outra vantagem reside no facto de o esforço principal não passar pelas juntas (frágeis).

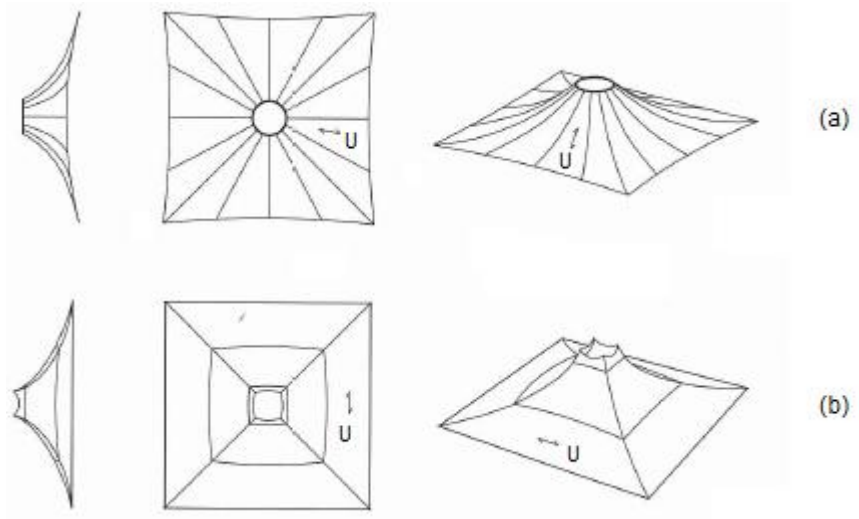


Fig. 2.51 – Exemplo de arranjos possíveis: a) radial; b) paralelo

O arranjo das peças pode ser radial, paralelo ou misto. Normalmente o arranjo do tipo paralelo permite uma eficaz distribuição de esforços. A disposição radial gasta mais material do que a paralela e ainda é mais trabalhosa do ponto de vista da compensação.

O material também desempenha um papel importante na medida em que um aumento de rigidez implica menores deformações. A escolha do arranjo das peças deriva da melhor combinação possível para que haja menos distorções.

A determinação da direcção anisotrópica principal nas estruturas suportadas por um ponto elevado reveste-se de condições especiais. A redução constante de área na zona do ponto alto causa concentração de esforços e forças radiais importantes neste local. Resultam então em requisitos de resistência elevados com menos material perto do ponto elevado.

Nas estruturas de “ponto alto” podem-se colocar as tiras, quer paralela, quer radialmente ao ponto alto, no entanto, se a direcção do urdume estiver segundo a direcção principal dos esforços (Figura 2.51 em (a)), a deformada é inferior. Embora, nesta situação, a direcção da trama precise de maior esforço, nas operações de pré-esforço, para ligar as diferentes peças, de forma a homogeneizar a distribuição de esforços.

A amplitude da curvatura das superfícies está intrinsecamente ligada à forma como as peças são cortadas e a divisão das tiras para a distribuição de rigidez. Superfícies com curvatura pequena têm um efeito positivo no comportamento resistente ao carregamento, embora torne a fase dos padrões de corte mais difícil. Quando a superfície é curva e o material rígido, cálculos dos padrões têm de ser precisos para uma distribuição homogénea da tensão.

As zonas de esquina estão sujeitas a distorções entre o urdume e a trama devido à capacidade do material insuficiente. Este efeito aumenta com a largura das peças (Figura 2.52). Desta maneira são pontos que merecem medidas de reforço.

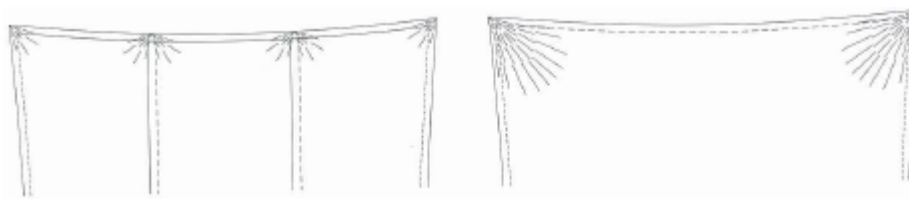


Fig. 2.52 – Singularidades de carga dependendo da largura das peças.

Da análise da Figura 2.52 compreende-se que com a divisão em várias peças reduz-se significativamente o aparecimento de esforços em excesso, nas zonas de esquina.

Geralmente, as superfícies de membrana maiores requerem menos trabalho na fase dos padrões de corte, na medida em que se dividem em múltiplas peças. Desta forma as distorções para cada peça individualmente são relativamente pequenas.

A par da curvatura, a geometria dos bordos influencia também a resistência ao carregamento bem como o comportamento à deformação. Os bordos podem ser flexíveis ou rígidos.

A curvatura dos bordos é côncava. A alteração do raio de curvatura do bordo produz uma alteração nas propriedades da curvatura da superfície de membrana. Assim, quer a força de tracção do cordão de bordo, quer o raio de curvatura, quer os esforços de membrana resultantes do carregamento do material são parâmetros que influenciam a geometria da superfície.

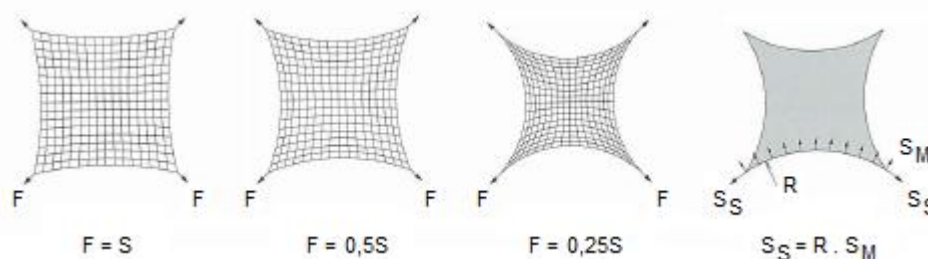


Fig. 2.53 – Alteração da direcção principal de curvatura de um toldo suportado em quatro pontos variando o raio de curvatura do cordão de bordo e respectiva força

Os critérios topológicos e estruturais já aqui foram desenvolvidos havendo critérios como a largura, desperdício e ligações de juntas que modelam os padrões de corte. A par destes critérios surge a elevação. Na elevação torna-se clara a importância do material usado, os padrões de corte, a forma da superfície, bem como o tipo de bordo utilizado numa membrana.

O arranjo dos painéis individuais molda o custo relativo ao procedimento de tensionamento. De acordo com a orientação dos mesmos, diferentes medidas de elevação são adoptadas, passando pelo dimensionamento e instalação dos equipamentos de tensionamento, estabilização das estruturas primárias e arranjo dos andaimes.

Para determinar qual a direcção a ser tensionada primeiramente deve ser feita uma análise da força necessária a imprimir para o deslocamento associado até ao posicionamento da membrana no sítio correcto, e o custo associado. Intrínseco a este facto está a interacção entre as direcções principais, que provocam forças e deformações na direcção ortogonal à direcção da força aplicada. Geralmente quando são utilizados materiais anisotrópicos deixa-se para a direcção da trama uma maior compensação, devido à baixa rigidez da mesma direcção à deformação.

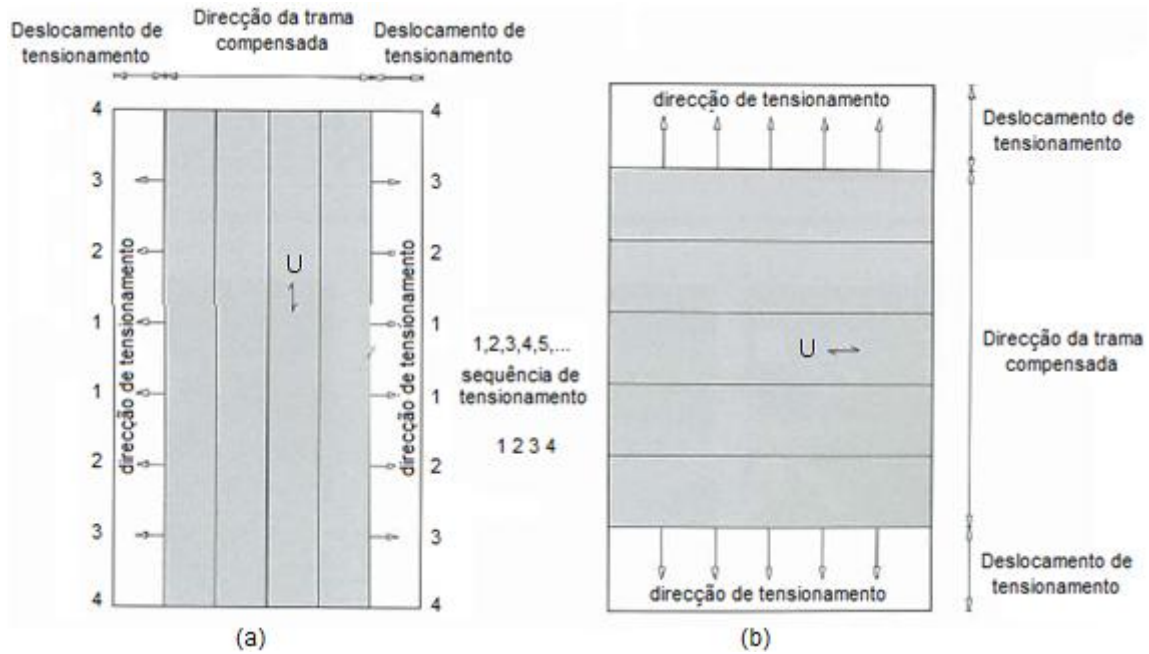


Fig. 2.54 – Diagrama do procedimento de tensionamento idealizado com limitação da deformação transversal

Se a superfície tem de ser tensionada entre dois arcos, caso comum nas coberturas de estádios desportivos, a membrana pode ser desenrolada paralela ou perpendicularmente à estrutura dos arcos. Neste caso, a direção das tiras faz uma grande diferença no custo reservado à elevação desta estrutura, uma vez que, como é possível constatar, na Figura 2.55 (a), requer mais pontos de tensionamento do que a da direita, isto é, mais trabalho e equipamento. No estádio Intermunicipal de Faro como a direção do urdume é perpendicular aos arcos, o modo de tensionamento é mais fácil e rápido, caso da figura 2.54 (b).

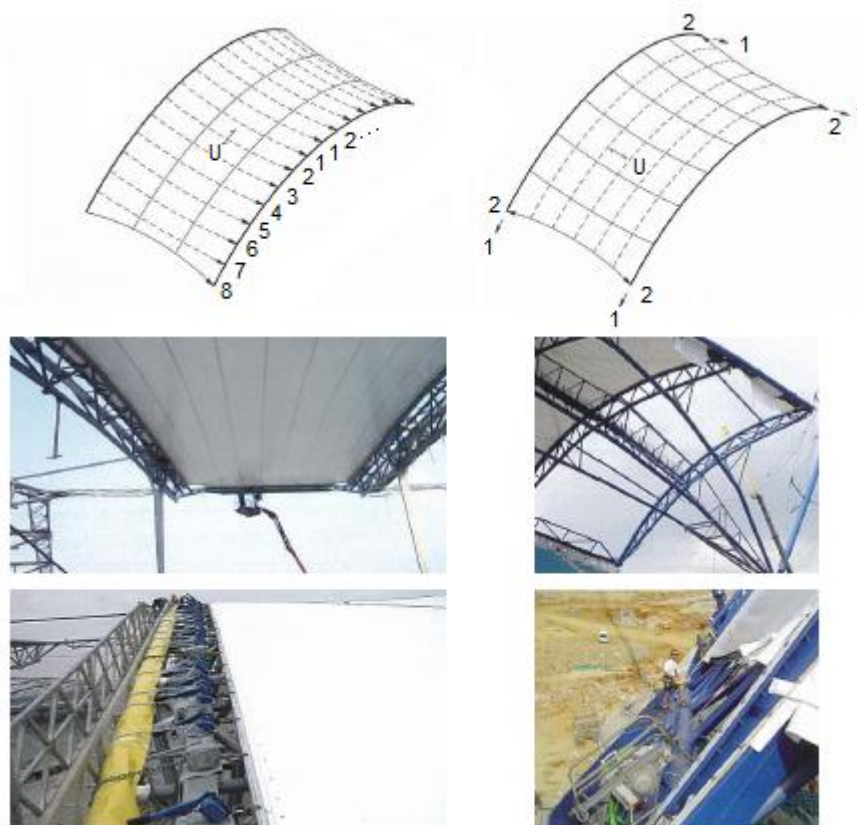


Fig. 2.55 – Direcção e sequência de tensionamento de duas estruturas (esquerda: cobertura do estádio Volkswagen Arena Wolfsburg, Alemanha; direita: cobertura do estádio Intermunicipal Faro, Portugal)

O espaço disponível para as operações de elevação é também ponderado, pois dependendo da orientação das tiras, são necessários mais ou menos equipamentos de tensionamento bem como outros dispositivos relacionados com a elevação, como construções temporárias, que geralmente implicam mais tempo, trabalho e custos.

2.2.2.3. Corte das peças

O processo de dimensionamento e de definição de padrões de corte ficam a cargo, geralmente, do engenheiro. A definição da superfície e os pormenores dos bordos e das juntas são discutidas, geralmente, com o arquitecto. O fabricante tem um papel importante no corte e ligação das peças, bem como no empacotamento e entrega.

O corte das peças é uma fase crucial pois consiste na reprodução fidedigna dos padrões de corte calculados anteriormente. Os desenhos das peças deverão conter a especificação do material, os pormenores das ligações e dos bordos bem como a própria forma da peça. As larguras das juntas e as respectivas tolerâncias são dadas para permitir que a peça seja ligada. São também fornecidos os comprimentos de produção e respectivas tolerâncias.

A informação relativa ao material contém a área, largura máxima das peças e tipo de tecido. A direcção do tecido e a resistência ao rasgamento são igualmente fornecidas para a direcção do urdume e da trama.

O pormenor do bordo e das esquinas, bem como as ligações, são fornecidos nos desenhos. Aliás, existe também referência aos desenhos de pormenor e informação acerca da geometria das peças, bem como as coordenadas e os comprimentos dos bordos compensados. As linhas representativas dos eixos das juntas, das bainhas e dos cordões são também representados.

2.2.3. MÉTODOS DE LIGAÇÃO DE SUPERFÍCIES

As peças depois de cortadas são ligadas para formar painéis. As ligações de superfície permanentes são efectuadas pelo fabricante, e as ligações temporárias ou reutilizáveis são efectuadas in situ.

As ligações de superfícies mais importantes são as ligações permanentes, como as juntas soldadas, combinadas, costuradas e coladas e as ligações reutilizáveis como as chapas metálicas, ligação de “keder”, ligação cordoada e entrelaçada.

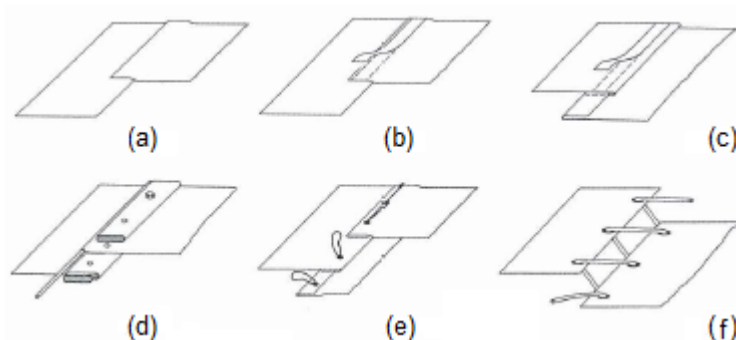


Fig. 2.56 – Tipos de ligações de superfície (a:junta soldada; b:junta costurada; c:junta costurada com aba; d:ligação em chapa metálica; e:ligação cordoada; f:ligação entrelaçada)

2.2.3.1. Ligações de superfície permanentes

As ligações de superfície permanentes são então efectuadas pelo fabricante das telas. Variados tipos de ligações podem ser utilizados dependendo das especificações para determinado projecto. Estas ligações têm de ser capazes de transferir as forças transmitidas pelos fios das telas para os fios do painel adjacente.

As ligações são normalmente flexíveis, havendo diferenças na rigidez das tiras de tecido a ligar e a junta.

As ligações soldadas são as mais comuns, no mundo das construções em membrana. Podem ser produzidas como juntas sobrepostas com acrescentos. Podem conter pormenores de reforço, “keder” ou juntas de fitas.

As juntas soldadas aumentam de forma significativa a rigidez da junta. São estáveis aos raios UV e estanques à água.

A soldadura é realizada com plásticos térmicos. Os plásticos são maus condutores de calor havendo menos problemas de soldadura em telas finas do que nas mais espessas. As duas maneiras mais comuns de realizar a soldadura são: a soldadura por alta frequência e a soldadura com elemento quente. Enquanto a soldadura com elemento quente aquece ligeiramente a superfície e pressionam-se com determinada pressão, a soldadura por alta frequência forma uma larga junta homogénea em que as espessuras do tecido dos dois materiais ficam integradas.

A soldadura por alta frequência nas tiras de tecido é realizada através de pressão e calor. Apenas plásticos térmicos com arranjo de moléculas polares podem usar este processo. Com as radiações de alta frequência algumas moléculas oscilam de acordo com a frequência, que provoca aquecimento do material.

A largura comum de soldadura por altas frequências ronda os 50-80 mm. Em tecidos de poliéster revestidos a PVC a resistência da soldadura pode rondar 90% da resistência do tecido.

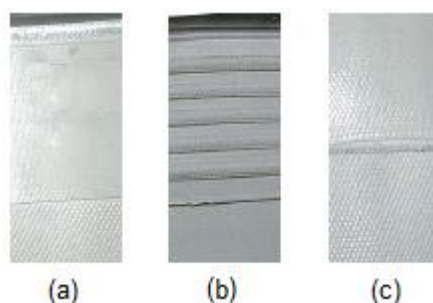


Fig. 2.57 – Tipos de juntas soldadas a altas frequências (a: achatada; b: saliente; c: do tipo “bead”)

Antes da realização de qualquer trabalho de execução nas membranas propriamente ditas realizam-se ensaios para determinar parâmetros de soldadura em juntas altamente carregadas, sendo realizados nas duas direcções principais.

Um fenómeno importante relacionado com a soldadura prende-se com a retracção do tecido. Desta forma, quando as peças são cortadas, este fenómeno tem de ser tido em conta.

Os tecidos revestidos a PTFE podem ser soldados com recurso a um elemento quente com temperaturas até 340°C. Para o efeito é também necessário colocar entre os tecidos uma folha plástica térmica para servir como auxílio de soldadura. Uma pressão de 50N/cm² actua durante 30-40 segundos. Esta ligação consegue obter valores na ordem dos 80-90% da resistência do tecido.

A soldadura pode-se realizar também in-situ. Aliás a reparação de uma tela é um caso típico.



Fig. 2.58 – Aparelho de soldadura

Membranas realizadas em fibra de vidro revestidas a PTFE são soldadas, muitas vezes, em obra, com aparelhos de mão. São utilizadas temperaturas entre 360-420°C, sobre pressão. Dura cerca de 1-2 minutos por soldadura. Aparelhos de soldadura magnética também podem ser utilizados, com temperaturas até 390°C. No entanto, devido ao seu elevado peso (50kg), não são manejáveis como os aparelhos anteriores.

Nas reparações de tecidos como poliéster revestidos a PVC podem-se usar pistolas de mão com cerca de 750gramas, com temperaturas entre 50-600°C. As fibras de vidro revestidas a PTFE também podem ser reparadas com pistola, não sendo aconselhável, devido aos gases prejudiciais libertados.

As juntas costuradas são uma opção usual nas estruturas tradicionais do tipo tenda. No entanto nas estruturas leves construídas hoje em dia não é a melhor opção porque ao costurar danificam o tecido perfurando-o, embora sejam impermeabilizados posteriormente.



Fig. 2.59 – Esquina de uma tenda de circo reforçada com juntas costuradas e costura de um bordo de uma fibra de vidro revestida a PTFE

Hoje em dia, nas esquinas de uma estrutura de membrana, ainda se utiliza, além de soldadura, um reforço, com juntas costuradas (Figura 2.59 à esquerda).

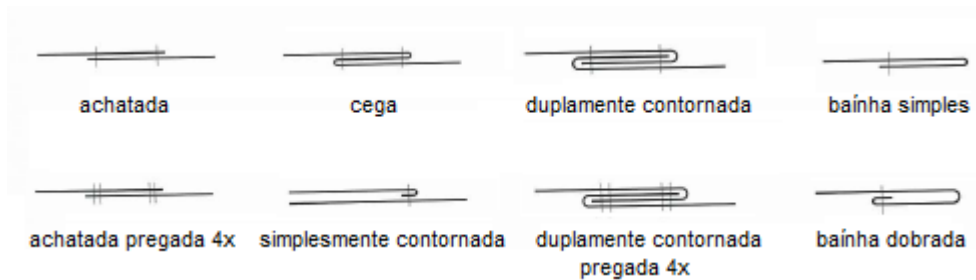


Fig. 2.60 – Tipos de juntas costuradas

Juntas coladas são apenas utilizadas em tecidos de fibra de vidro revestida a silicone (raramente utilizadas). Para o efeito utiliza-se um solvente entre os tecidos, quebrando as ligações moleculares e a adesão é conseguida. As resistências alcançadas são semelhantes às do tecido.

2.2.3.2. Ligações de superfície reutilizáveis

A limitação da largura das peças que são enviadas para obra leva à utilização de outro tipo de ligação de superfície, as ligações de superfície reutilizáveis.

Tais ligações podem ser aparafusadas ou entrelaçadas, dependendo da força a transmitir entre peças, pormenor e elevação. As placas metálicas representam uma irregularidade na distribuição de rigidez da superfície de membrana, podendo interferir na deformação de toda a estrutura.

As placas metálicas e as ligações de “keder” têm um papel dominante na transferência de forças elevadas.

As placas metálicas requerem medidas especiais como por exemplo o pré tensionamento parcial da membrana antes de aplicar os parafusos. Desta forma a membrana deforma-se inicialmente para ficar mais próxima da posição final, distribuindo a compensação calculada ao longo de todo o comprimento da ligação.

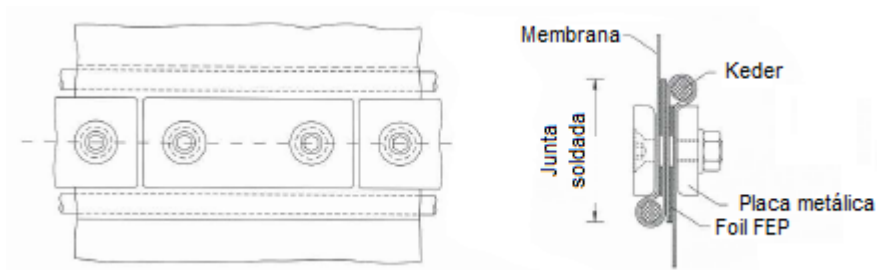


Fig. 2.61 – Ligação em placa metálica aparafusada

Em alternativa à placa metálica surgem as ligações de “keder” em alumínio ou de plástico, podendo acomodar entre 1-4 “keders”.



Fig. 2.62 – Ligação de “keder”

As ligações cordoadas e entrelaçadas são frequentes em estrutura temporárias.

Cordas de poliéster são normalmente utilizadas. E as duas partes com orifícios são em aço inoxidável ou galvanizado, que são soldados à membrana. O diâmetro dos orifícios bem como o comprimento dos laços são determinados pelas forças a transferir

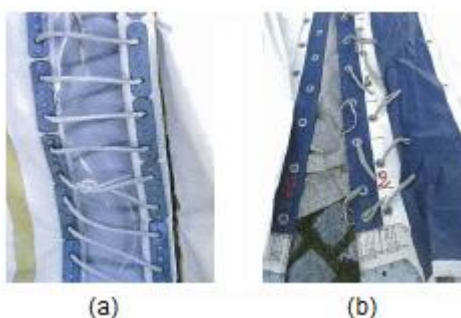


Fig. 2.63 – Ligação entrelaçada e cordoadada, a) e b), respectivamente

2.2.4. MÉTODOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA NOS BORDOS

2.2.4.1. Geometria dos bordos e influência nos esforços

Os comportamentos à deformação e resistente de uma superfície de membrana estão intrinsecamente ligados à geometria dos bordos. O pormenor dos bordos pode ser rígido ou flexível. No rígido, são normalmente carregados à compressão, bem como com alguma resistência a momentos. Já nos flexíveis somente tracções são permitidas.

O pormenor de bordo rígido leva à impossibilidade de relaxar os esforços de pico através da deformação do bordo. Neste caso, o material de membrana requer maior resistência.



Fig. 2.64 – Estrutura com bordos flexíveis e rígidos, esquerda e direita respectivamente

As tensões na membrana aumentam com a força axial nos elementos de bordo. A relação entre a força no bordo e os esforços de membrana determinam a geometria do bordo. Um aumento do raio de curvatura dos bordos produz uma redução na curvatura da superfície, isto é, aumenta as forças nos bordos. Os bordos devem ser dimensionados para a força mais importante no conjunto das combinações possíveis.

2.2.4.2. Detalhes dos bordos e zonas de ancoragens

Os elementos rígidos e flexíveis trabalham em conjunto de forma a transferir as forças entre eles. Desta forma a relação de rigidezes entre estes elementos é relevante para compatibilização de deformações. A pormenorização dos bordos e das esquinas é uma tarefa delicada, na medida em que é necessário transmitir tensões elevadas, de uma membrana fina, de resistência elevada e flexível, para um elemento metálico rígido, com deformações reduzidas.

Um bordo flexível consiste num bordo que recolhe os esforços da membrana respectiva segundo uma linha curva e termina na ancoragem. Já um bordo rígido é formado por componentes lineares, fixas ou multi-partidas que recebem as forças tangenciais resultantes dos esforços de membrana.

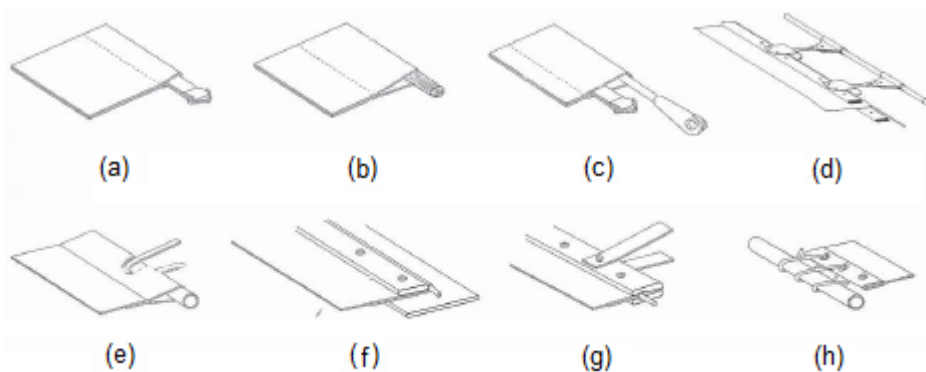


Fig. 2.65 – Tipos de bordos flexíveis (a, b, c e d) e bordos rígidos (e, f, g e h) (a: com fita; b: com cordão; c: com cordão e fita; d: com placa metálica suspenso por cordão; e: com tubo; f: com placa metálica; g: com placa metálica com suporte; h: tubular com entrelaçamento)

O bordo flexível com cordão é comum nas estruturas de membrana. No processo de elevação de membrana o cordão de aço desliza dentro da bainha, que, geralmente, é protegido, devido ao atrito, de forma a não danificar a bainha. A largura da bainha depende da força perpendicular ao bordo. O diâmetro do cordão e a largura da bainha determinam o ângulo no interior da bainha (Figura 2.66). Ângulo este que quanto maior, maior é o efeito de corte e de desprendimento na soldadura. Ensaios realizados determinam para este ângulo um valor na ordem de 15° para evitar o desprendimento (no caso de fibras de vidro revestidas a PTFE o referido ângulo deve rondar 6°). Adicionalmente ao pormenor construtivo da Figura 2.66 pode-se colocar uma fita na bainha quando as forças tangenciais devido ao deslizamento do cordão dentro da bainha são elevadas. Normalmente o material constituinte da fita é poliéster. Esta solução de reforço é geralmente utilizada em estruturas com vãos reduzidos.

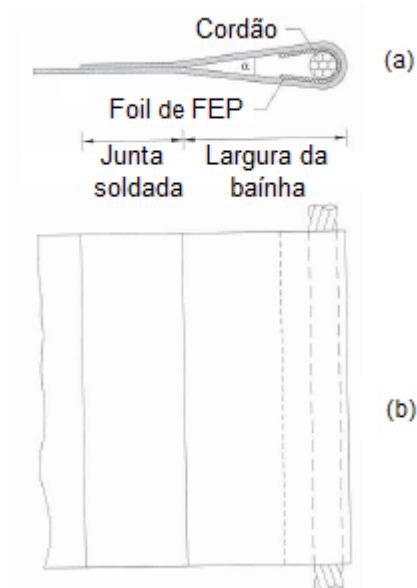


Fig. 2.66 – Corte e planta de um bordo com cordão, respectivamente a) e b).

O cordão pode também ser colocado fora da bainha. Neste caso as forças são inicialmente transferidas dos elementos “keder” para a chapa metálica, transmitindo esta última para os cordões através de uma

volta metálica (Figura 2.67). Esta solução é corrente em estruturas com vão elevado e normalmente associado a fibras de vidro revestidas a PTFE.

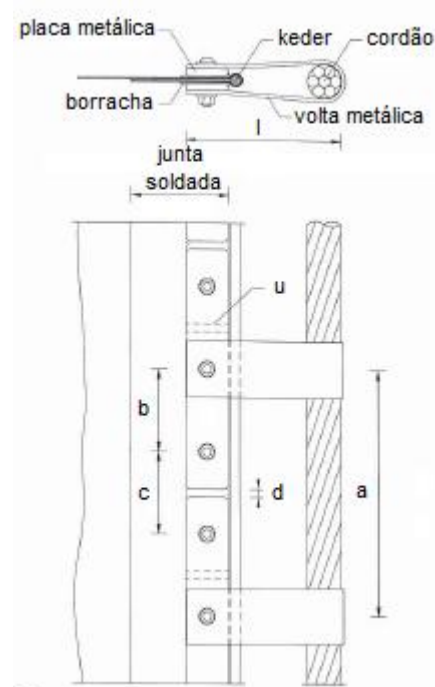


Fig. 2.67 – Pormenor de bordo com voltas metálicas

O tecido é preso num bordo metálico donde surgem voltas metálicas espaçadas de uma distância regular (a) para segurar no cordão. Uma forma ajustada linear entre o “keder” e a placa metálica requer espaçamentos curtos e uniformes (b e c). Na mesma linha de raciocínio se refere separação entre placas metálicas adjacentes (d). Esta ligação requer mais trabalho na elevação pois a membrana tem de estar pré esforçada, longitudinalmente, à medida que se realiza a ligação das placas metálicas ao cordão, através das voltas metálicas, (Figura 2.68).



Fig. 2.68 – Ligação das placas metálicas do bordo da membrana aos cordões externos através de voltas metálicas (Sony Center, Berlim, Alemanha)

A ligação reutilizável mais importante na transferência de forças elevadas é a ligação em placa metálica. A membrana possui um elemento “keder”, no bordo, e é pressionada entre duas placas metálicas. A transferência de forças é realizada através do “keder” para as placas metálicas e também tem como função que a membrana não deslize para fora das duas placas. Ao realizar esta ligação

devem-se ter cuidados especiais pois ao haver tensionamento o espaçamento dos buracos para os parafusos é alterado. Desta forma deve-se assegurar que os buracos nas placas e na membrana, para passar os parafusos, devem coincidir. Caso as placas não tenham dimensão de secção suficiente os elementos “keder” podem, simplesmente, ser arrancados.

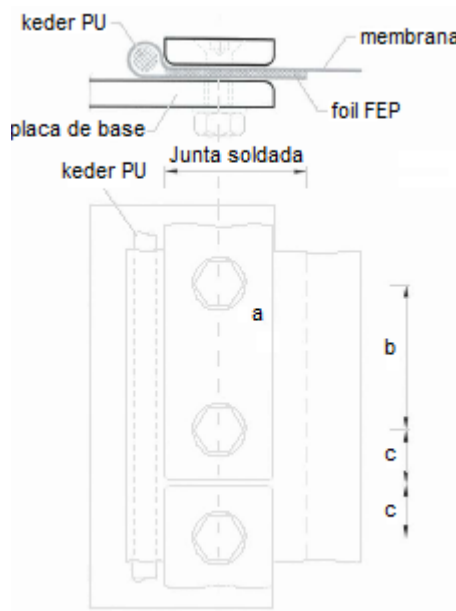


Fig. 2.69 – Bordo em placa metálica

2.2.5. PORMENOR DE ESQUINA

Os pormenores de esquina consistem na convergência de dois bordos de uma membrana, onde os elementos resistentes são ancorados através dum único elemento metálico. Visto ser muito solicitada, pela alternância de carregamentos, é considerada uma zona de risco no dimensionamento com possíveis deformações.



Fig. 2.70 – Esquina com bordo em cordão e fita, respectivamente a) e b)

Os apetrechos e os elementos de bordo representam componentes rígidas na esquina. Tal facto é indesejável, na transmissão de esforços, devido à ligação de elementos com rigidez muito diferenciada. Quanto mais agudo for o ângulo de esquina, maiores serão os esforços, e maior será a influência de rigidez dos bordos para tornar a esquina mais rígida.

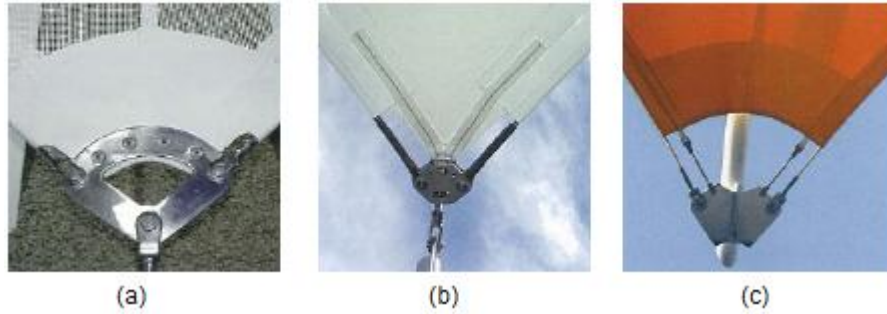


Fig. 2.71 – a) Esquina com cordões; b) esquina com cordões e reforço com fitas; c) esquina com cordões e fitas

3

DIMENSIONAMENTO

3.1. REGULAMENTAÇÃO – GENERALIDADES

Os regulamentos Nacionais e Eurocódigos focam-se, na grande maioria, nos “estados limites”, isto é, para várias combinações de acções majoradas, a estrutura e os seus componentes devem respeitar determinados critérios de resistência, bem como para várias combinações de acções de serviço não devem ser excedidos os limites de deformação e degradação impostos. Outra abordagem, diferenciando-se da anteriormente descrita, baseia-se nas “tensões admissíveis”, na qual a tensão máxima que se desenvolve na estrutura quando carregada com as acções de serviço não pode exceder uma determinada percentagem da tensão de cedência do material constituinte.

No caso das estruturas em estudo, a segunda abordagem é a mais utilizada. Primeiramente porque as estruturas em membrana exibem um comportamento não linear geométrico, de tal forma que a geometria da estrutura é fortemente afectada, tanto pela intensidade, como pela distribuição das acções (havendo variações significativas para distribuições não uniformes de acções). Um segundo factor, que leva a ser aplicada a filosofia de tensões admissíveis, prende-se com a grande variação das propriedades dos materiais e os elevados factores de segurança que têm de ser aplicados à tensão de rotura do tecido, tendo em conta vários aspectos, como a resistência ao rasgamento, a degradação com o tempo, entre outros. Verifica-se que os coeficientes de segurança afectos aos materiais são elevados, no projecto de estruturas leves, devido aos vários aspectos já referidos e ainda a mencionar no presente capítulo.

As acções de cálculo para a determinação da resistência das estruturas em membrana tensionadas baseiam-se em valores característicos, segundo actuais recomendações, e propõe-se também que as diferentes componentes, tais como o tecido, cabos, cordas e cintas, sejam verificados de acordo com a filosofia das tensões admissíveis. Desta forma, este processo permite considerar a variabilidade das propriedades dos materiais, assim como aplicar diferentes coeficientes parciais de segurança relativos ao tipo de carregamento. Os coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança dependem de diversos factores, como as condições ambientais e a qualidade de fabrico dos materiais, mas tipicamente podem apresentar-se na seguinte ordem de grandeza:

Resistência do tecido: 5-7;

Cabos: 2.5;

Cintas: 3.

Estes coeficientes são aplicados às tensões de rotura e dependem portanto do material a aplicar bem como do tipo e duração da acção em questão. Para elementos em aço, os coeficientes aplicam-se às forças e momentos obtidos depois da análise não-linear geométrica, considerando a articulação/alteração para diferentes casos de carga.

Em caso de estruturas de membrana que possuam elementos de suporte sujeitos a encurvadura (como arcos esbeltos), para além da análise não linear geométrica (com respectivos factores de segurança), deve-se proceder a uma verificação de estabilidade da estrutura aplicando um coeficiente de segurança de 2 para acções de média ou longa duração e 1.8 para rajadas de vento.

3.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA MEMBRANAS

A resistência do material constituinte da membrana depende de vários factores tais como a idade, degradação por manuseamento, existência de vincos, fadiga, fluência, acção da temperatura, factores ambientais e ainda defeitos associados ao seu fabrico. Os factores são, na sua grande maioria, intrínsecos ao material, método de emenda, escala da estrutura, e vida útil pretendida.

Actualmente um conjunto de manuais de dimensionamento está disponível em diversos países de todo o mundo, conjugando todos os factores referidos anteriormente, no entanto de forma variada, originando um coeficiente global de segurança a aplicar à resistência do material da tela. Embora os regulamentos abordem esta questão pelas duas vias descritas anteriormente, isto é, pelo método das tensões admissíveis ou pelo método dos estados limites, existe razoável semelhança entre os coeficientes de segurança recomendados.

3.2.1. RECOMENDAÇÕES DO GRUPO DE TRABALHO 7 DA IASS

As recomendações do Grupo de Trabalho 7 da IASS, orientadas principalmente para estruturas insufláveis, defendem que o coeficiente global de segurança, baseado no método das tensões admissíveis, deve ser composto por factores de aplicação, importância e de incerteza relacionados com a estimativa das acções aplicadas, rigor e qualidade de execução da obra.

O projectista tem de estimar a resistência crítica do material constituinte da membrana e das suas juntas, baseado em ensaios laboratoriais e/ou resultados anteriores, e aplicar um coeficiente de segurança afecto ao material, com um valor mínimo de 2. O coeficiente global de segurança é finalmente obtido conjugando também os diversos factores acima mencionados. Os valores recomendados para estes factores são os seguintes:

- Factor “não uniformidade” do material: $L_1=1.25$ e $L_1=1.43$ para a direcção principal e secundária das fibras, respectivamente;
- Factor de rigor de análise estrutural: $L_2=1.0$ e $L_2=2.0$ quando confirmada e não confirmada por ensaios, respectivamente;
- Factor de incerteza sobre acções, aplicação e execução: L_3, L_4 e $L_6=1.0$;
- Factor de confiança do material/ confiança nos ensaios laboratoriais: $1.1 < L_5 < 1.3$;
- Outros factores/aspectos não previstos: $L_7=1.2$ (mínimo).

A conjugação destes factores (supondo não confirmação por ensaios) situa-se nos intervalos de 2.1-2.5 e 2.5-2.9 respectivamente para a direcção principal e secundária das fibras.

Adicionalmente, recomenda-se um factor adicional relativo a factores ambientais, como a radiação ultra-violeta, acções cíclicas, altas temperaturas, fluência, e humidade no intervalo de 2.0-2.4.

Resumindo, o factor global de segurança a aplicar à resistência declarada do material, segundo as presentes recomendações, deve estar situado nos intervalos de 4.2-6.0 e 5.0-7.0, respectivamente para a direcção principal (urdume) e secundária (trama) das fibras.

3.2.2. MANUAL FRANCÊS DE COBERTURAS TÊXTEIS DE CARÁCTER PERMANENTE

No Manual Francês de Coberturas Têxteis de Carácter Permanente a tensão admissível T_P (direcção principal ou secundária) é dada pela fórmula 3.1.

$$T_P = \frac{(K_q K_e T_{sm})}{S_f} \quad (3.1)$$

Onde:

- T_{sm} = Tensão de rotura declarada do material (direcção principal ou secundária);
- K_q = Factor de qualidade da membrana (emendas e tela);
= 1.0 para telas ou emendas testadas e certificadas;
= 0.8 caso contrário;
- K_e = Factor de escala que leva em consideração o aumento do risco devido a um defeito crítico à medida que a área da superfície aumenta;
= 1.0 para superfícies com área inferior a 50m²;
= 0.8 para superfícies com área superior a 1000m² (tipicamente);
- S_f = Factor de segurança que depende do nível de poluição / degradação por factores ambientais a que a membrana estará sujeita;
= 4.0 para poluição ligeira;
= 4.5 para poluição forte.

Em zonas da membrana onde possa haver concentração de tensões, este último factor (S_f) deve ser tomado igual a 5 (dependendo do grau de sofisticação da análise estrutural). A não ser que a malha de elementos finitos seja muito refinada na zona de potencial concentração de tensões, os resultados obtidos não serão realistas.

Assim, em estruturas de pequena escala em que as emendas e a tela não sejam certificadas, bem como em estruturas de grande porte em que exista essa certificação, o coeficiente global de segurança mínimo a aplicar à resistência declarada do material, de modo a obter o valor de tensão admissível, é $S_f = 5.0$ (sendo aumentado para 7, em casos extremos de estruturas de grande porte, sujeitas a forte poluição e com características não certificadas das emendas e da tela).

Na verdade o factor S_f acima mencionado não depende somente do nível de poluição mas também considera pequenos estragos e a resistência do tecido à propagação dos rasgos. Daí se apresentar relativamente elevado. Pode ter ainda em consideração a não confiança na distribuição de acções em detrimento daquela que se tem em estruturas mais convencionais (menos heterogéneas). Desta forma pode ser apropriado reduzir o factor em questão quando são incluídos factores relativos à propagação

de rasgos e confiança na distribuição de acções. À semelhança da maioria dos códigos este efeito pode ser tido em conta majorando as acções de cálculo ou criando casos de carga adicionais.

3.2.3. NORMA ALEMÃ DIN 4134

A prática alemã combina a Norma DIN 4134 e a dissertação “Comportamento Mecânico de Ligações em Telas Revestidas” por Minte (1981) que menciona uma série de coeficientes de segurança baseados em numerosos ensaios experimentais.

A abordagem DIN 4134 (Estados Limites Últimos) baseia a sua análise a acções majoradas de acordo com os coeficientes a seguir apresentados, em 4 casos de carga distintos:

- Acções Permanentes: 1.3*(Pré-esforço +Peso próprio);
- Tempestade de Inverno: 1.1*Pré-esforço +1.6*Acção do Vento;
- Tempestade de Verão: 1.1*Pré-esforço +0.7*Acção do Vento;
- Acção da Neve: 1.1*Pré-esforço +1.5*Acção da Neve.

A abordagem apresentada tem em consideração a influência do aumento da temperatura diminuir a resistência das emendas, como também a velocidade do vento ser menor em tempo quente. Na tempestade de verão é de salientar o factor de 0.7, reduzido, associado ao vento, uma vez que posteriormente será aumentado. Esta abordagem pode não parecer plausível uma vez que ventos fortes arrefecem a superfície da membrana. No entanto é lógico que nem todas as emendas e ligações arrefeçam rapidamente para uma temperatura padrão de 23°C.

De acordo 3.1, a abordagem acima descrita deixa de ser apropriada, passando a ser corrente uma filosofia de tensões admissíveis, aplicando acções de cálculo não majoradas (excepto quando se trata de verificações de equilíbrio estático). Esta nova abordagem inclui, no entanto, novo factor relativo ao tipo de carregamento, que actua reduzindo o valor da tensão admissível. Assim vem a tensão admissível:

$$f_d = \frac{f_{tk}}{\gamma_f \gamma_M A_i} = \frac{f_{tk}}{A_{res}} \quad (3.2)$$

onde:

- f_d = Tensão admissível;
- f_{tk} = Resistência à tracção definida como o percentil 5% de pelo menos 5 faixas de material com largura de 10 cm, ensaiadas a 23°C;
- γ_f = Factor de carregamento;
- γ_M = Coeficiente de segurança do material para todos os materiais homologados
= 1.4 para telas;
= 1.5 para ligações;
- A_i = Combinação dos factores de redução, dependendo do caso de carga.

Os factores de redução individuais mencionados acima diferem da zona da membrana (zona corrente da tela ou emendas / ligação).

De seguida, são apresentadas as combinações para os vários tipos de acções (permanentes, vento e neve), tentando cumprir as recomendações regulamentares, aquando da consideração do tipo de carregamento, por intermédio dos factores redutores aplicados a uma análise não linear, baseada em acções não majoradas.

- Acções Permanentes: $\gamma_f = 1.5 * (\text{Pré-esforço} + \text{Peso próprio});$
- Acção do Vento: $\gamma_f = 1.6 * (\text{Pré-esforço} + \text{Peso próprio} + \text{Acção do Vento});$
- Acção da Neve: $\gamma_f = 1.5 * (\text{Pré-esforço} + \text{Peso próprio} + \text{Acção da Neve}).$

É de notar que a acção relativa à Tempestade de Verão não é contemplada anteriormente, pois tem-se verificado não ser condicionante. No entanto, para estruturas montadas ocasionalmente, no verão, é recomendada a utilização de acções sazonais apropriadas.

Os factores de redução A_i são resultado de três décadas de ensaios, sendo correntemente utilizados para a superfície da membrana. Entre parêntesis são relativos a ligações, com os intervalos dependendo do tipo de ligação (soldadas, aparafusadas, etc).

- $A_0 = 1.0 - 1.2$ (1.2) Factor de redução levando em conta o facto de uma faixa de tecido de largura reduzida conduzir a um resultado cujo valor é superior à resistência biaxial do material;
- $A_1 = 1.6 - 1.7$ (1.5-3.4) Factor de redução relativo a acções de longa duração, sendo os factores relativos às ligações muito dependentes da largura das emendas (excluem-se emendas cosidas);
- $A_2 = 1.1 - 1.2$ (1.2) Factor de redução relativo à poluição e degradação (excluem-se emendas cosidas);
- $A_3 = 1.1 - 1.25$ (1.4-1.95) Factor de redução relativo a casos de carga envolvendo temperaturas elevadas (isto é pré-esforço + peso próprio durante o Verão, sem considerar arrefecimento devido à acção do vento).

Nos factores acima indicados assume-se que as emendas têm a largura recomendada, especialmente nos factores A_1 e A_3 , e acordo com o material em causa.

Assim, resultam os seguintes intervalos para os coeficientes globais de segurança:

		Material	Ligações
▪ Acções Permanentes;	$A_{res} = \gamma_f * \gamma_M * A_0 * A_1 * A_2 * A_3$	4.9-6.4	6.7-9.5
▪ Acção do Vento;	$A_{res} = \gamma_f * \gamma_M * A_0 * A_2$	2.9-3.2	3.5
▪ Acção da Neve;	$A_{res} = \gamma_f * \gamma_M * A_0 * A_1 * A_2$	4.4-5.1	4.9

As ligações acima indicadas são soldadas com largura apropriada ao tipo de material.

A propagação de rasgos devida a defeitos pré existentes não é contemplada nesta abordagem, sendo tida em consideração como um caso de carga em estado limite último.

3.2.4. REGULAMENTO ITALIANO

O Regulamento Italiano é semelhante à normalização Alemã no que respeita aos factores de redução, definindo três classes de ligações relativas à qualidade e tipo de execução (em oficina ou em obra).

- Classe 1 – ligações executadas por pessoal certificado aplicando metodologias (que caracterizam todos os parâmetros e condições de execução) definidas pelo fabricante do tecido ou pelo construtor da membrana e **testadas** pelo construtor da membrana;
- Classe 2 – ligações executadas por pessoal certificado aplicando metodologias (que caracterizam todos os parâmetros e condições de execução) definidas pelo fabricante do tecido ou pelo construtor da membrana mas **não testadas** pelo construtor da membrana;
- Classe 3 – ligações, executadas de qualquer forma, admitidas exclusivamente na realização de elementos secundários.

A escolha da classe das ligações não é independente do tipo de estrutura da qual fazem parte. Por exemplo para tendas que tenham um conjunto de apoios primários as ligações da tela poderão ser de classe 1 ou 2. Já em membranas tensionadas as ligações têm de ser de Classe 1.

3.2.5. MANUAL DA ASSOCIAÇÃO DE ESTRUTURAS DO JAPÃO

O Manual da Associação de Estruturas em Membrana do Japão recomenda os seguintes valores para a tensão admissível a considerar em cada caso (para zonas flexíveis correntes da membrana):

- Acções de longa duração:
$$T_p = \frac{T_{sm}}{8} \quad (3.3)$$

- Acções de curta duração:
$$T_p = \frac{T_{sm}}{4} \quad (3.4)$$

Em estruturas porticadas em que se utilizem membranas como revestimento, os coeficientes de segurança são reduzidos para 6 e 3, respectivamente.

3.2.6. NORMA DA ASCE

A norma da ASCE, aplicável a estruturas de membrana tensionada, estipula que os valores da tensão admissível para estados de tensão uniaxiais são obtidos pela equação 3.5 (para direcção principal e secundária das fibras).

$$T_p = \beta * L_T * T_{sm} \quad (3.5)$$

onde:

- β = Factor dependente das combinações de acções;
= 0.27 para a maioria das combinações;
- L_T = Factor de Ciclo de Vida;
= 0.75 para tecidos que garantam pelo menos 75% da sua resistência inicial durante a sua vida útil;
= 0.6 para estruturas frequentemente manuseadas.

No caso de estruturas sujeitas a estados de tensão biaxiais, para além da verificação acima mencionada, deve ser garantido que o somatório de tensões nas duas direcções principais seja menor do que:

$$T_{pw} + T_{ps} < 0.8 * \beta * L_T * (T_{sw} + T_{sf}) \quad (3.6)$$

onde:

- $T_{sw} + T_{sf}$ = Soma das tensões de rotura mínimas declaradas nas duas direcções principais.

3.3. COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CABOS - EUROCÓDIGO 3 (PROJECTO DE ESTRUTURAS DE AÇO (PARTE1.11))

O Eurocódigo 3, Parte 1.11, fornece regras de dimensionamento para estruturas com componentes em tracção, em aço, bem como as respectivas ligações que são ajustáveis e/ou substituíveis. Também fornece regras para a determinação de requisitos técnicos para componentes pré-fabricados em tensão e respectiva segurança, serviço e durabilidade.

Interessa inicialmente dividir em grupos os elementos disponíveis tendo em conta as cordas, arames, “rod” e cordões, e de seguida analisar em que tipos de estruturas são aplicados, distinguindo-se três grupos: A, B e C.

A durabilidade é uma das principais preocupações neste tipo de estruturas mostrando de seguida as diferentes classes de exposição:

Tabela 3.1 - Classes de exposição

Fadiga	Corrosão	
	Não exposto a condições climatéricas	Exposto a condições climatéricas (chuva)
Não é significativa	Classe 1	Classe 2
Principalmente axial	Classe 3	Classe 4
Axial e lateral (vento e vento&chuva)	-	Classe 5

Na escolha dos elementos a usar em determinada situação deve-se considerar o Estado Limite Último (rotura das componentes quando excedida a resistência à tracção, tendo em conta a durabilidade), Estado Limite de Serviço (limitando os níveis de tensão e deformação) bem como a Fadiga (limitação das variações de esforços provocado quer pela variação de carga axial quer pelas oscilações provocadas pelo vento e vento & chuva).

3.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para o Estado Limite Último deve ser verificada a relação:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1 \quad (3.7)$$

onde:

- F_{Ed} é o valor do esforço axial de cálculo;
- F_{Rd} é o valor do esforço da tensão resistente.

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_r}; \frac{F_k}{\gamma_r} \right\} \quad (3.8)$$

onde:

- F_{uk} é o valor característico da força de rotura, que difere consoante o grupo a que determinado elemento faz parte (A, B ou C);
- F_k é o valor característico de 0,2% da força resistente, $F_{0,2k}$, ou de 0,1% da mesma força, $F_{0,1k}$, comprovado através de ensaios para cabos ou por cálculo para barras;
- γ_r é o factor parcial (0,9 ou 1,0 respectivamente se existem ou não medidas para suprimir os momentos na ancoragem).

Tabela 3.2 - Grupos de componentes tensionados e forças relevantes comprovadas

Grupo	Regulamentos relevantes	Força comprovada Fk
A	EN 10138-1	F0,1k*
B	EN 10264	F0,2k
C	EN 10138-1	F0,1k

* Para barras pré-esforçadas EN 1993 1-1e EN 1993 1-4

Tabela 3.3 – Valor característico da força de rotura F_{uk}

Caso	F_{uk}
	$F_{uk} = A_m \times f_{uk}$
Barras pré-esforçadas e grupo C	<p>A_m representa a área metálica</p> <p>f_{uk} é o valor característico da tensão de cedência do fio ou strand</p>
	$F_{uk} = F_{\min} \times k_e$
	$F_{\min} = \frac{K \times d^2 \times R_r}{1000} [KN]$
Grupo B	<p>K é um factor de força de rotura mínimo</p> <p>d é o diâmetro nominal do cabo</p> <p>R_r é a classe do tirante</p> <p>k_e factor perda (ver regulamento)</p>

No sentido de reduzir o valor da resistência de rotura característica do cabo não mais de 3% as condições relativas ao atravessamento de selas (Figura 3.1), devem ser verificadas. Caso estas restrições geométricas sejam satisfeitas, os esforços associados à curvatura dos cordões podem ser ignorados.

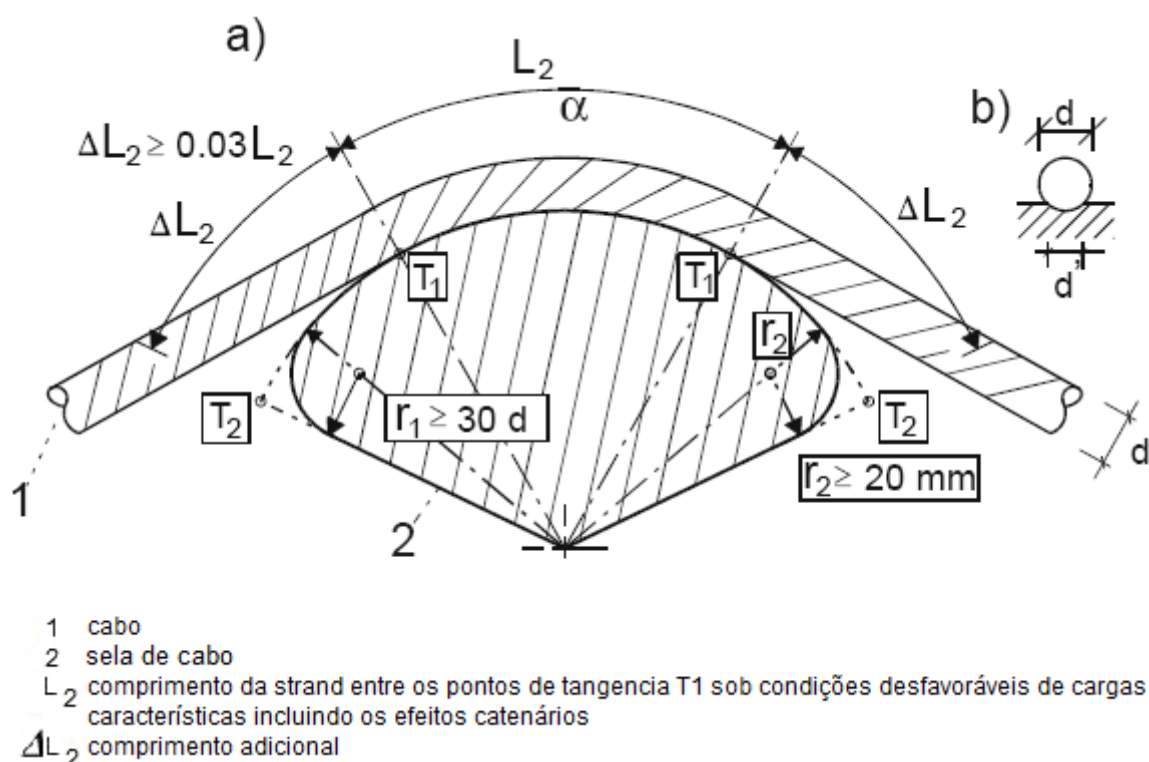


Fig. 3.1 – Sela de cabo (adaptado do EC3)

O raio terá que satisfazer algumas condições, tendo em conta as dimensões e tipo de cabo bem como os pontos de tangência, T1 e T2, que se dimensionam de acordo com casos de carga relevantes, tendo em conta o movimento dos cabos ou dos suportes.

O não escorregamento dos cabos é igualmente uma situação a verificar nas selas, limitando a relação entre a força máxima e mínima em cada lado do cabo, bem como a pressão transversal desenvolvida nas mesmas. O dimensionamento destes elementos é efectuado para uma força de cabo superior à força de rotura característica, F_{uk} , de um factor “k”.

Na Figura 3.2 representam-se outro tipo de elementos, grampos, que devem, de igual forma, verificar o respectivo deslizamento e pressão transversal, sendo o seu dimensionamento realizado de acordo com a força desenvolvida na extremidade dos elementos secundários, F_k .

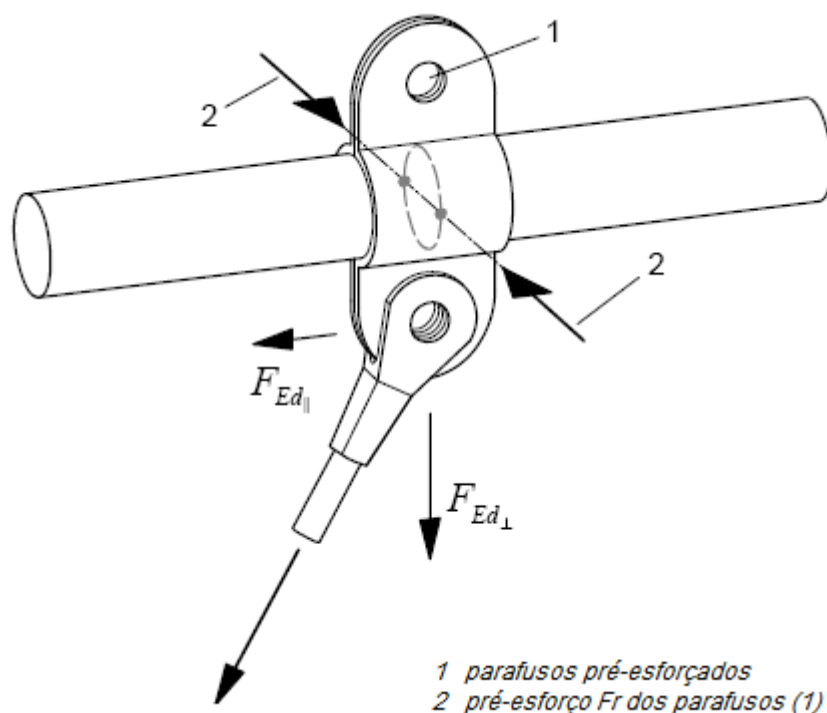


Fig. 3.2 – Grampo

A existência destes elementos leva à verificação do escorregamento do cabo bem como a limitação da pressão transversal (ver com melhor detalhe no regulamento).

3.3.2. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Para o Estado Limite de Serviço devem ser considerados dois aspectos:

- Deformações ou vibrações que possam influenciar o dimensionamentos da estrutura;
- O comportamento das componentes de alta resistência, relativamente ao seu comportamento elástico, bem como a sua durabilidade.

Em jeito de limite para as deformações e vibrações surge o requisito de rigidez estrutural dado pelo sistema estrutural, as dimensões e pré tensão das componentes de tensão de alta resistência, bem como a resistência ao escorregamento de alguns elementos.

De forma a limitar o comportamento elástico e a durabilidade impõem-se máximos e mínimos ao nível dos esforços em serviço.

Os esforços de, momentos ao nível das ancoragens, são controlados tomando medidas construtivas (por exemplo material neoprene para cargas transversais).

O limite dos esforços relaciona-se com a tensão de rotura:

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_{Am}} \quad (3.9)$$

O regulamento estipula limites para a tensão em fase de construção como se mostra na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Limite de tensões f_{const} para a fase de construção

Condições de esticamento usando instalação de cordão a cordão	f_{const}
Primeiro cordão apenas por umas horas	$0,60 \sigma_{uk}$
Depois de instalar os restantes cordões	$0,55 \sigma_{uk}$

$$f_{const} = \frac{\sigma_{uk}}{1,5\gamma_R\gamma_F} = \frac{0,66\sigma_{uk}}{\gamma_R\gamma_F} \quad (3.10)$$

com:

- $\gamma_R \times \gamma_R = 1,0 \times 1,10 = 1,10$ para situações de curta duração;
- $\gamma_R \times \gamma_R = 1,0 \times 1,20 = 1,20$ para situações de longa duração.

Tabela 3.5 – Limite de tensões para condições de serviço

Incerteza do modelo à fadiga	f_{ELS}
Dimensionamento à fadiga incluindo esforços de flexão *	$0,50 \sigma_{uk}$
Dimensionamento à fadiga sem esforços de flexão	$0,45 \sigma_{uk}$
*Esforços de momentos devem ser reduzidos tomando medidas de pormenorização	

$$f_{SLS} = \frac{\sigma_{uk}}{1,5\gamma_R\gamma_F} = \frac{0,66\sigma_{uk}}{\gamma_R\gamma_F} \quad (3.11)$$

com

- $\gamma_R \times \gamma_R = 0,9 \times 1,48 = 1,33$ considerando esforços de momentos;
- $\gamma_R \times \gamma_R = 1,0 \times 1,48 = 1,48$ não considerando esforços de momentos.

3.3.3. OUTRAS VERIFICAÇÕES

As recomendações na limitação de esforços prendem-se com combinações de carga raras de forma a:

- Manter os esforços para níveis de comportamento elástico para situações de projecto quer na fase de construção quer na fase de serviço;
- Limitar as deformações controlando a durabilidade e a fadiga;
- Cobrir as verificações de Estado Limite Último para respostas estruturais lineares ou não lineares às acções.

3.3.4. VIBRAÇÃO DOS CABOS

Os cabos expostos às condições climáticas durante e depois da execução podem ficar sujeitos a vibrações devido a acção do vento, devendo a sua segurança ser averiguada.

Forças do vento dinâmicas provocadas por efeitos de rajada, libertação de vórtices, galope, galope de esteira e interacção do vento, chuva e cabo, devem ser verificadas.

A vibração dos cabos pode também ser transmitida por outras partes da estrutura, tais como pórticos ou vigas, sendo também denominada por excitação paramétrica.

Assim podem ser tomadas algumas medidas para limitar este efeito, tais como:

- Monitorização ou outros métodos, de forma a determinar amplitudes envolvidas, modos e frequências;
- No dimensionamento dos cabos deve-se precaver com medidas de supressão das vibrações, tais como: dotar de uma superfície aerodinâmica; amortecedores adicionais; cabos estabilizadores.

No regulamento em questão, salientam-se algumas regras tendo em conta a estimação do risco, entre as quais se salientam:

- O risco de vibração aumenta com o comprimento do cabo (cabos estaiados até 70-80 metros não envolvem risco geralmente);
- O risco de ressonância deve ser estudado em fase de dimensionamento;
- Para garantir a segurança dos utilizadores, a amplitude dos cabos não deverá exceder $L/500$ (L é o comprimento da corda) para uma velocidade do vento de 15m/s.

A tolerância à fadiga, para componentes tensionadas para as classes 3,4 e 5, da tabela 3.1, devem ser determinadas pela EN 1991 com apropriada categoria de detalhe estrutural.

A quebra por fadiga geralmente ocorre nos sistemas de cabos devido a efeitos das ancoragens, selas ou grampos. A categoria efectiva é determinada por meio de ensaios, simulando da melhor forma o que poderia ocorrer na prática (a avaliação do ensaio deve ser efectuada segundo a EN 1990).

A Figura 3.3 mostra as curvas de resistência à fadiga que devem ser usadas, enquanto na tabela 3.6 se fornecem as categorias dos detalhes.

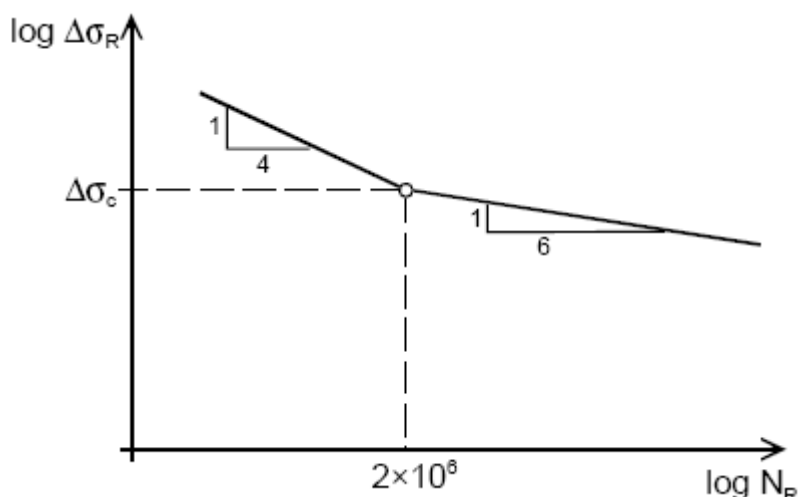


Fig. 3.3 – Curvas de resistência à fadiga para componentes tensionadas

Tabela 3.6 - Categorias dos detalhes para a resistência à fadiga de acordo com as curvas de resistência à fadiga

Grupo		Elemento tensionado	Categoria do detalhe $\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]
A	1	Barras pré-esforçadas	105
B	2	Cordão completamente travado com preenchimento em metal ou resina	150
	3	Cordões em espiral com preenchimento em metal ou resina	150
C	4	Arame paralelo com preenchimento em epoxy	160
	5	Feixe de cordões paralelos	160
	6	Feixe de paralelas	160

De notar que as categorias representadas na tabela anterior só são válidas se preencherem certos requisitos (ver regulamento com maior detalhe).

3.4. SÍNTESE E COMENTÁRIOS

Os vários regulamentos e manuais tocam em vários aspectos, como as condições de carregamento e dimensão das estruturas, até níveis de poluição e efeitos cíclicos. Ainda assim, tem havido alguma uniformidade, por exemplo, em estruturas permanentes ou semi-permanentes (em acções de longa duração) o coeficiente de segurança mínimo do material é 5 (embora por vezes em acções de curta duração se usem coeficientes entre 3 e 4), sendo que em ligações e zonas de concentração de tensões este valor possa aumentar até 7.

De seguida, aborda-se um assunto que não está muito desenvolvido nos regulamentos Europeus que tem a ver com a propagação de rasgos e a rotura de emendas por fluência sob a acção de temperaturas elevadas.

3.5. PROPAGAÇÃO DE RASGOS

A necessidade de compreender melhor a propagação de rasgos faz com que haja necessidade de conhecer o processo de fabrico do material em questão - a fiação. A fiação é, em geral, lançada segundo duas direcções: o urdume e a trama. Durante este processo, os fios do urdume são mantidos rectos, e os fios da trama são passados alternadamente por cima e por baixo de cada fio do urdume, apresentando, logicamente, uma ondulação mais acentuada, embora os fios do urdume acabem por ondular ligeiramente devido à interacção neste processo. Ao ser solicitada, a interacção entre o urdume e a trama intensifica-se, fornecendo propriedades mecânicas altamente anisotrópicas à membrana, conferindo não linearidade do material ao tecido.

As distorções angulares surgem, facilmente, quando a direcção de fiação não está alinhada com as tensões principais. Não significa, porém, que toda a membrana experimente distorções, dependendo do tipo de carregamento em questão. O problema pode facilmente ser resolvido colocando uma camada oblíqua, extra, na fiação. No entanto, se por um lado melhora as propriedades elásticas e torna o material mais isotrópico, por outro, a tela fica sujeita a propagação repentina de rasgos (Happold 1994).

A resistência ao rasgamento do material é, geralmente, elevada, de tal forma que, pequenos defeitos e rasgos pré-existent, não se propagam sob o efeito das acções de cálculo. Diferentes forças de rasgamento se desenvolvem consoante o tipo e tamanho de defeito. Como tal é necessário prever, através de ensaios, a resistência ao rasgamento de um material que possa ser posteriormente aplicado em projecto.

Alguns ensaios são realizados como o “*Tongue Tear Method*” e “*Trapezoidal Tear Method*”, no entanto, inadequados para o material em questão, pois são, originalmente, desenvolvidos pela ASTM para a indústria do vestuário.

Ensaio de rasgamento em painel largo, usando amostras de 40cm de largura e 100cm de comprimento (dimensões mínimas), com um rasgo central transversal de 4 cm de desenvolvimento, permitem relacionar a resistência de uma tela isenta de defeitos com a sua resistência, na presença de um pequeno rasgo, intersectando o caminho de forças. Tais ensaios realizam-se para vários tipos de tecido (polyester revestido a PVC e fibras de vidro revestida a PTFE) concluindo que a resistência de um tecido danificado é reduzida de um factor entre 3 e 4 (optando-se por um coeficiente de 4 pelo número reduzido de ensaios realizados).

3.6. ACÇÕES

3.6.1. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento constitui uma das mais importantes acções para as estruturas de cabos com membranas devido ao baixo peso próprio que estas apresentam.

Inúmeros parâmetros a determinar fazem da acção do vento um problema complexo. Aliás já se têm verificado efeitos indesejáveis em estruturas tensionadas devido a esta acção.

O vento é normalmente considerado como uma acção estática, definida pelo produto de uma pressão dinâmica por um coeficiente de pressão (C_p). Para estruturas importantes de formas complexas o ensaio em túnel de vento é o mais aconselhado na determinação dos coeficientes e pressão.

3.6.1.1. Velocidade do vento

O Eurocódigo 1, parte 2.4, permite determinar a velocidade do vento e respectiva pressão dinâmica.

3.6.1.2. Coeficientes de pressão C_p

O vento actua, geralmente, nas duas faces da membrana simultaneamente, havendo, conseqüentemente, valores de coeficientes de pressão interiores e exteriores que podem ser obtidos de acordo com legislação e artigos científicos. A acção conjunta destes dois efeitos deve ser incluída no modelo analítico da estrutura, sendo as pressões aplicadas normalmente à superfície deformada. Nas estruturas que funcionam apenas com uma face exposta, como é o caso das coberturas de edifícios, é necessário ter em conta a pressão no interior. A pressão interior é significativa se existirem aberturas de grande dimensão, quer em paredes, quer na própria cobertura.

As estruturas insufladas têm a pressão interior controlada, sendo a pressão dinâmica do vento aplicada única e simplesmente na face exterior da membrana.

Para estruturas de pequena dimensão, na legislação em vigor, dificilmente se encontram formas semelhantes, sendo desta forma necessário tecer algumas considerações conservativas na definição dos valores de C_p . Os documentos a consultar nesta área são, por exemplo:

- EC1 – Parte 2.4;
- BS 6399 – Parte 2;
- DIN 1055 – Parte 4;
- Cook, N.J. – “The Designers Guide to Wind Loading of Building Structures – Part 2”, BRE/Butterworths.

Nas estruturas importantes, como coberturas de estádios, é relevante fazer-se estudos mais aprofundados, havendo estudos realizados, através de ensaios em túnel de vento, para aproximação de valores de C_p , em estados preliminares de dimensionamento.

3.6.1.3. Acção do vento em estruturas de cobertura de estádios

Como já se referiu anteriormente, as estruturas leves são susceptíveis à acção dinâmica do vento, devido ao seu peculiar comportamento, bem como às formas irregulares e complexas. Desta forma, para fornecer valores de C_p mais apropriados em estados preliminares de dimensionamento foram estudados 5 estádios geometricamente diferentes. As informações foram tiradas de diferentes ensaios de túnel de vento, somente nas três direcções (0° , 45° e 90°), tais como a máxima força de levantamento e de rebaixamento, e somente valores máximos (pressão) e mínimos (sucção) de C_p .

O ensaio em túnel de vento é importante, na medida em que fornece valores de C_p para estruturas que, devido à sua forma irregular, não encontram, na literatura corrente, coeficientes fiáveis ou, também porque a estimativa conservativa dos mesmos valores leva a construções muito dispendiosas, inviabilizando o projecto.

O ensaio em túnel de vento não deve ser realizado numa fase inicial de dimensionamento pois o projecto sofre alterações na forma, durante esta fase, e, sendo dispendioso, não se justifica.

A maioria dos ensaios são realizados com modelos reduzidos rígidos, que não levam em consideração as mudanças na distribuição das pressões aplicadas devidas às deformações da superfície da

membrana. Desta forma, os ensaios de modelos rígidos não são os mais indicados para as estruturas de membrana, embora sejam, geralmente, a única opção.

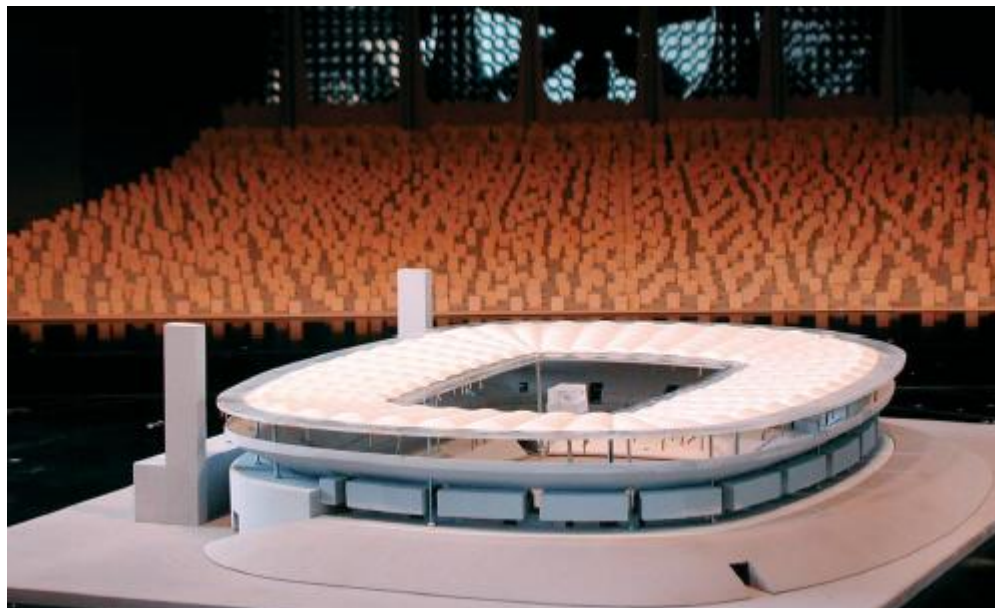


Fig. 3.4 – Modelo em túnel de vento da cobertura de um estádio

Algumas investigações actualmente em curso tentam avaliar a estabilidade aerodinâmica, conjugando a análise numérica de condições de escoamento do vento (Dinâmica de Fluidos Computacional - CFD) e interacção estrutural (modelação em elementos finitos). Até à data, só em alguns casos se verificou a aplicabilidade dos resultados. O estudo computacional detalhado é moroso, e o tempo de modelação é geralmente comparável ao ensaio em túnel de vento.

No sentido de usufruir de estudos já realizados em túnel de vento, foi realizada uma sistematização de resultados obtidos em diferentes coberturas de estádios, pelo gabinete Schlaich Bergermann & Partners, Stuttgart. Estruturas de cobertura de 5 estádios, com formas diferentes, foram estudadas de forma a comparar as semelhanças, na forma, e nos valores de C_p .

As simplificações realizadas para os valores máximos de C_p foram as seguintes:

- A informação fornecida é baseada em diferentes ensaios de túnel de vento e técnicas de análise variadas;
- As irregularidades do solo influenciam os efeitos de rajada do vento, variando em cada investigação;
- Alguns valores de pressão têm pequenas amplificações dinâmicas incluídas;
- Efeitos locais são ignorados e só o contorno da estrutura global pode ser dimensionado usando as figuras fornecidas;
- Somente valores de C_p máximos (pressão) e mínimos (sucção) são utilizados;
- Somente as três direcções principais de actuação do vento são analisadas, assim como as forças de levantamento e de rebaixamento;
- Apenas factores de C_p são incluídos e discutidos ($C_{pnet} = C_{pexterno} - C_{pinterno}$).

Relativamente a simplificações geométricas enumeram-se as seguintes:

- A superfície de membrana é considerada achatada;
- Apenas superfícies sólidas são consideradas. Suportes com uma secção diagonal inferior a 5 metros são desprezados, bem como mastros e cabos;
- Edifícios nas redondezas acima de 12 metros são desprezados.

Os critérios de divisão para definição de zonas dos estádios são arbitrados em partes radiais e concêntricas, de forma igual para todos eles. Esta divisão é realizada radialmente em sectores concêntricos de 15°, da seguinte forma:

Tabela 3.7 – Divisão concêntrica das coberturas

Anel concêntrico	Classificação	Percentagem (da profundidade da cobertura) (%)
Anel exterior	a	12
Zona interior (fronteira externa)	b	26
Zona interior (fronteira interior)	c	50
Anel interior	d	12

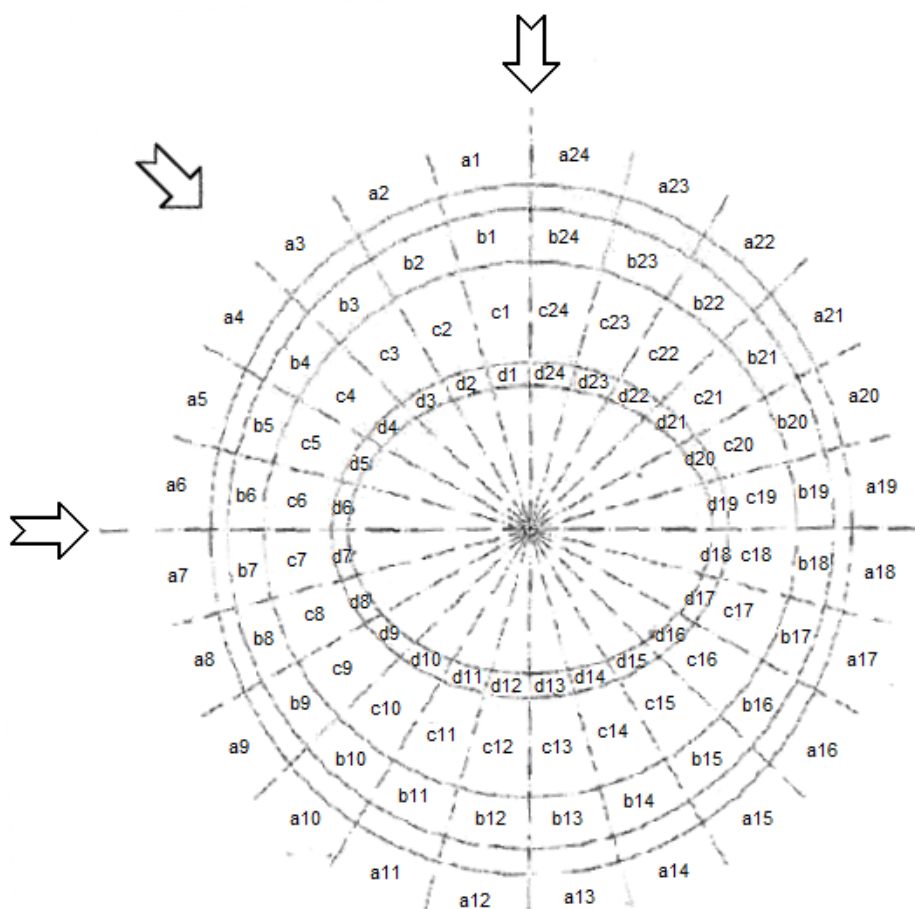


Fig. 3.5 - Esquema de numeração

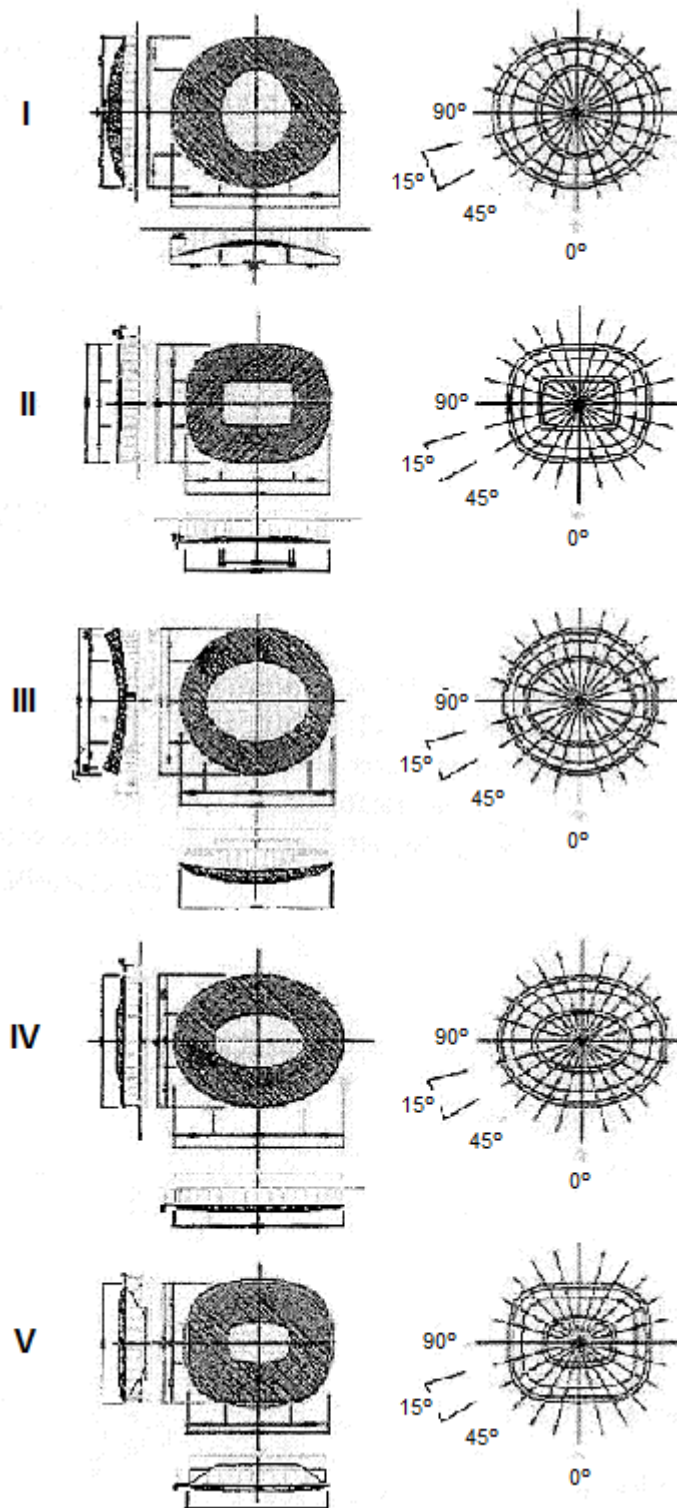


Fig. 3.6 – Geometria dos estádios

O estádio do tipo III é excluído da análise pois as grandes aberturas nos dois lados do estádio criam pressões e sucções extremas na cobertura, levando a informações analíticas muito variadas.



Fig. 3.7 – Estádio do tipo III

A geometria em planta diferencia-se em tipo circular (oval ou elíptico), como os estádios do tipo I, III e IV assim como em tipo rectangular, do tipo II e V. De uma forma geral, os estádios rectangulares levam a coeficientes de pressão superiores em relação aos circulares. No entanto, outros factores, mais gravosos, como a geometria da cobertura, na vertical, influenciam os coeficientes de pressão, sendo factores cruciais sobre as forças dos ventos na estrutura. Desta forma, verifica-se que, apesar de, em planta, apresentarem configuração rectangular, que levaria a coeficientes de pressão elevados, os estádios são influenciados, por exemplo, pela curvatura das arestas dos estádios rectangulares, que amenizam os coeficientes de pressão.

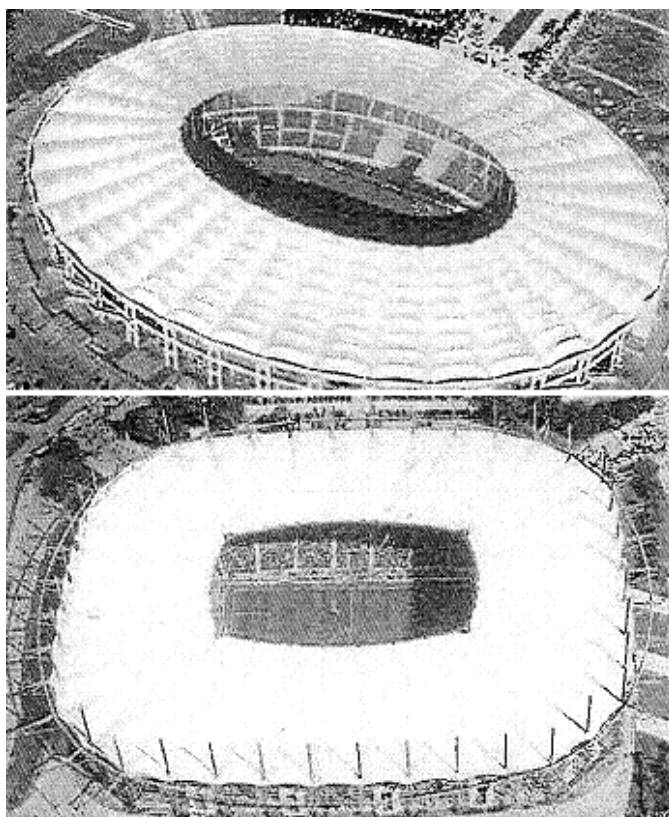


Fig. 3.8 - Exemplos de estádios do tipo IV (oval) e do tipo V (rectangular), respectivamente em cima e em baixo

O efeito da geometria da cobertura na vertical, traduzido através da curvatura e de grandes diferenças entre o ponto mais alto e mais baixo, tem sido estudado, através de estudos aerodinâmicos e da dinâmica de fluidos, e revela que o comportamento do vento é inconstante. A forma côncava constitui fácil passagem ao vento. Consequentemente, o anel “a” apresenta forças de levantamento menores, podendo ocorrer forças direccionadas para baixo. O mesmo não acontece no anel “d”, no interior, onde os sectores ficam fortemente expostos à acção do vento, levando ao aumento dos coeficientes C_p . O estádio do tipo I apresenta estes efeitos, para a direcção de 0° , provocando nos sectores de 3 a 11, nos anéis a/b/c d, coeficientes $C_p=+0.23$ (forças de rebaixamento), enquanto os sectores opostos de d16 a d21 e c16 a c21, apresentam coeficientes $C_p= -1.36$ (forças de levantamento).

Em geral, as coberturas de estádios que apresentam mudança de curvatura acentuada em toda a estrutura permitem, em algumas zonas, a fácil passagem do vento, e, noutras, oferecem maior resistência. Os coeficientes mudam bruscamente, entre pressão e sucção.



Fig. 3.9 - Exemplo de estádio do tipo I

O efeito das estruturas elevadas requer condições especiais relacionadas com a elevação de determinada altura (respectiva ligação). Por exemplo, nos estádios IV e V, a elevação ronda os 2 metros de altura, sendo esta realizada no anel interior. Desta forma, os efeitos do vento não são acentuados, pois o vento circula “suavemente” por cima da cobertura. Já no estádio II verifica-se uma elevação cerca de 6 metros. No entanto, esta realiza-se no anel exterior, permitindo a passagem do vento na elevação (brecha), acelerando-o, de modo que a estrutura de cobertura funcione como uma asa. Consequentemente, ocorrem coeficientes de pressão ascendentes na parte exposta do anel “a” ($C_p= -3.51$), assim como no anel “b” ($C_p= -1.89$).

Numa cobertura, como a do tipo III, com elevação na ordem de 16 metros, são de esperar coeficientes aerodinâmicos na mesma ordem de grandeza dos anteriores, para as direcções 0° e 45° , criando um aumento dos factores de levantamento.

O efeito de prolongamento da cobertura em consola (“overhang”), da cobertura, é um aspecto importante nas estruturas de membrana. Na cobertura, esta consola tem um comprimento máximo de 24 metros na direcção longitudinal (90°). E, à semelhança do efeito de cobertura elevada, o estádio II, produz picos de valores de C_p (aproximadamente -3), nos sectores de barlavento. Como é de conhecimento geral, o vento sobre as coberturas com “overhang” relacionam-se com forças importantes de levantamento, nos sectores respectivos da superfície. Contudo, considerando o dimensionamento de toda a estrutura, os valores de C_p alcançam menos de -3, sendo muito baixos e degradando-se em curtas distâncias.

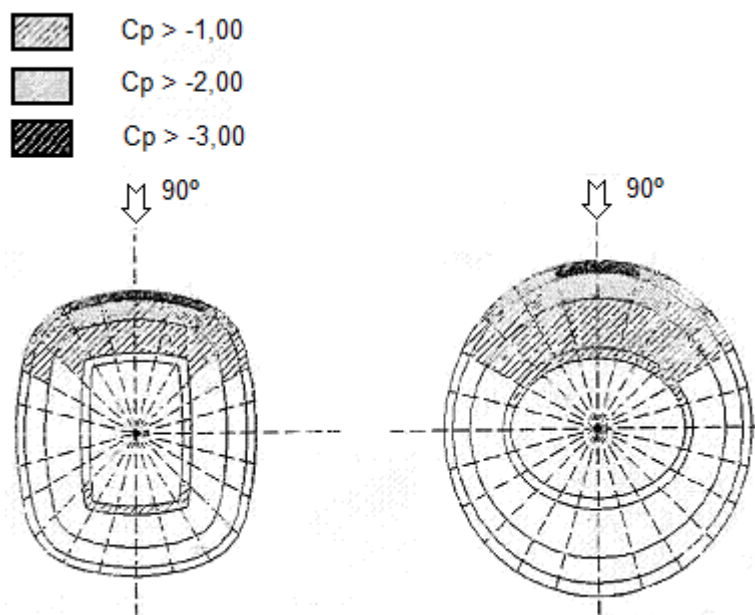


Fig. 3.10 - Comparação entre elevação e "overhang"

Dependendo da exposição da estrutura, à entrada do vento, os anéis "a" e "d" apresentam algumas semelhanças nos coeficientes de pressão, em zonas bem definidas.

A entrada do vento pelo bordo da cobertura, através do anel "a", continua o seu percurso pela cobertura e depois da abertura alcança o anel "d". Na Figura 3.11 observa-se a distribuição dos valores de C_p de acordo com a direcção.

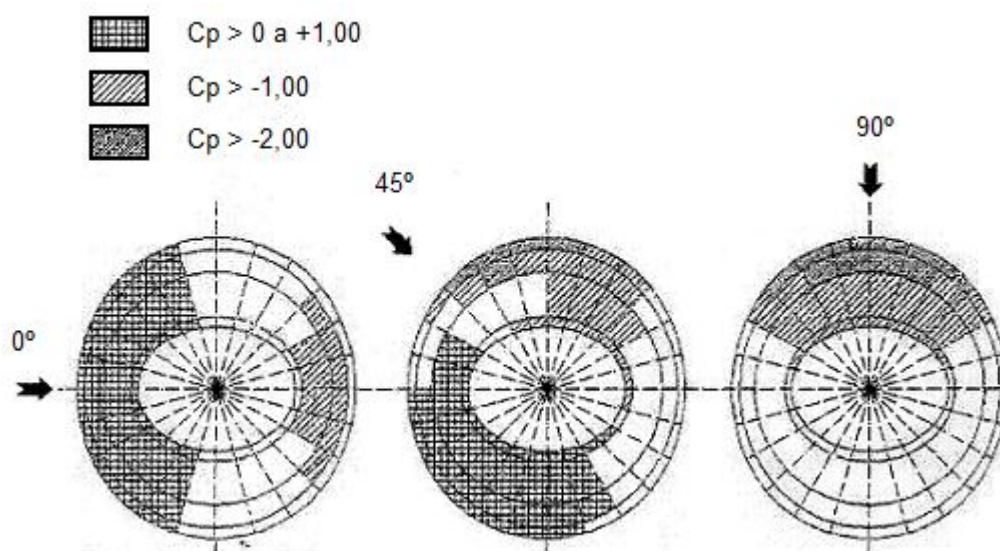


Fig. 3.11 - Factores de C_p para estádio do tipo I

O pico dos valores de C_p é sempre encontrado no anel "a" ($C_p = -3.78$). C_p decresce abruptamente e, às vezes, hiperbolicamente no anel "b", "c" e "d".

No lado oposto volta a crescer para um novo máximo ($C_p = -2.10$), decrescendo à medida que avança para os anéis seguintes.

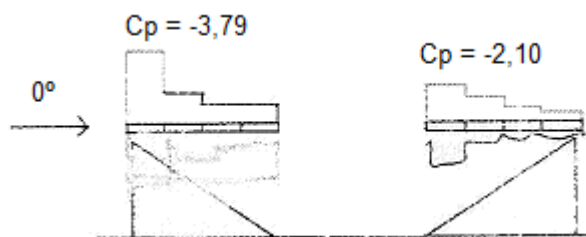


Fig. 3.12 - Semelhança entre os anéis "a" e "d"

Algumas conclusões podem ser tecidas na relação entre as diferentes direcções.

Na direcção 0° , o pico dos valores de C_p , no anel "a", encontra-se na parte mais próxima do barlavento. A distribuição das cargas é simétrica (Figura 3.10). Efeitos semelhantes se encontram na direcção de 90° , no entanto os valores de C_p em barlavento não são tão elevados. Os efeitos de sucção, no anel "b", são superiores.

Na direcção de 45° não se produz uma distribuição simétrica. À semelhança das outras direcções, verifica-se um pico de C_p , no anel "a" ($C_p = -3.51$). É de notar mais áreas afectadas, criando geralmente as maiores forças de levantamento da cobertura (Figura 3.10).

Os valores de C_p , para um dimensionamento preliminar de 5 estádios, excluindo o do tipo III, são apresentados.

Para a influência do terreno envolvente são geralmente utilizados dois tipos de ensaios:

- Do tipo "aberto"- semelhante à categoria II do EC1;
- Do tipo "suburbano"- semelhante à categoria III do EC1

Nas tabelas 3.8, 3.9 e 3.10 podem-se analisar os máximos verificados, em cada direcção, no respectivo estádio e valores absolutos.

Tabela 3.8 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 0°

C_p	I	II	IV	V	min/max
a max	0,23	-0,54	-0,39	-0,42	0,23
a min	-0,45	-3,51	-0,87	-3,78	-3,78
b max	0,23	-0,68	-0,45	-0,23	0,23
b min	-0,68	-1,89	-0,81	-0,84	-1,89
c max	0,23	-0,68	-0,51	-0,42	0,23
c min	-1,08	-1,22	-1,11	-1,26	-1,26
d min	0,23	-0,68	-0,48	-0,42	0,23
d max	-1,36	-1,62	-1,32	-2,10	-2,10

Tabela 3.9 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 45°

C_p	I	II	IV	V	min/max
a max	0,23	-0,54	-0,21	-0,42	0,23
a min	-2,50	-3,51	-0,66	-1,89	-3,51
b max	0,23	-0,68	-0,24	-0,42	0,23
b min	-1,98	-2,57	-1,02	-0,53	-2,57
c max	0,64	-0,70	-0,21	-0,42	0,64
c min	-1,32	-1,05	-1,65	-0,95	-1,65
d min	1,14	-0,68	-0,33	-0,42	1,14
d max	-1,59	-1,49	-1,83	-1,47	-1,83

Tabela 3.10 – Valores máximos e mínimos de C_p na direcção de 90°

C_p	I	II	IV	V	min/max
a max	-0,23	-0,68	0,33	-0,42	0,33
a min	-2,95	-3,65	-0,51	-2,10	-3,65
b max	-0,23	-0,68	0,51	-0,42	0,51
b min	-2,50	-2,43	-0,81	-0,74	-2,50
c max	-0,34	-0,68	0,63	-0,42	0,63
c min	-1,59	-1,16	-1,35	-0,95	-1,59
d min	-0,68	-0,68	0,54	-0,42	0,54
d max	-1,82	-1,62	-1,53	-1,68	-1,82
				Max(abs)	1,14
				Min(abs)	-3,78

As Figuras 3.13 a 3.24 representam a variação e respectivos limites de C_p , através da utilização das curvas envolventes, nos anéis “a” até “d” para as diferentes direcções.

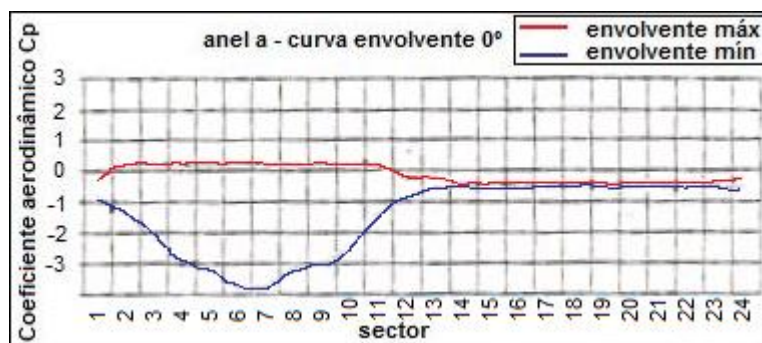


Fig. 3.13 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0°, anel “a”

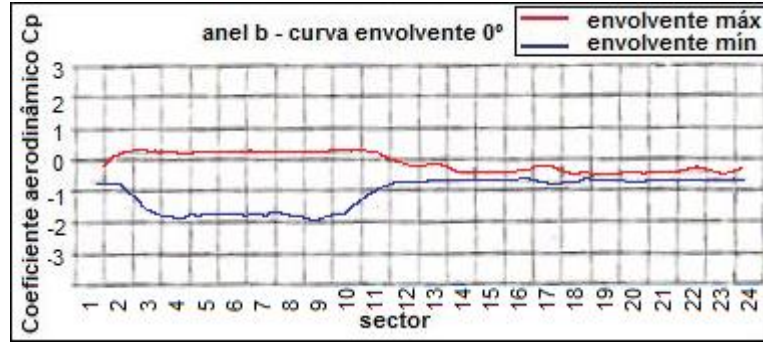


Fig. 3.14 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0°, anel "b"

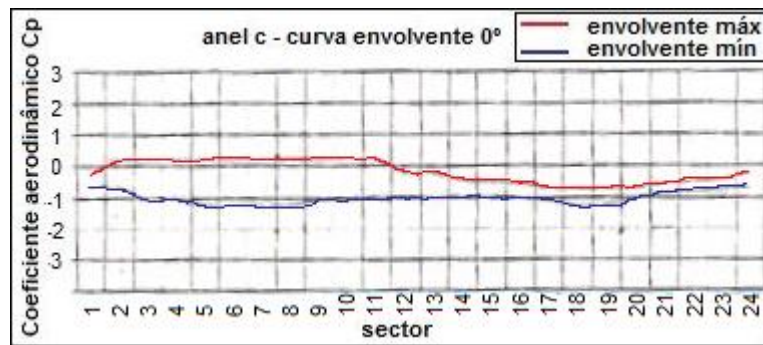


Fig. 3.15 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0°, anel "c"

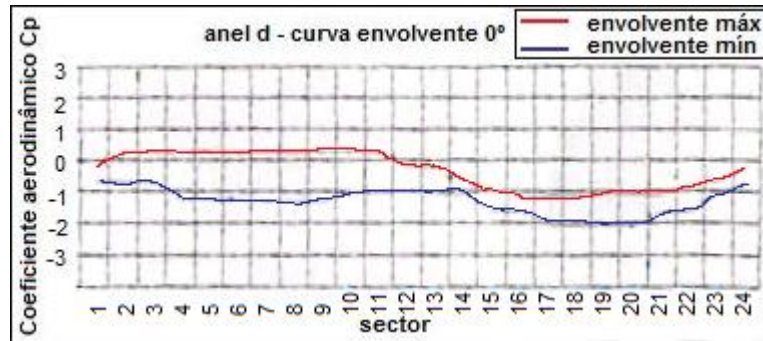


Fig. 3.16 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 0°, anel "d"

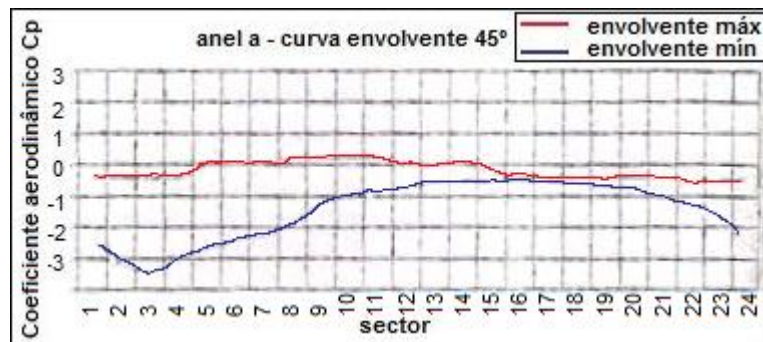


Fig. 3.17 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 45°, anel "a"

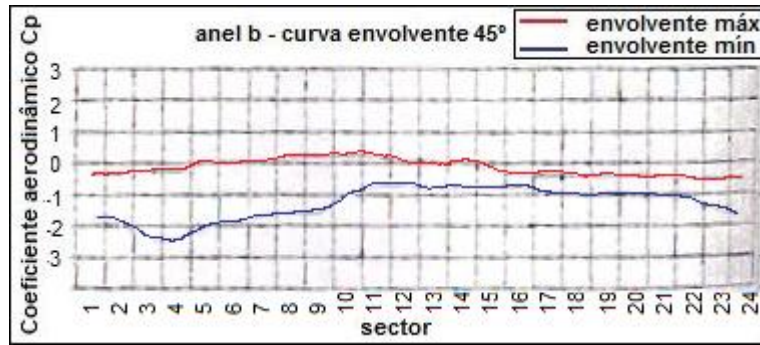


Fig. 3.18 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de Cp, vento de 45°, anel "b"

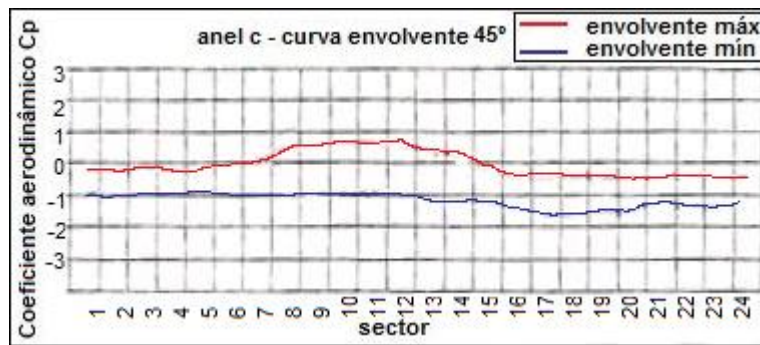


Fig. 3.19 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de Cp, vento de 45°, anel "c"

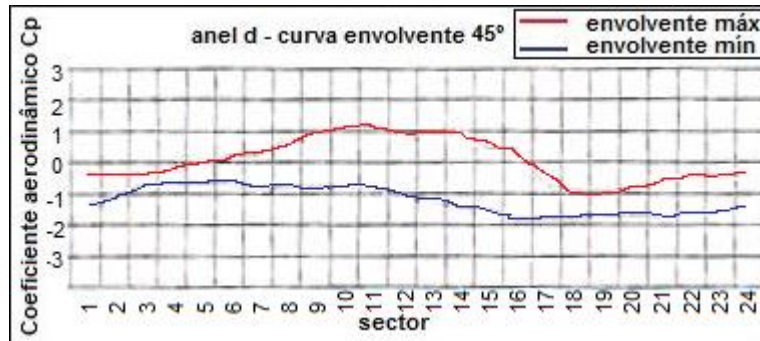


Fig. 3.20 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de Cp, vento de 45°, anel "d"

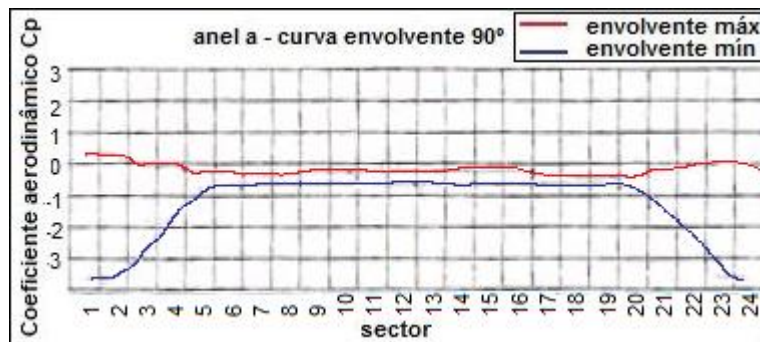


Fig. 3.21 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de Cp, vento de 90°, anel "a"

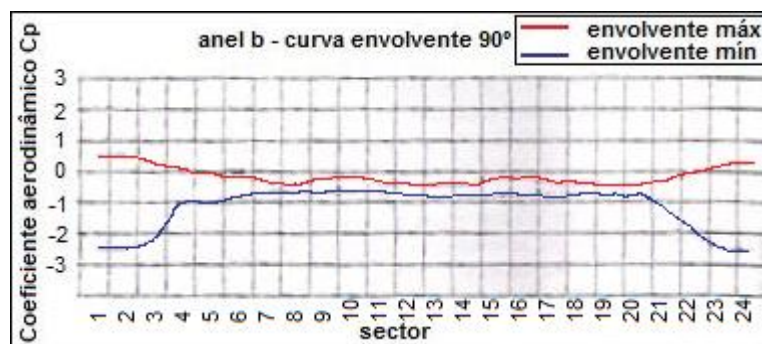


Fig. 3.22 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90°, anel "b"

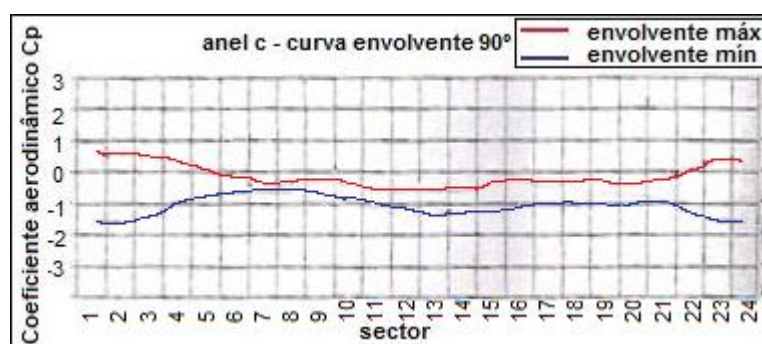


Fig. 3.23 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90°, anel "c"

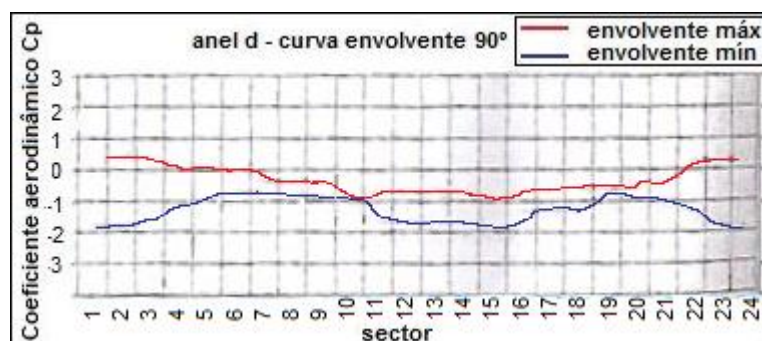


Fig. 3.24 - Curvas envolventes para valores máximos e mínimos de C_p , vento de 90°, anel "d"

3.6.2. OUTRAS ACÇÕES

3.6.2.1. Acção da Neve

A acção da neve, a par da acção do vento, representa, nas estruturas de cabos e de membranas, uma acção importante a considerar no seu dimensionamento.

A distribuição da neve foi considerada, durante muito tempo, como uma carga distribuída de acordo com as medidas de profundidade da neve que cai no terreno. Actualmente, distingue-se a distribuição da neve, numa cobertura e no terreno. Em algumas zonas da cobertura, mais quentes, a carga é menos intensa que no terreno e, noutras partes, muito superior à do terreno.

As estruturas tensionadas não estão incluídas nos regulamentos, apesar do EC1 referir que, para estruturas tradicionais, os coeficientes são aplicados, sob acção de ventos fracos (originando carregamentos uniformes), e sob ventos fortes, com acumulação em determinadas zonas (gerando carregamentos não uniformes). No caso de estruturas com uma sequência de cumes e vales, o EC1 fornece coeficientes relativos à quantidade máxima (vales) e mínima (cumes). Pode ocorrer o efeito de “ponding” associado à flexibilidade das estruturas referidas, sendo necessário realizar ensaios de túnel de vento e ensaios de “flume water”, para contabilizar este efeito.



Fig. 3.25 – “Ponding” numa cobertura em tela – Pensylvania, EUA

O fenómeno de “ponding” consiste na alteração das pendentes iniciais da membrana devido a carregamento elevado que provoca deformações excessivas. Este fenómeno impede a drenagem da água da chuva e da neve derretida. É, então, necessário fazer estudos de modo a evitar este fenómeno, sob as acções de projecto consideradas.

O escorregamento da neve nas telas é também muito importante visto que quando esta começa a derreter quantidades consideráveis podem provocar estragos, quer ao nível da tela, quer ao sair da cobertura e dirigirem-se para fora da mesma.

3.6.2.2. Acção Sísmica

A acção sísmica não é significativa nas estruturas de membrana pois estas são muito leves. Na ocorrência de um sismo não surgem acelerações consideráveis, a não ser que tenham incorporado objectos de massas consideráveis na estrutura, como treliças e ligações.

4

PRINCÍPIOS DE COMPORTAMENTO: FORMA-EQUILÍBRIO

4.1. ARQUITECTURA MINIMALISTA

O Arquitecto/Engenheiro Frei Otto deu o primeiro contributo na década de 50 para a arquitectura das membranas leves, ao realizar experiências em película de sabão no processo de busca da forma. Superfícies, de mínima área, são encontradas, criando um estado de tensões superficiais, homogéneo e isótropo, pretendendo, para o efeito, o mínimo de energia potencial.



Fig. 4.1 – Catenóide em filme de sabão⁶

O exemplo da Figura 4.1 representa uma superfície de revolução, gerada pela rotação de uma catenária, em torno de um eixo vertical. A forma gerada preenche as características mencionadas anteriormente. Remete-se para Souza, D. (2008), o estudo sobre a busca de superfícies mínimas e seu emprego nas estruturas de membrana, sendo apresentada uma metodologia puramente geométrica para a determinação de superfícies mínimas, através de formulação matemática em ambiente MATLAB.

⁶ Fonte: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/f/f2/Bulle_caténoide.png/728px-Bulle_caténoide.png, 15/04/10

4.2. FORMAS

As estruturas em membrana conhecem um número ilimitado de formas, no entanto todas as formas geradas podem ser de dois tipos:

- forma anticlástica, ou forma de sela, com dupla curvatura, entrando em equilíbrio com a actuação de pré-esforço no plano da membrana;
- forma sinclástica, ou esférica, com curvatura primária, entrando em equilíbrio através de pressão pneumática ou hidráulica, actuando perpendicularmente à estrutura.

4.2.1. SUPERFÍCIE ANTICLÁSTICA

Um elemento, no espaço, pode ser equilibrado utilizando um mínimo de 4 forças auto-equilibradas para o estabilizar e cujos vectores não sejam coplanares. Desta forma as membranas tensionadas resistem às acções pela sua forma, e pelo seu estado interno de tracção, que constitui o elemento estrutural da membrana.

A alternância das cotas dos apoios e a ligação dos mesmos, por troços rectos ou curvos, permite a criação de uma forma anticlástica, como representado na Figura 4.2. As cargas exteriores descendentes são suportadas pela curvatura exterior, definida entre o ponto mais alto e um mais baixo, ao passo que, forças ascendentes são equilibradas pela curvatura de sinal, oposto ao anterior, criada entre dois pontos baixos.



Fig. 4.2 – Memorial dos Povos de Belém do Pará, Pauletti & Brasil (2005)

4.2.2. SUPERFÍCIE SINCLÁSTICA

As membranas de forma sinclástica possuem curvatura primária ao longo da superfície, sendo, normalmente, equilibradas por um estado interno de tracção devido à actuação de pré-esforço, bem como pela diferença de pressão de um gás ou fluído, actuando perpendicularmente à superfície. As forças internas, que se desenvolvem, são proporcionais à curvatura da superfície, correspondendo um raio superior a esforços superiores.

O Centro Aquático Nacional, Figura 4.3, na China, foi construído em 2008 para receber as competições de natação das Olimpíadas de Beijing. A sua estrutura é composta por 3000 bolsas pneumáticas revestidas com material semelhante ao Teflon (EFTE), criando uma área coberta de mais de 110.000m².



Fig. 4.3 – Centro Aquático Nacional, Beijing, China

4.2.3. TIPOLOGIA DE ESTRUTURAS

Tabela 4.1 – Tipologia das estruturas de acordo com a forma e suporte

Suportada em pontos	Estruturas de ponto elevado			
	Estruturas em vale			
	Pontos alternados			
Suportada ao longo de linhas	Estruturas em arco			
Suportada por ar	Estruturas “almofada” elementares			
	Estruturas “almofada” amplas			
	Meias estruturas			

4.3. CLASSIFICAÇÃO

As estruturas de membrana marcam presença num vasto conjunto de edifícios, com aplicações de intuito diferenciado.

A classificação das membranas pode resultar da avaliação de diferentes aspectos como função da construção, função específica da tela (transmissão de luz, protecção solar, ou chuva, etc.), o vão em questão, conversibilidade e vida útil.

Assim pode-se resumir num esquema a classificação de diferentes estruturas consoante a sua utilização:

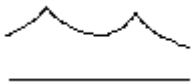

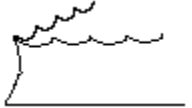

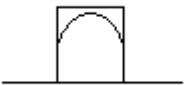
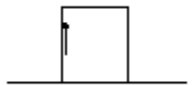
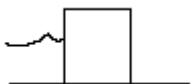
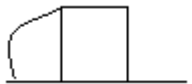
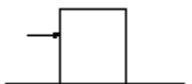
	Abertas	Fechadas	Conversíveis
Envolventes			
Interiores			
Acopladas			

Fig. 4.4 – Classificação das estruturas em membrana tensionada, baseado em Moreira (2008)

Um exemplo de estrutura aberta e envolvente é a cobertura de Rhöwlinikum, Alemanha, cobrindo um espaço aberto público de aproximadamente 1.200m², bem como inúmeros estádios de futebol. Este tipo de estruturas consegue vencer grandes vãos com apoios reduzidos.

O exemplo apresentado como estrutura aberta acoplada é o Fórum Sony Center, em Berlim, com funções limitadoras de espaço público ou privado, associado a outros edifícios.

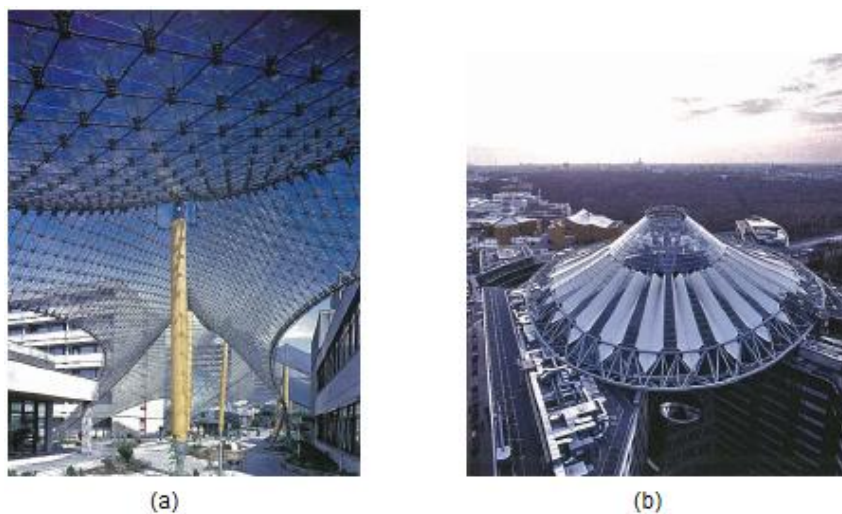


Fig. 4.5 – a) Cobertura de Rhöwklinikum, Alemanha⁷; b) Sony Center Fórum, Alemanha⁸

Uma estrutura fechada e envolvente é por exemplo o Millennium Dome, no Reino Unido, apresentada no capítulo 1.

A Figura 4.6, ilustrando um exemplo de uma membrana fechada acoplada, representa a cobertura da Arène de Nimes, França, 1988, cobrindo uma área de 4.000m².



Fig. 4.6 – Cobertura de Arène de Nimes, França⁹

⁷ MERO-TSK International, Würzburg/ Germany

⁸ ROLAND Horn, Berlin/ Germany

⁹ PFEIFER, Memmingen/ Germany

5

ANÁLISE

5.1. GENERALIDADES

As estruturas tensionadas apresentam em geral um comportamento estrutural complexo, pois embora os elementos básicos de que se compõem sejam de simples formulação (cabos e membranas), o seu funcionamento em conjunto é essencialmente não linear.

A não linearidade surge de diversas formas começando pelos materiais utilizados até ao comportamento geométrico não linear. A combinação dos dois intensifica este efeito.

De seguida estuda-se uma forma de tratar as estruturas que exibem um comportamento não linear, focando as estruturas de cabos e tipos de elementos de cabos como cabo deslizante, bem como elemento de membrana.

5.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL DE CABOS

5.2.1. FORMAS FUNICULARES

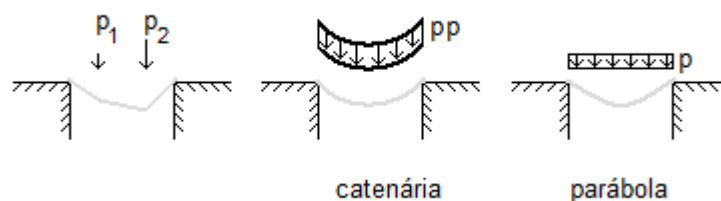


Fig. 5.1 – Formas funiculares de um cabo sujeito a diferentes carregamentos

A forma funicular de um cabo devido a um carregamento genérico representa a forma que este assume devido à natureza e magnitude deste carregamento. Na Figura 5.1 verifica-se que a forma de um cabo sujeito a carregamentos concentrados, P_1 e P_2 , é composta por segmentos rectilíneos. Enquanto se for unicamente sujeito ao peso próprio a forma gerada é a catenária. Já a parábola é a funicular de um carregamento uniformemente distribuído.

No entanto, um aspecto importante no comportamento dos cabos relaciona-se com o facto de um mesmo carregamento provocar diferentes formas funiculares, ou seja, um carregamento tem associado uma família de funiculares para uma mesma estrutura. Isto, porque depende da deformada inicial que o cabo apresenta, antes de determinado carregamento. A cada forma inicial, ou seja, flechas diferentes,

estão associadas formas funiculares diferentes. Quanto menor a flecha da estrutura de cabo, maior a tracção por ela experimentada, para o mesmo carregamento.

5.2.1.1. Forma poligonal

No caso de um cabo inextensível, perfeitamente flexível e fixo nas suas extremidades estar sujeito a cargas concentradas contidas no mesmo plano, existe a necessidade de fixar um parâmetro para determinar a sua forma. O comprimento total do cabo ou a flecha são parâmetros normalmente arbitrados.

Se o carregamento actuante num cabo for constituído por forças concentradas a forma do cabo é a representada na Figura 5.1, do lado esquerdo, formando troços rectos. Para que o cabo esteja em equilíbrio é necessário o equilíbrio dos sucessivos troços que compõem o cabo. Fixando então a flecha em algum ponto, através das várias equações de equilíbrio quer de momentos quer de forças horizontais e verticais determina-se a forma e as forças decorrentes do respectivo carregamento.

5.2.1.2. Forma parabólica

A forma parabólica obtida num cabo resulta da aplicação de uma força uniformemente distribuída segundo a direcção horizontal. À semelhança da forma em segmentos rectos, pode-se exprimir o equilíbrio de um segmento de cabo, desde a origem até um ponto arbitrado, através de equações de equilíbrio na direcção horizontal, vertical e de momentos.

De notar que a componente horizontal da força de tracção no cabo é constante ao longo do cabo. A componente vertical da mesma força resulta da primitiva do carregamento transversal. O equilíbrio de momento é expresso tendo em conta que o cabo não desenvolve esforços internos de flexão.

5.2.1.3. Forma catenária

Um cabo flexível perfeito fixo nas suas extremidades sujeito a uma força uniformemente distribuída ao longo do seu desenvolvimento (peso próprio) assume a forma da catenária. A equação da catenária é obtida pela primeira vez em 1691 por Leibniz, Huygens e Johan Bernoulli.

Diferentes níveis de simplificação originam diferentes expressões para a catenária. Assumindo o cabo infinitamente rígido axialmente, obtém-se a chamada catenária inelástica infinitamente rígida axialmente (catenária inelástica). Considerando a flexibilidade axial resulta a catenária elástica, sendo esta última mais realista.

Tanto numa como noutra o processo de cálculo baseia-se na consideração de flexibilidade perfeita, isto é, despreza-se a rigidez à flexão. Na catenária elástica assume-se que o material segue a lei de Hooke. Novamente através de equações de equilíbrio, mais complexas, resolve-se a estrutura de cabo. Existem equações detalhadas, por exemplo, em Tibert G. (1999).

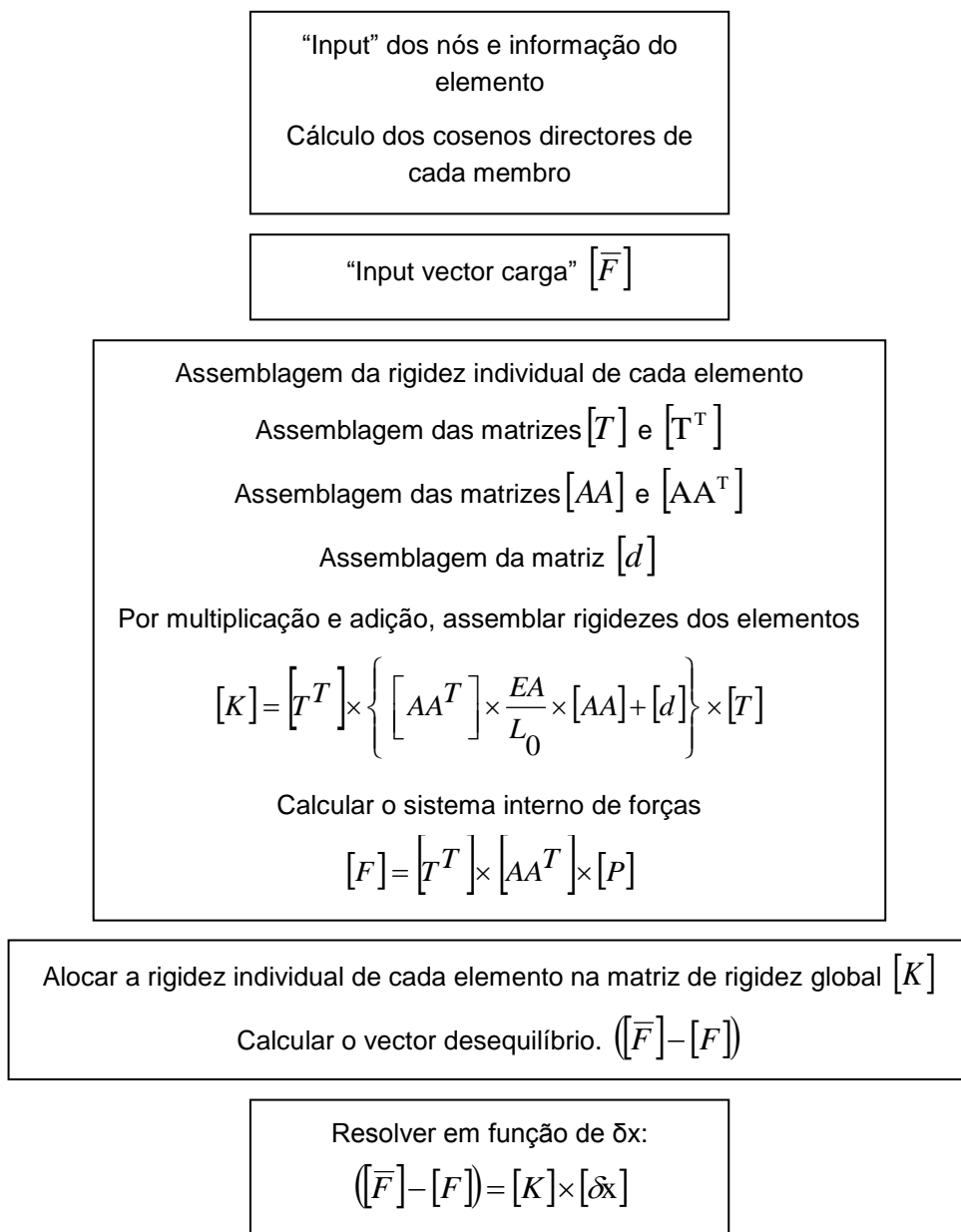
5.3. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO DE ESTRUTURAS DE CABOS

Uma estrutura de cabos tensionada pode ser discretizada em n elementos barra que devem ser estudados elemento a elemento para poder construir a correspondente matriz de rigidez, tendo em conta a não linearidade geométrica que este tipo de estruturas apresenta, com elevados deslocamentos.

Assim, é necessário assemblar a rigidez individual de cada elemento na matriz de rigidez global da estrutura.

A formulação numérica de uma estrutura de cabos pode ser sumarizada nos diagramas de fluxo abaixo representados, o primeiro de uma forma geral e o seguinte mais detalhado.

Vários autores, como Buchholdt, H. (1999), Leonard, J. (1988), Broughton, P., Ndumbaro, P. (1994), entre outros, analisaram estruturas de coberturas de cabos. A formulação que se segue baseia-se em Broughton, P., Ndumbaro, P. (1994).



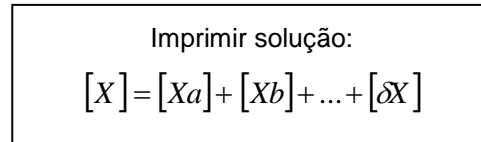


Fig.5.2 – Diagrama de fluxo do programa computacional

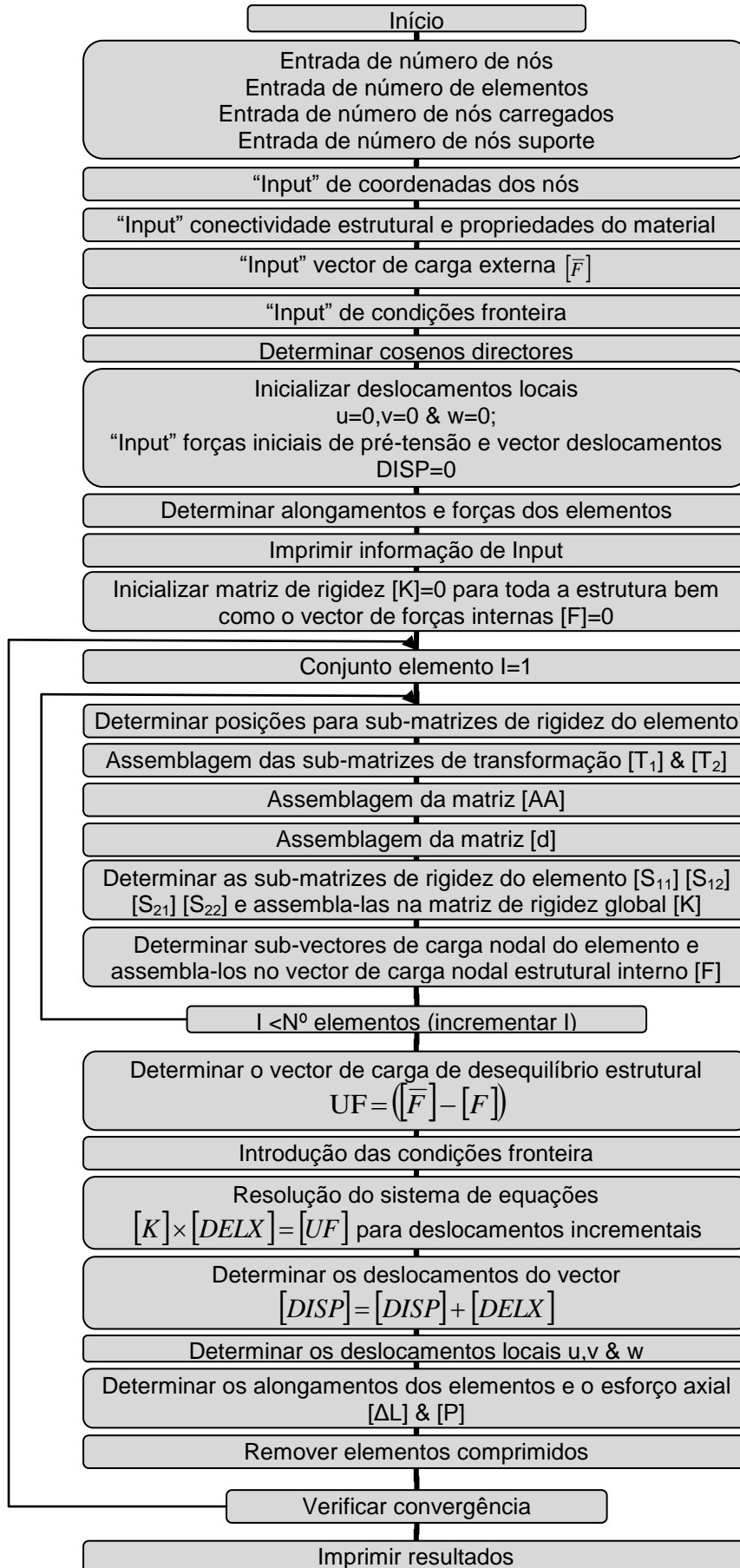


Fig.5.3 – Diagrama de fluxo detalhado do programa computacional.

5.3.1. ESTUDO DO ELEMENTO BARRA PARA UMA ESTRUTURA DE CABOS

5.3.1.1. Sistema geral de coordenadas e cosenos directores

Um elemento de barra tem de ser caracterizado de acordo com as coordenadas dos seus extremos, num referencial geral, g_1 , g_2 e g_3 (Figura 5.4), para, de seguida, poder caracterizar o seu comprimento, bem como os cosenos directores dos ângulos formados com cada um dos eixos.

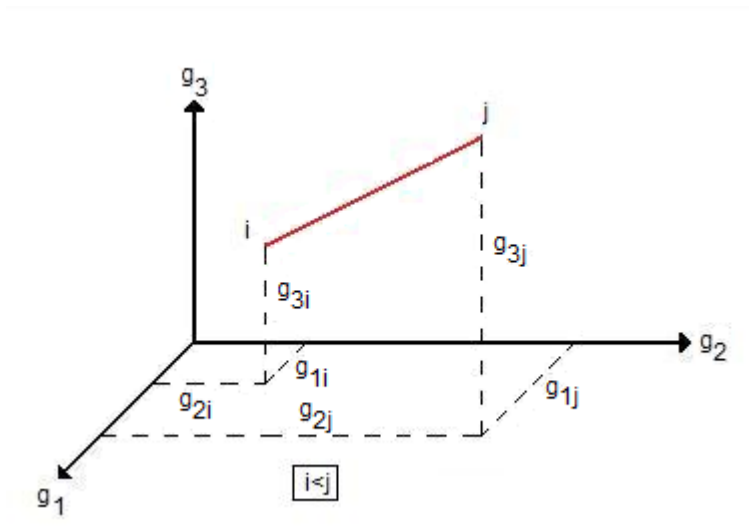


Fig. 5.4 – Referencial geral de coordenadas

O comprimento original do elemento definido no referencial geral g_1 , g_2 e g_3 é dado na equação 5.1.

$$L_0 = \sqrt{(g_{1j} - g_{1i})^2 + (g_{2j} - g_{2i})^2 + (g_{3j} - g_{3i})^2} \quad (5.1)$$

O sistema de coordenadas ao nível do elemento está representado na Figura 5.5. Neste referencial o eixo l_1 coincide com o eixo longitudinal do elemento (no estado não deformado), enquanto l_2 é ortogonal ao eixo l_1 e l_3 ortogonal aos restantes.

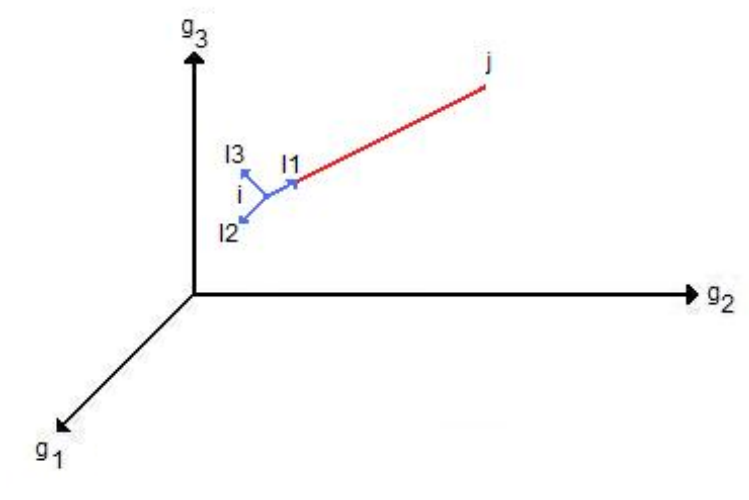


Fig. 5.5 – Referencial local ao nível do elemento

Os cosenos directores dos ângulos formados pelos eixos do sistema local (l_1, l_2 e l_3), com os eixos do referencial geral de coordenadas (g_1, g_2 e g_3), são explicados a seguir.

Para o eixo l_1 , os cosenos directores para o sistema geral de coordenadas são dados por:

$$l_{l1} = \frac{(g^1_j - g^1_i)}{L_0}; m_{l1} = \frac{(g^2_j - g^2_i)}{L_0}; n_{l1} = \frac{(g^3_j - g^3_i)}{L_0} \quad (5.2)$$

Para o eixo l_2 , os cosenos directores são dados por:

$$l_{l2} = \frac{(g^1_k - g^1_i)}{L_0}; m_{l2} = \frac{(g^2_k - g^2_i)}{L_0}; n_{l2} = \frac{(g^3_k - g^3_i)}{L_0} \quad (5.3)$$

Neste caso, as coordenadas do ponto k referem-se a um ponto conveniente no eixo l_2 , afastado do extremo i .

Os cosenos directores do terceiro eixo ortonormado com os eixos do referencial geral são dados pela regra da mão direita:

$$l_{l3} = (m_{l1} \cdot n_{l2} - n_{l1} \cdot m_{l2}); m_{l3} = (n_{l1} \cdot l_{l2} - l_{l1} \cdot n_{l2}); n_{l3} = (l_{l1} \cdot m_{l2} - m_{l1} \cdot l_{l2}) \quad (5.4)$$

5.3.1.2. Forças e deslocamentos no sistema de coordenadas geral e local

O vector carga está referido aos extremos do elemento, tendo em conta os três graus de liberdade e referido ao sistema geral de coordenadas (equação 5.5).

$$[F] = [F_1 \quad F_2 \quad F_3 \quad F_4 \quad F_5 \quad F_6] \quad (5.5)$$

O sistema de forças acima indicado é visível na Figura 5.6.

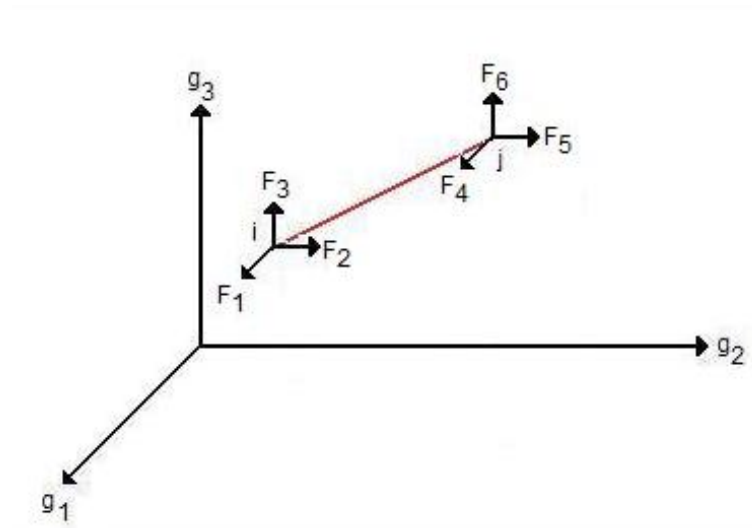


Fig. 5.6 – Forças gerais nas extremidades do elemento i-j

De uma forma análoga ao vector força surge o vector deslocamento, na equação 5.6.

$$[X] = [a_1 \ a_2 \ a_3 \ a_4 \ a_5 \ a_6] \quad (5.6)$$

O sistema de deslocamentos globais acima indicado materializa-se na Figura 5.7.

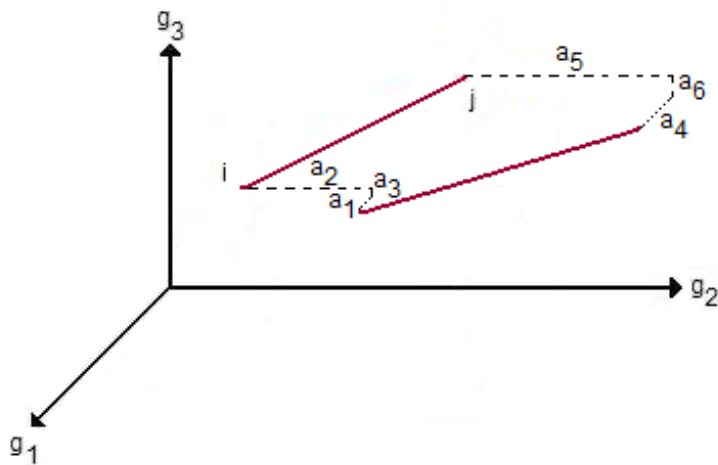


Fig. 5.7 – Deslocamentos gerais dos extremos do elemento i-j

A relação entre as forças externas gerais e os deslocamentos gerais da estrutura é dada através da matriz de rigidez global da estrutura, [K].

$$[F] = [K] \times [X] \quad (5.7)$$

O sistema de coordenadas local (\$l_1\$, \$l_2\$ e \$l_3\$), para cada elemento, é útil para determinar forças e deslocamentos locais, para um elemento do tipo (i-j). Desta forma, o vector força local, relativo aos extremos do elemento, é dado pela equação 5.8.

$$[R] = [R \ S \ T] \quad (5.8)$$

onde R iguala a força actuante na direcção do eixo \$l_1\$ do elemento, S é a força actuante na direcção do eixo \$l_2\$, enquanto T é a força actuando na direcção do eixo \$l_3\$. O sistema de forças acima indicado materializa-se na Figura 5.8.

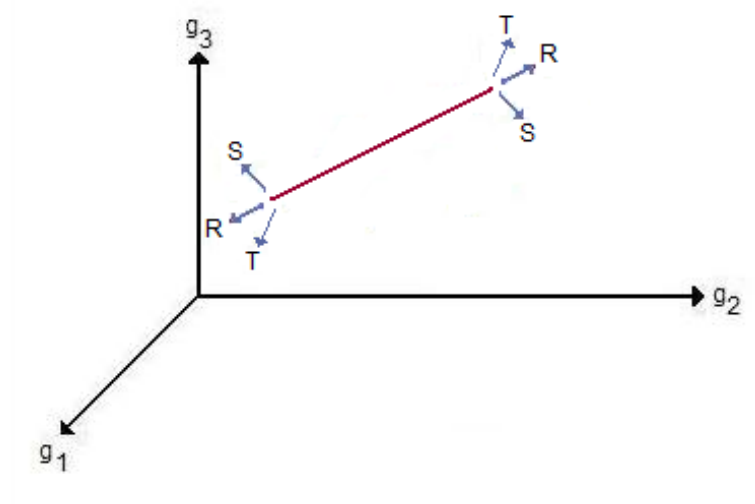


Fig. 5.8 – Forças locais no elemento

O vector deslocamento aplicado a um elemento do tipo (i-j), referido ao sistema de coordenadas locais do elemento é dado pela equação 5.9.

$$[U] = [u \quad v \quad w] \tag{5.9}$$

onde “u” iguala o deslocamento actuante na direcção do eixo l1 do elemento, “v” é o deslocamento actuante na direcção do eixo l2, enquanto “w” é o deslocamento actuando na direcção do eixo l3. O sistema de deslocamentos acima indicado materializa-se na Figura 5.9.

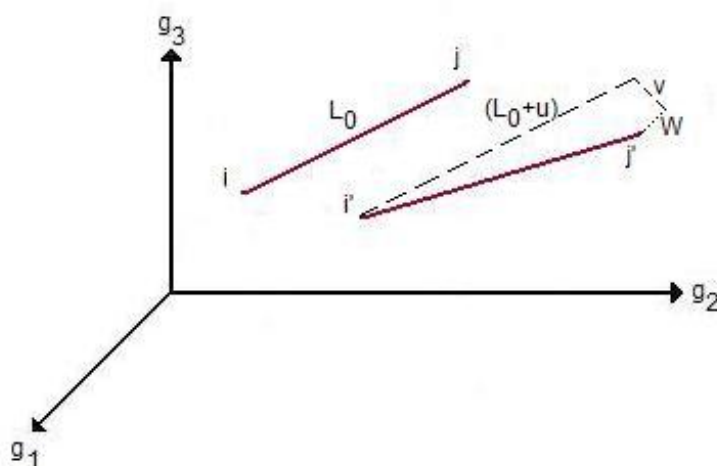


Fig. 5.9 – Deslocamentos locais do elemento

5.3.1.3. Transformação de forças e deslocamentos locais para forças e deslocamentos gerais

Os deslocamentos do elemento no sistema de coordenadas locais estão associados com os gerais através da matriz transformação [T], em que [T] é composta pelos cosenos directores do elemento, determinados anteriormente nas fórmulas (5.2), (5.3) e (5.4).

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_{l1} & -m_{l1} & -n_{l1} & l_{l1} & m_{l1} & n_{l1} \\ -l_{l2} & -m_{l2} & -n_{l2} & l_{l2} & m_{l2} & n_{l2} \\ -l_{l3} & -m_{l3} & -n_{l3} & l_{l3} & m_{l3} & n_{l3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

A equação acima indicada satisfaz a compatibilidade de deslocamentos nos extremos do elemento e na forma matricial é dada pela equação 5.11.

$$[U] = [T] \times [X] \quad (5.11)$$

O correspondente vector força global e o vector de força local estão relacionados de forma a satisfazer as condições de equilíbrio nos extremos do elemento:

$$[F] = [T^T] \times [R] \quad (5.12)$$

onde $[T^T]$ é a matriz transposta de $[T]$. Na forma expandida, a equação (5.12) é escrita da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_{l1} & -l_{l2} & -l_{l3} \\ -m_{l1} & -m_{l2} & -m_{l3} \\ -n_{l1} & -n_{l2} & -n_{l3} \\ l_{l1} & l_{l2} & l_{l3} \\ m_{l1} & m_{l2} & m_{l3} \\ n_{l1} & n_{l2} & n_{l3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} R \\ S \\ T \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

5.3.1.4. Alongamento e esforço axial

O alongamento do elemento é dado pela extensão do elemento medido ao longo dos eixos deformados do elemento.

$$\Delta l = \sqrt{(L_0 + u)^2 + v^2 + w^2} - L_0 \quad (5.14)$$

Na forma matricial, a equação (5.14.) é escrita da seguinte forma:

$$[\Delta L] = [A] \times [U] \quad (5.15)$$

onde $[E]$ = vector dos alongamentos do elemento

$[U]$ = vector dos deslocamentos locais do elemento

O sistema de alongamentos e deslocamentos locais acima indicado é visível na Figura 5.10.

O esforço axial é dado através dos alongamentos bem como de alguma pré-tensão ao nível de cada elemento:

$$P = P_0 + \frac{(EA)}{L_0} \times \Delta l \quad (5.16)$$

5.3.1.5. Transformação de alongamentos parciais para deslocamentos locais parciais

É conveniente desenvolver as derivadas parciais dos alongamentos do elemento para as derivadas parciais dos deslocamentos locais do elemento. Este facto é conseguido através da análise das derivadas parciais de cada termo na equação (5.14.), então:

$$[\delta\Delta l] = \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} & \frac{v}{L_0 + \Delta l} & \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

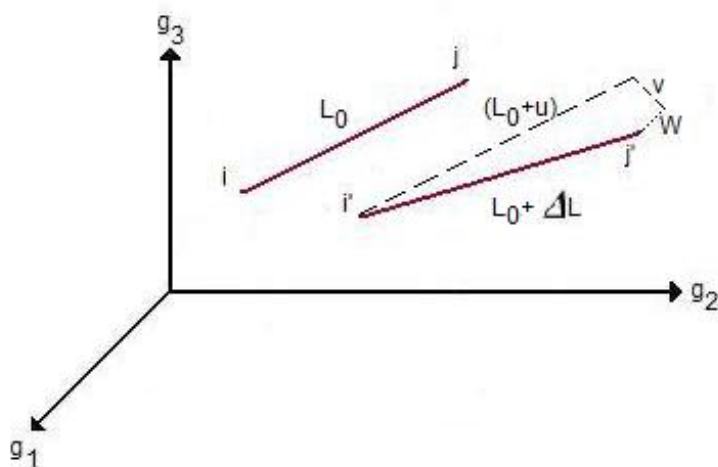


Fig. 5.10 – Alongamento e deslocamentos locais

Na forma matricial a equação deve ser escrita da seguinte forma:

$$[\delta E] = [AA] \times [U] \quad (5.18)$$

5.3.1.6. Transformação de esforço axial para forças locais

A transposta da matriz [AA] é usada para ligar as forças locais do elemento para o esforço axial do elemento, de forma a satisfazer as equações de equilíbrio, nos extremos do mesmo.

$$[R] = [AA^T] \times [P] \quad (5.19)$$

Na forma expandida a equação é escrita da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} R \\ S \\ T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times [P] \quad (5.20)$$

5.3.1.7. Transformação de esforços axiais parciais para forças locais parciais e deslocamentos locais parciais

As equações (5.19.) e (5.20.) fornecem a ligação entre as forças locais do elemento e o esforço axial em termos absolutos. Assim, é conveniente desenvolver as derivadas parciais das forças locais de acordo com as derivadas parciais do esforço axial do elemento e as derivadas parciais dos deslocamentos locais. Este facto é conseguido através da equação (5.20) da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \\ \delta T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times [\delta P] + \begin{bmatrix} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

Na forma matricial a equação (5.21.) deve ser escrita da seguinte forma:

$$[\delta R] = [AA^T] \times [\delta P] + [d] \times [\delta U] \quad (5.22)$$

A equação acima indicada pode ser expandida substituindo por $[\delta P]$

$$[\delta P] = \frac{EA}{L_0} \times [\delta \Delta L] \quad (5.23)$$

e também substituindo por $[\delta E]$

$$[\delta P] = \frac{EA}{L_0} \times [AA] \times [\delta U] \quad (5.24)$$

Assim a equação (5.22.) fica:

$$[\delta R] = \left\{ [AA^T] \times \frac{EA}{L_0} \times [AA] + [d] \right\} \times [\delta U] \quad (5.25)$$

ou na forma expandida:

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} \delta R \\ \delta S \\ \delta T \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times \frac{EA}{L_0} \times \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} & \frac{v}{L_0 + \Delta l} & \frac{w}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} & \frac{v}{L_0 + \Delta l} & \frac{w}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} & \frac{v}{L_0 + \Delta l} & \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \\
 + \begin{bmatrix} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta v \\ \delta w \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{5.26}$$

5.3.1.8. Transformação de esforço axial para forças globais

A equação (5.12.), que liga as forças globais do elemento para as forças locais do elemento, é usada em conjunto com a equação (5.19.), que por sua vez liga as forças locais do elemento com os deslocamentos locais do mesmo.

$$[F] = [T]^T \times [R]; \quad [R] = [AA^T] \times [P]; \quad [F] = [T]^T \times [AA^T] \times [P] \tag{5.27}$$

Na forma expandida, vem:

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_{11} & -l_{12} & -l_{13} \\ -m_{11} & -m_{12} & -m_{13} \\ -n_{11} & -n_{12} & -n_{13} \\ l_{11} & l_{12} & l_{13} \\ m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ n_{11} & n_{12} & n_{13} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times [P] \tag{5.28}$$

As equações (5.11), (5.15.) e (5.16.) podem ser combinadas com a equação (5.27.) na forma matricial para dar:

$$[F] = [T]^T \times [AA^T] \times \left[P_0 + \frac{(EA)}{L_0} \times [A] \times [T] \times [X] \right] \tag{5.29}$$

Na forma expandida vem:

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_{11} & -l_{12} & -l_{13} \\ -m_{11} & -m_{12} & -m_{13} \\ -n_{11} & -n_{12} & -n_{13} \\ l_{11} & l_{12} & l_{13} \\ m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ n_{11} & n_{12} & n_{13} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{bmatrix} \times \left[P_0 + \frac{(EA)}{L_0} \times \left[\sqrt{(L_0 + u)^2 + v^2 + w^2} - L_0 \right] \times \begin{bmatrix} -l_{11} & -m_{11} & -n_{11} & l_{11} & m_{11} & n_{11} \\ -l_{12} & -m_{12} & -n_{12} & l_{12} & m_{12} & n_{12} \\ -l_{13} & -m_{13} & -n_{13} & l_{13} & m_{13} & n_{13} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{bmatrix} \right] \quad (5.30)$$

5.3.1.9. Transformação dos deslocamentos globais parciais para forças globais parciais

As equações representam a relação entre as forças e deslocamentos globais em termos absolutos. Como tal, é conveniente desenvolver as derivadas parciais das forças globais de acordo com as derivadas parciais dos deslocamentos globais.

As equações (5.10), (5.11), (5.12) e (5.13), que ligam as forças globais com as forças locais, bem como os deslocamentos locais para os deslocamentos globais, incluem apenas expressões lineares, como tal, as correspondentes mudanças incrementais em vários termos deve, igualmente, aplicar:

$$[\delta U] = [T] \times [\delta X] \quad (5.31)$$

e

$$[\delta F] = [T^T] \times [\delta R] \quad (5.32)$$

As equações (6.25.) e (6.26.) devem ser expandidas substituindo $[\delta U]$ e $[\delta R]$. Assim:

$$[\delta F] = [T^T] \times \left\{ [AA^T] \times \frac{EA}{L_0} \times [AA] + [d] \right\} \times [T] \times [\delta X] \quad (5.33)$$

em que alguns termos correspondem à rigidez $[K]$

$$[K] = [T^T] \times \left\{ [AA^T] \times \frac{EA}{L_0} \times [AA] + [d] \right\} \times [T] \quad (5.34)$$

5.3.1.10. Matriz de rigidez global para um elemento de cabo tridimensional

$$[K] = \begin{bmatrix} -l_{l1} & -l_{l2} & -l_{l3} \\ -m_{l1} & -m_{l2} & -m_{l3} \\ -n_{l1} & -n_{l2} & -n_{l3} \\ l_{l1} & l_{l2} & l_{l3} \\ m_{l1} & m_{l2} & m_{l3} \\ n_{l1} & n_{l2} & n_{l3} \end{bmatrix} \times \left[\begin{array}{c} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{v}{L_0 + \Delta l} \\ \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{array} \right] \times \frac{EA}{L_0} \times \left[\begin{array}{ccc} \frac{L_0 + u}{L_0 + \Delta l} & \frac{v}{L_0 + \Delta l} & \frac{w}{L_0 + \Delta l} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{ccc} \frac{P(v^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pv(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} \\ \frac{-Pw(L_0 + u)}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{-Pvw}{(L_0 + \Delta l)^3} & \frac{P((L_0 + u)^2 + w^2)}{(L_0 + \Delta l)^3} \end{array} \right] \times \begin{bmatrix} -l_{l1} & -m_{l1} & -n_{l1} & l_{l1} & m_{l1} & n_{l1} \\ -l_{l2} & -m_{l2} & -n_{l2} & l_{l2} & m_{l2} & n_{l2} \\ -l_{l3} & -m_{l3} & -n_{l3} & l_{l3} & m_{l3} & n_{l3} \end{bmatrix} \quad (5.35)$$

A expressão anterior, que fornece a matriz rigidez incremental, [K], é usada para relacionar as mudanças incrementais nas forças globais, [δF] com as mudanças incrementais nos deslocamentos globais, [δX] da seguinte forma:

$$[\delta F] = [K] \times [\delta X] \quad (5.36)$$

5.3.2. CONTRIBUIÇÃO DA RIGIDEZ DE UM ELEMENTO BARRA NA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL

A contribuição e a alocação da rigidez de um elemento na matriz de rigidez global são explicadas de seguida, visto serem de extrema importância na compreensão do cálculo iterativo do software utilizado.

Em qualquer modelo estrutural os membros e nós numeram-se separada e sequencialmente. Desta forma os graus de liberdade de cada nó, na estrutura, que são representados pelos respectivos deslocamentos, são igualmente sequenciais.

A matriz de rigidez estrutural combina a contribuição de rigidez de cada elemento, que está por sua vez organizada ordenada e sequencialmente.

Um elemento genérico é composto por dois extremos, A e B, cada qual com os seus graus de liberdade representados pelos deslocamentos respectivos (a₁, a₂, a₃, a₄, a₅ e a₆). A contribuição de cada elemento é dividida em dois conjuntos, correspondendo um conjunto a cada extremo. Deste modo, como a

numeração dos nós de uma estrutura é realizada de forma livre, a contribuição de cada elemento na matriz de rigidez geral pode estar separada e escalonada.

A expressão (5.34) corresponde à contribuição de rigidez de um dado elemento, onde:

$$[K] = [T^T] \times \left\{ [AA^T] \times \frac{EA}{L_0} \times [AA] + [d] \right\} \times [T] \quad (5.37)$$

representa a rigidez dos dois extremos combinados numa única expressão. Na expressão anterior é útil definir:

$$[k] = [AA^T] \times \frac{EA}{L_0} \times [AA] + [d] \quad (5.38)$$

correspondente à porção linear da matriz de rigidez de um elemento. Então, a contribuição de rigidez de um elemento típico na matriz de rigidez global é dada por:

$$[K] = [T^T] \times [k] \times [T] \quad (5.39)$$

Como se viu anteriormente a matriz de transformação [T] depende dos cosenos directores da seguinte forma:

$$[T] = \begin{bmatrix} -l_{11} & -m_{11} & -n_{11} & l_{11} & m_{11} & n_{11} \\ -l_{12} & -m_{12} & -n_{12} & l_{12} & m_{12} & n_{12} \\ -l_{13} & -m_{13} & -n_{13} & l_{13} & m_{13} & n_{13} \end{bmatrix} \quad (5.40)$$

De forma a separar a contribuição dos deslocamentos e da rigidez de cada extremo de um elemento típico, é conveniente separar a matriz [T] em dois grupos, cada um representando um extremo do elemento. Então:

$$[T_1] = \begin{bmatrix} -l_{11} & -m_{11} & -n_{11} \\ -l_{12} & -m_{12} & -n_{12} \\ -l_{13} & -m_{13} & -n_{13} \end{bmatrix} \quad (5.41)$$

e

$$[T_2] = \begin{bmatrix} l_{11} & m_{11} & n_{11} \\ l_{12} & m_{12} & n_{12} \\ l_{13} & m_{13} & n_{13} \end{bmatrix} \quad (5.42)$$

A contribuição de rigidez do primeiro extremo do elemento é então dada por:

$$[K_{11}] = [T_1^T] \times [k] \times [T_1] \quad (5.43)$$

e a contribuição do segundo extremo do elemento é dada por:

$$[K_{22}] = [T_2^T] \times [k] \times [T_2] \quad (5.44)$$

Contribuições de rigidez adicional estão associadas à influência de um nó sobre o outro e são igualmente calculadas da seguinte forma:

$$[K_{12}] = [T_1^T] \times [k] \times [T_2] \quad (5.45)$$

e

$$[K_{21}] = [T_2^T] \times [k] \times [T_1] \quad (5.46)$$

Estes termos $[K_{12}]$ e $[K_{21}]$ são simétricos na matriz de rigidez global, isto é:

$$[K_{21}] = [K_{12}^T]$$

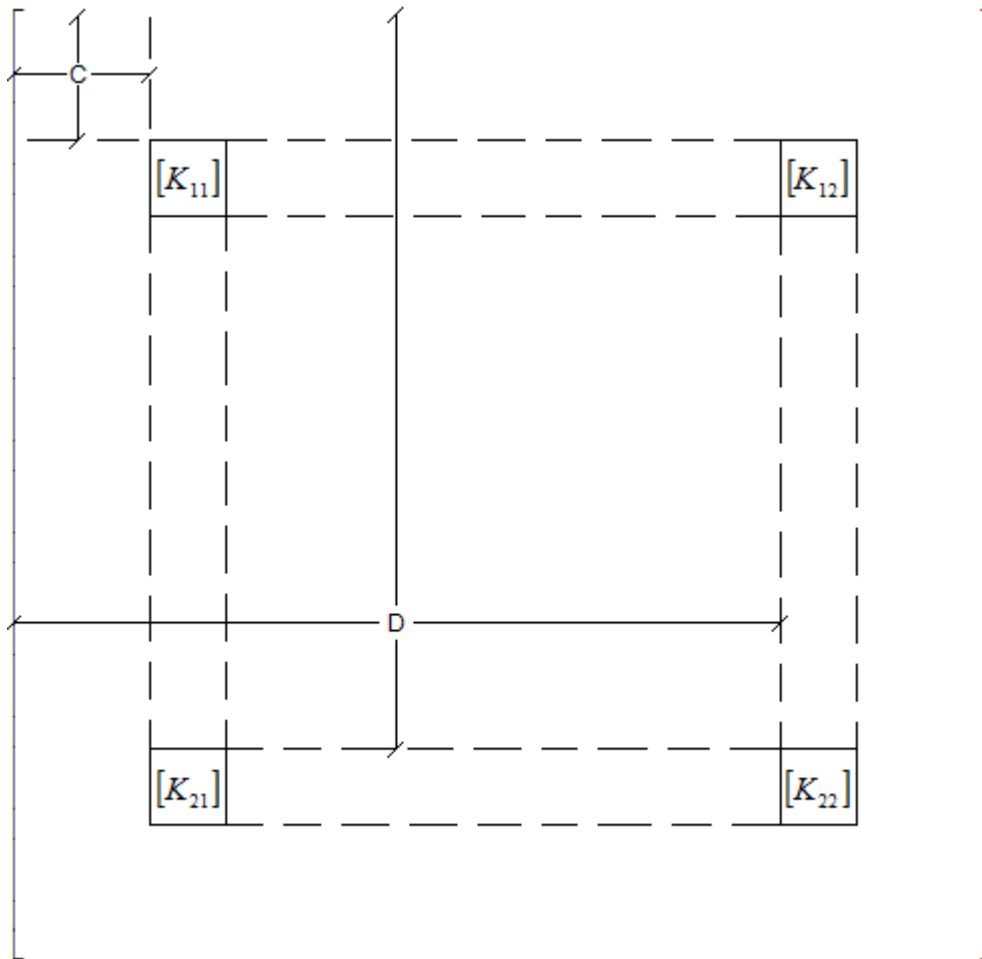


Fig. 5.11 – Esquema da matriz de rigidez da estrutura, $[K]$

A contribuição de rigidez de cada extremo do elemento $[K_{11}]$ e $[K_{22}]$ e ainda $[K_{12}]$ e $[K_{21}]$ são assemblados na matriz rigidez global da estrutura de uma forma sequencial como mostra a Figura 5.11.

O espaçamento entre as diferentes contribuições de rigidez na estrutura depende da sequência da numeração dos nós adoptados para a estrutura, e em particular da numeração adoptada para cada extremo de um elemento tipo.

A distância C representa o número de graus de liberdade que antecedem os graus de liberdade associados ao extremo “ i ” (primeiro extremo) do elemento tipo. De igual forma a distância D representa o número de graus de liberdade que antecedem os graus de liberdade associados ao extremo “ j ” (segundo extremo) do elemento tipo.

$[K_{11}]$, $[K_{22}]$, $[K_{12}]$ e $[K_{21}]$ são sub-matrizes da matriz de rigidez do elemento tipo. Por exemplo para uma estrutura tridimensional, em que em cada nó possui 3 graus de liberdade, estas matrizes de rigidez são 3×3 .

De notar que a matriz de rigidez global $[K]$ é simétrica relativamente à diagonal principal. Os termos da mesma diagonal devem ser positivos e não zeros. Para estruturas de cabos ou estruturas do tipo catenária, as contribuições de rigidez $[K_{11}]$, $[K_{12}]$, etc., na matriz de rigidez global devem tender para zero se o alongamento do elemento respectivo for negativo, ou seja, se ficar comprimido. Este é o conceito base de não linearidade para este tipo de estruturas que tem a ver com o facto de os elementos não suportarem forças de compressão.

5.3.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

No presente exemplo de aplicação pretende-se calcular uma malha de cabos utilizando um programa de cálculo em FORTRAN, desenvolvido por Broughton, P., Ndumbaro, P. (1994), e também pelo SAP, através de uma formulação não-linear geométrica.

No seguinte modelo encontra-se representada uma malha de cabos com desenvolvimento unicamente no plano da folha. Os nós estão representados a preto e as barras representadas a branco. A estrutura está apoiada em 4 suportes representados pelos nós 1,4,13 e 16. (Figura 5.13).

Tabela 5.1 – Informação para a configuração inicial da estrutura (Figura 5.13)

Descrição	Magnitude
Área dos cabos (mm ²)	150
Módulo de elasticidade (GPa)	165
Força de pré-esforço (kN)	4
Carregamento vertical nos nós (kN)	25

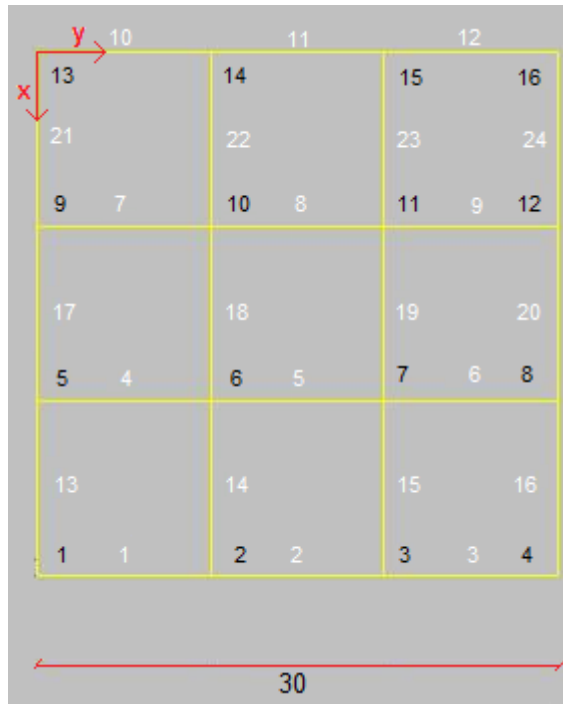


Fig. 5.12 – Numeração dos nós e das barras/cabos

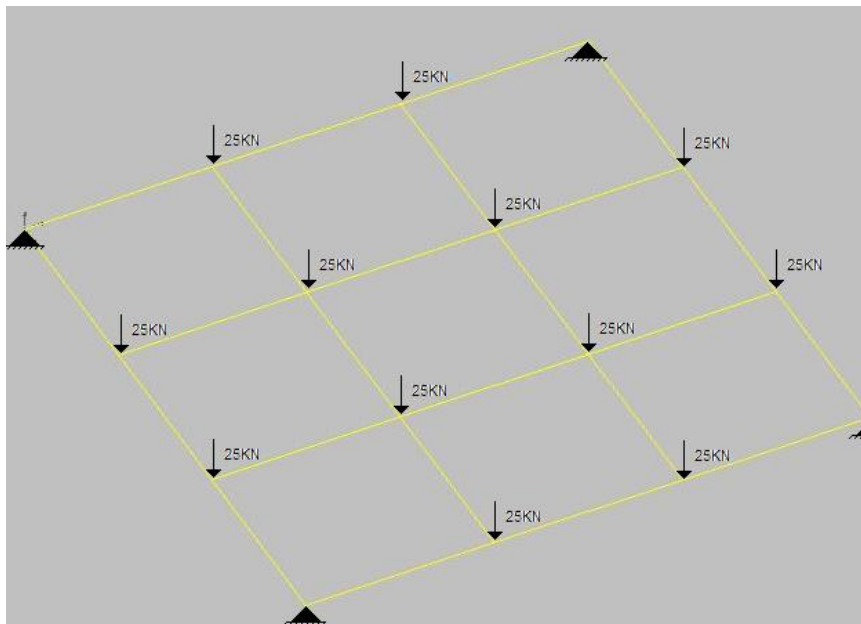


Fig. 5.13 – Perspectiva do modelo com carregamento

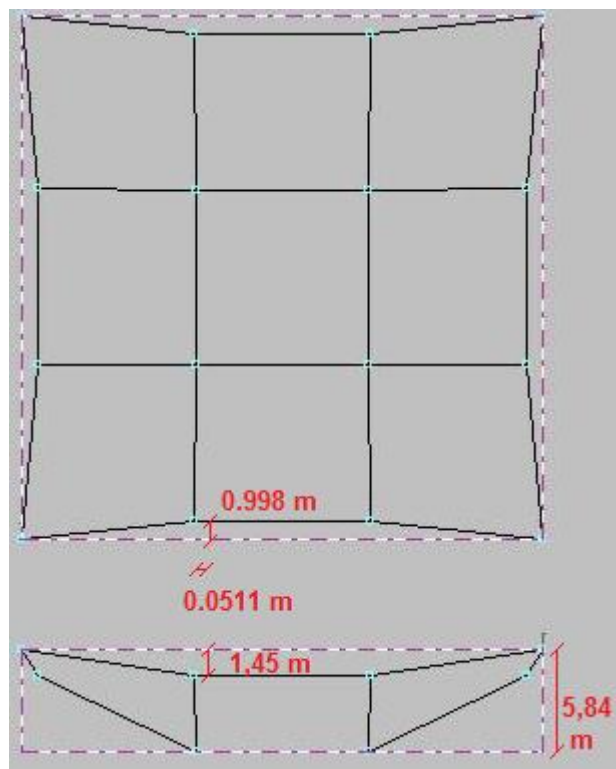


Fig. 5.14 – Deformada em planta e alçada considerando elementos de barra com 3 graus de liberdade por nó

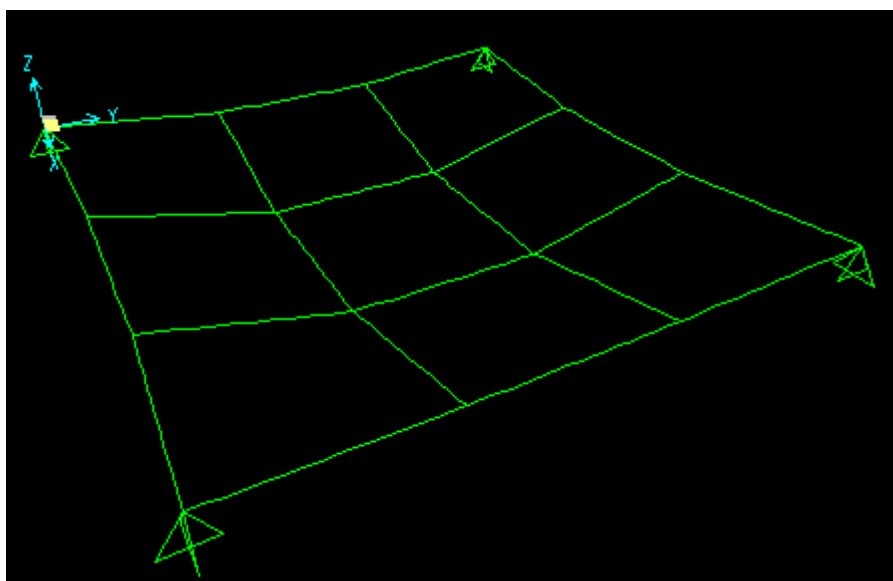


Fig. 5.15 – Deformada em 3D da estrutura através do software SAP

Tabela 5.2 – Resultados do exemplo de aplicação

Deslocamentos (m)	Modelo com 3 gl por nó			Modelo com elementos de cabo indeformável do SAP			Comparação			
	x	y	z	x'	y'	z'	Imprecisão (%)			
							x's	y's	z's	
Nó	2	-0.998	-0.051	-1.450	-1.002	-0.051	-1.451	0.4	0.0	0.1
	6	0.004	-0.004	-5.840	-0.003	0.003	-5.797	170.0	170.0	0.7
Forças (kN)										
Barra/Cabo	1	261.0		261.1		0.0				
	2	257.0		257.0		0.0				
	14	29.2		28.8		1.4				
	18	25.9		26.1		0.8				

5.3.4. CONCLUSÕES

- A estrutura apresenta resultados bastante coerentes relativamente aos deslocamentos, com diferenças máximas na ordem de 0.7%. As diferenças de 170% estão relacionadas com o facto de alguns nós se deslocarem em sentidos opostos (nós representantes dos vértices do quadrado interior), no entanto em módulo o deslocamento relativo entre eles é na ordem dos 7 mm.
- No comportamento global da estrutura verifica-se que como a estrutura do modelo com 3gl por nó se deforma mais do que a mesma estrutura modelada no SAP, ao dirigir-se para o centro da estrutura, as forças ao nível dos elementos são consequentemente superiores. Tal facto é aceitável, pois como o alongamento dos elementos é superior gera forças superiores;
- O comportamento da estrutura poderia ser diferenciado porque o elemento de cabo do programa SAP considera a rigidez à flexão. No entanto, a rigidez em flexão é tão reduzida que não influencia o resultado. O comportamento da estrutura evidencia isto mesmo, pois caso contrário, a estrutura de cabos do SAP apresentaria menor deformação e esforços mais elevados.

5.4. MÉTODOS DE ANÁLISE NO PROCESSO DE CONVERGÊNCIA

5.4.1. ANÁLISE ESTÁTICA

Os dois métodos alternativos de análise numérica não linear mais utilizados no campo das estruturas tensionadas são o método de Newton-Raphson e da Relaxação Dinâmica. Destacam-se para o método de Newton-Raphson, no contexto das estruturas de cabos, autores como *Krishna* (1978), *Buchholdt* (1985,1999) e *Leonard* (1988). Já no método da Relaxação Dinâmica destaca-se *Shugar* (1987).

5.4.1.1. Método de Newton-Raphson

O presente método resolve as equações de rigidez não lineares associadas a uma estrutura que possua um comportamento estrutural não linear, constituindo um dos métodos de mais rápida convergência dentre os métodos de solução deste tipo de equações.

Para haver equilíbrio, é necessário que a soma das forças internas (dos elementos) iguale a soma das forças aplicadas exteriormente. Como tal, qualquer diferença entre as forças aplicadas externamente e o sistema interno de forças dos elementos é considerada como desequilíbrio.

O processo em questão consiste na utilização da matriz de rigidez incremental ou tangencial, traduzida pelas equações (5.34) e (5.35), para através das expressões (5.29) e (5.30) determinar o desequilíbrio referido anteriormente. Assim, obtêm-se, iterativamente, sucessivos incrementos de rigidez dos elementos, e da estrutura em si, obtendo uma estrutura cada vez mais deformável, para o carregamento em questão, de forma a reduzir o desequilíbrio resultante da diferença entre as forças externas e internas.

Este método foi estudado por Livesley (1964) para estruturas que com o carregamento diminuam a sua rigidez (Figura 5.17), sendo aplicado também para as estruturas de cabos que aumentam a rigidez com o carregamento (Figura 5.16).

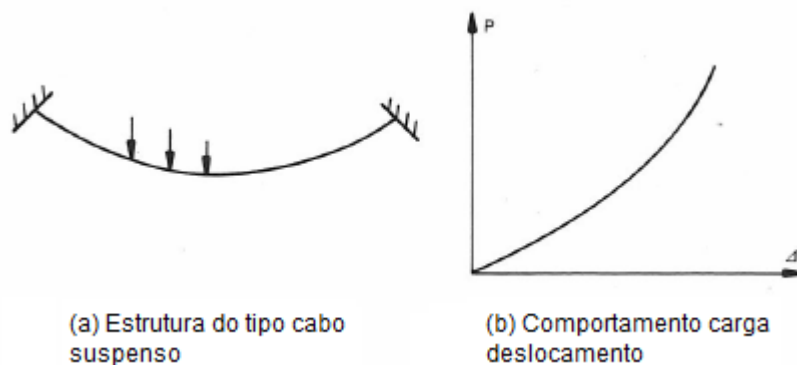


Fig. 5.16 – Estrutura exibindo não-linearidade com incremento de rigidez

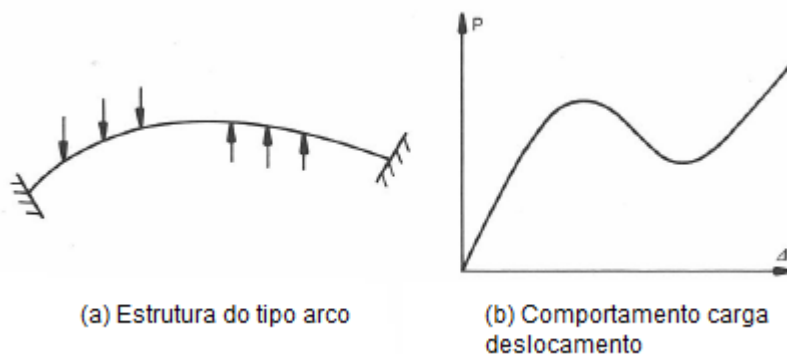


Fig. 5.17 - Estrutura exibindo não-linearidade

O método de Newton-Raphson permite então obter a solução de um conjunto de equações para um único incremento do vector carga aplicado. Embora o método seja aplicável a vários graus de

liberdade será de seguida explicado de uma forma sucinta para um único grau de liberdade (por exemplo o deslocamento de um nó segundo um eixo cartesiano).

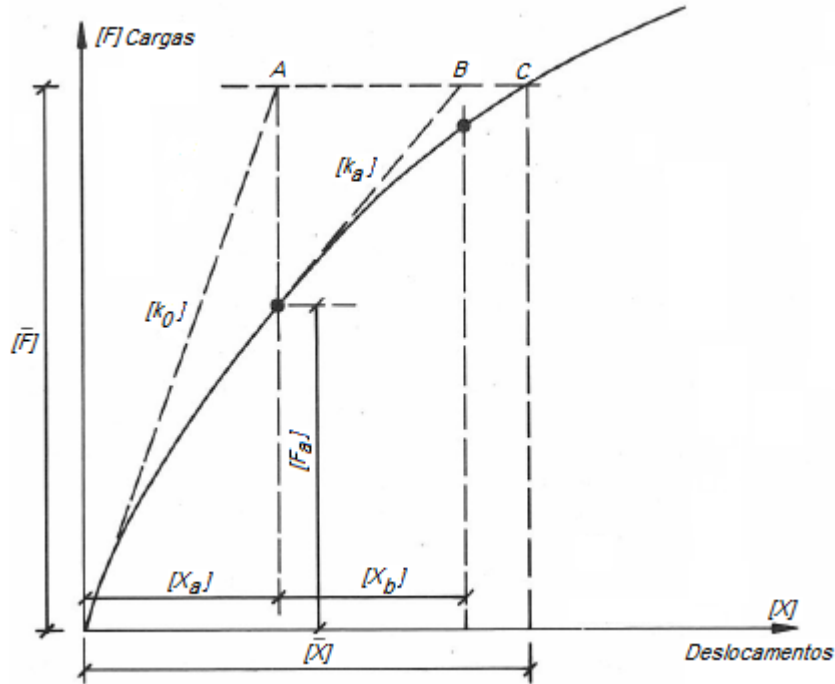


Fig. 5.18 – Método de Newton-Raphson de deslocamentos tangenciais

Inicialmente a rigidez da estrutura é K_0 , supondo a estrutura indeformada com deslocamentos nulos. A primeira solução das equações de equilíbrio é dada através da seguinte equação:

$$\{[\bar{F}] - [F_0]\} = [K_0] \times [\delta X] \quad (5.47)$$

onde:

$[\bar{F}]$ = Vector de carga externo

$[F_0]$ = Sistema interno de forças dos elementos.

O sistema de forças interno, F_0 , depende do estado inicial de pré-tensão, para a situação indeformada inicial. O primeiro membro da equação (5.48) representa a quantidade de desequilíbrio na estrutura, ou por outras palavras o incremento de carga aplicado à estrutura.

A equação (5.48) é resolvida, sabendo o “desequilíbrio” e a rigidez inicial, obtendo a mudança incremental dos deslocamentos, $[\delta X]$. O primeiro conjunto de deslocamentos obtido está representado na Figura 5.18 por $[X_a]$.

Nesta fase, 1ª iteração, a estrutura toma uma deformada correspondente aos deslocamentos $[X_a]$, e o desequilíbrio entre as forças externas e internas é recalculado.

O novo desequilíbrio ou o novo vector de carga a aplicar à estrutura é representado na Figura 5.18 e no primeiro membro da equação 5.48.

$$\{[\bar{F}] - [F_a]\} = [K_a] \times [\delta X] \quad (5.48)$$

onde $[F_a]$ representa o sistema interno de forças dos elementos, dado por:

$$[F_a] = [T^T] \times [AA^T] \times [P] \quad (5.49)$$

Similarmente, a rigidez da estrutura é recalculada para a deformada da estrutura tendo em conta os deslocamentos $[X_a]$, e é dada na Figura 5.18 pela inclinação da recta correspondente a $[K_a]$. Assim pode-se determinar pela equação (5.49) o novo conjunto de deslocamentos dado por $[\delta X] = [X_b]$, como mostra a Figura 5.18.

O processo recalcula sucessivamente a nova matriz $[K_n]$ e o vector de equilíbrio $[\bar{F}] - [F_n]$ de forma a obter a configuração deformada da estrutura representada por $[\bar{X}]$, que corresponde ao vector de carga externo $[\bar{F}]$. O processo é continuado tendendo a convergir a solução da deformada da estrutura para:

$$[\bar{X}] = [X_a] + [X_b] + [X_c] + \dots + [\delta X] \quad (5.50)$$

O método converge quando $[\delta X]$ ou a relação $[\delta X] / [\bar{X}]$ é pequena, isto é, quando converge para o valor nulo.

No caso de estruturas que exibam um comportamento semelhante ao representado na Figura 5.17, onde existe forte não linearidade devido à distribuição de carregamento não uniforme, levando à variação da sua rigidez com o incremento de carga, o método tende a convergir muito lentamente ou, até mesmo, a divergir.

5.4.1.2. Método da Relaxação Dinâmica

O método da Relaxação Dinâmica constitui uma alternativa ao método de Newton-Raphson, bastante interessante do ponto de vista da solução de problemas não lineares de equilíbrio estático. Baseia-se numa análise dinâmica utilizando um método de integração explícito, aplicando matrizes diagonais de massa e de amortecimento respectivamente $M = \rho I$ e $C = cI$, em que ρ e c são a massa e amortecimento artificiais e I a matriz de identidade da mesma ordem de u . Consequentemente um problema pseudo-dinâmico:

$$\rho \frac{d^2 u}{dt^2} + c \frac{du}{dt} + P(u) = F \quad (5.51)$$

onde se podem arbitrar os parâmetros de forma a controlar a estabilidade e a convergência da integração. A solução obtém-se exclusivamente a partir de manipulação vectorial, o que torna o cálculo dos incrementos temporais muito rápido.

Uma diferença fundamental do método da Relaxação Dinâmica em relação ao método de Newton-Raphson está na não necessidade de construir uma matriz de rigidez da estrutura. Isto constitui uma vantagem e um inconveniente, quando se pretende caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura através de frequências naturais e modos de vibração.

Diversos autores como Barnes (1988,1999), Meek (1991), Qiang (1988) e Shugar (1987) dedicaram esforço nesta área. Shugar (1987), através de vários estudos, concluiu que o método da Relaxação Dinâmica se apresenta mais robusto, comparativamente com o outro, na medida em que, do ponto de vista de convergência, o método de Newton-Raphson convergia para soluções sem sentido físico, em detrimento de uma solução correcta por parte do método da Relaxação Dinâmica. Estes estudos estão afectos a estruturas de cabos com configurações iniciais desfavoráveis à convergência. De qualquer

forma, para a maioria dos casos, ambos os métodos convergiam, sendo o método de Newton-Raphson o mais rápido nesse processo.

5.4.2. MÉTODO DA DENSIDADE DE FORÇAS

O presente método tanto é utilizado no processo da busca da forma como na análise estática não linear de estruturas em membrana tensionada. As equações de geração de formas aplicáveis a uma malha de cabos tensionados são linearizadas através dum processo analítico. A busca da forma realiza-se sem a introdução de propriedades dos materiais, como se constata por exemplo no software FORTEN, baseado neste método, constituindo uma vantagem do presente método. Tal é possível através da introdução de coeficiente de densidade de força (rácio entre a força do cabo e o respectivo comprimento), diferente para estrutura de membrana e estruturas de cabo (geralmente com valores 10 vezes maiores aos da membrana). Rácios diferentes resultam em formas diferentes, sendo este processo realizado iterativamente até atingir uma forma que valide em termos espaciais e estruturais (tensões admissíveis).

Este método tem tido cada vez maior aceitação pela comunidade devido à qualidade das formas geradas, velocidade da geração, fiabilidade e flexibilidade na modificação das tensões da superfície através de parâmetros simples.

5.4.3. ANÁLISE DINÂMICA

Nas estruturas tensionadas a rigidez é relativamente baixa quando comparada com outros tipos de estruturas e a massa aumentada devido a apetrechos de algumas componentes. Atendendo a que as frequências naturais são aproximadamente proporcionais à raiz quadrada do quociente rigidez/massa, então são expectáveis frequências naturais mais baixas do que nouro tipo de estruturas. Respostas dinâmicas com forças variando no tempo são mais importantes em estruturas tensas onde exista sobreposição de esforços dinâmicos com os esforços estáticos, levando à rotura de elementos devido a cargas excessivas ou fadiga. Os esforços dinâmicos são particularmente elevados perto das condições de ressonância, ou seja, quando a frequência do carregamento está perto da frequência natural do sistema.

Em estruturas de cabos um aumento de massa do sistema, por exemplo a acção da neve, leva a um decréscimo da rigidez da estrutura e as frequências naturais diminuem significativamente (Morris, 1979). Desta forma, quando existe sobreposição da acção estática da neve e a acção dinâmica do vento, a resposta dinâmica do sistema acentua-se, caso as frequências naturais sejam reduzidas três vezes a frequência da acção.

Segundo Krishna (1978), os efeitos dinâmicos a considerar em estruturas de cabos passam pela explosão, sismo, ondas e vento. As frequências críticas para a acção sísmica variam entre 3 e 10 Hz. As frequências naturais das estruturas de cabos são inferiores a 4Hz, enquanto os elementos de suporte têm frequências naturais mais elevadas. Pelo facto de se tratar de estruturas caracterizadas por uma massa baixa, as acções sísmicas não são muito significativas.

O comportamento dinâmico é relevante em estruturas de grandes vãos, não havendo aqui pormenorização desta matéria. No entanto, recorda-se que a discretização das equações do movimento de um sistema estrutural não linear resulta num sistema de equações diferenciais ordinárias de segunda ordem do tipo:

$$M \frac{d^2 u}{dt^2} + C \frac{du}{dt} + P(u) = F(t) \quad (5.52)$$

Normalmente na análise dinâmica uma das primeiras tarefas consiste na determinação das frequências próprias da estrutura. No entanto, nas estruturas tensionadas não existem a rigor formas e frequências próprias inerentes a uma estrutura tensionada, uma vez que a deformada da estrutura depende do carregamento experimentado pela mesma. Pequenas oscilações quase lineares em torno da forma de equilíbrio permitem uma análise por sobreposição modal (Clough (1975), Craig (1981)), determinando os modos e as frequências a partir da matriz de rigidez tangente, Tabarrok (1997). Geometrias complexas requerem o método dos elementos finitos.

O estudo dos efeitos do vento em estruturas tensionadas constitui uma série de dificuldades ainda em investigação nos dias que correm. As oscilações auto-excitadas, como o galope e o drapejamento, a par das vibrações forçadas, são relevantes nas estruturas em questão. A acção das rajadas de vento provoca vibrações forçadas que podem ser analisadas dividindo o carregamento numa componente quase estática, resolvida como um problema estático não linear, e outra componente flutuante, em torno do valor estático, por meio de uma análise dinâmica, possivelmente linear, por sobreposição modal. Remete-se para Buchholdt (1999) para uma análise dinâmica detalhada de estruturas de cabos sujeitas a vento e terremotos.

As oscilações auto-excitadas são ainda alvo de pouca investigação, sendo a interacção fluído/estrutura um campo ainda em aberto.

5.5. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM ELEMENTO DE MEMBRANA

O elemento de membrana baseia-se no elemento finito triangular CST (constant strain triangle) embora seja composto por 9 graus de liberdade ao contrário dos 6 originais deste elemento (2 por nó, correspondendo à translação no plano). A importância deste elemento reside no facto de ser um elemento simples de interpolação linear para o campo dos deslocamentos e conseqüentemente para os campos de tensão e deformação. Remete-se para Pauletti R. (2008) ou Pauletti R., Guirardi, D. & Deifeld, T. (2005) a pormenorização do desenvolvimento que se segue.

Em análises não lineares o elemento de membrana apresenta-se em três configurações:

- Configuração de referência Ω^r : corresponde ao elemento no seu estado indeformado;
- Configuração inicial Ω^0 : corresponde ao elemento sujeito a um campo de tensões (e correspondentes deformações);
- Configuração arbitrária Ω^c : a configuração do elemento para a qual o elemento se move.

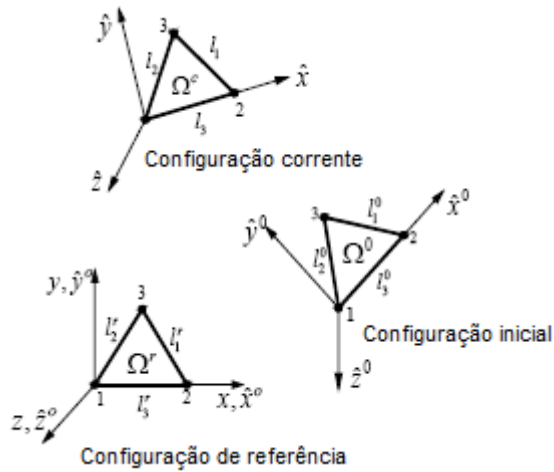


Fig. 5.19 – Elemento CST de membrana nas configurações de referência, Ω^r , inicial, Ω^0 , e arbitrária, Ω^c (adaptado de Pauletti Static Analysis of Taut Structures)

A numeração, quer dos nós, quer dos lados, é efectuada no sentido anti-horário, sendo os lados numerados de acordo com o nó que lhe é oposto. Em cada configuração existe um sistema local de coordenadas, representado com chapéu superior, de modo que o eixo \hat{x} coincida com o lado 3, orientado do nó 1 para o nó 2, sendo o eixo \hat{z} ortogonal ao plano do elemento. Remete-se para Pauletti (2003) para pormenorização de vectores associados a esta formulação como o vector de coordenadas globais para um ponto genérico P e vector de configuração (ou vector de deslocamentos nodais, associado aos deslocamentos nodais do elemento), bem como toda a formulação inerente a um elemento de membrana simplificado. O comprimento dos lados pode ser igualmente obtido, bem como os versores directores dos lados (Figura 5.20).

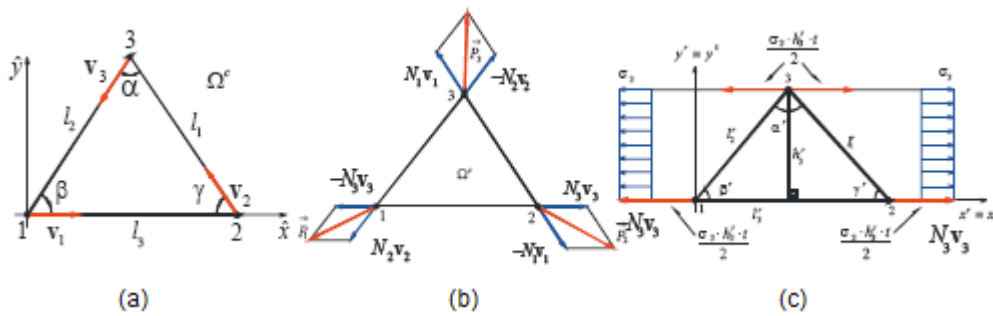


Fig. 5.20 – a) Versores directores unitários, v_i com $i=1,2$ e 3 , ao longo dos lados; b) esforços internos nodais e sua decomposição em forças de interacção nodal; c) relação de equilíbrio entre a tensão natural σ_3 e as forças de interacção nodal $P_{12} = -N_3 v_3 = -P_{21}$

De forma a determinar os vectores de força naturais é conveniente definir uma força natural ao longo do lado 3 com relação a σ_3 (esforço normal, paralelo ao lado 3). De igual forma também se determina o vector de deslocamentos naturais.

A matriz de rigidez geométrica K_g pode agora ser realizada, sendo que as forças naturais simplificam a derivação da matriz de rigidez tangente do elemento.

5.6. FORMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM CABO ESCORREGANDO

Os cabos de bordo das membranas não são geralmente cabos ideais, isto é, estes não deslizam na baínha de bordo sem atrito. Desta forma é necessário criar um elemento que tenha em conta o atrito desenvolvido entre o cabo e a baínha. Nesta secção referem-se dois elementos de cabo, com e sem atrito, desenvolvidos por Pauletti & Pimenta (1995), e estudados, aprofundadamente, por Martins, C. (2008).

5.6.1. ELEMENTO DE CABO IDEAL (SEM ATRITO)

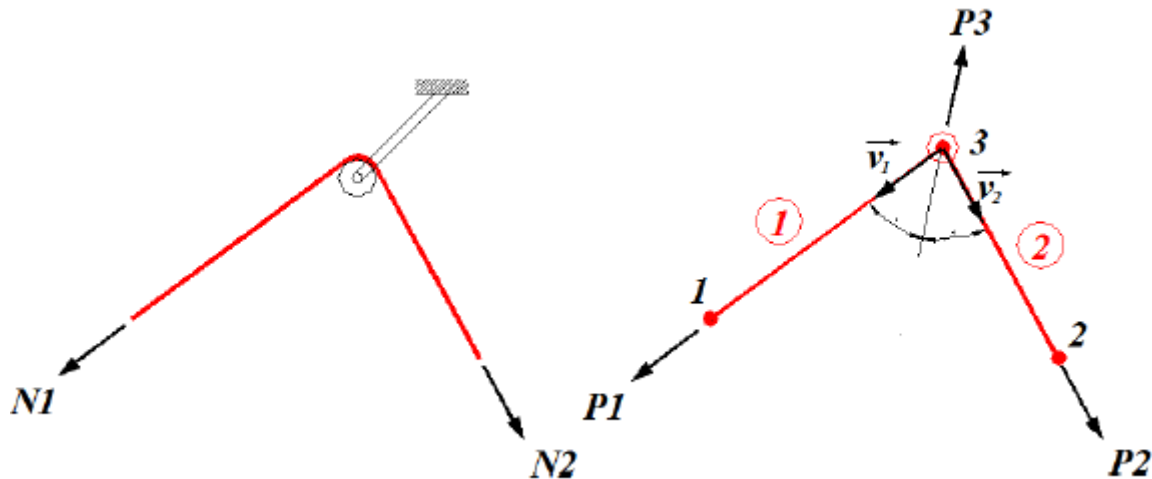


Fig. 5.21 – Elemento de cabo ideal¹⁰

O comprimento total do cabo pode ser determinado através da soma dos treços na configuração corrente. Este elemento possui também uma configuração inicial, sujeito a uma força normal constante ao longo de todo o elemento, N_0 . Tendo em conta um comportamento elástico linear, o comprimento indeformado do cabo é dado por l^r . Desta forma a força normal na configuração corrente é dada por:

$$N = \frac{EA}{l^r} (l - l^r) \quad (5.53)$$

Logo seguem-se os vectores de deslocamentos e de forças nodais. Neste último entram variáveis como versores directores dos trechos 1 e 2 e a força normal N (esforço interno escalar).

A matriz de rigidez tangente é composta por uma parcela elástica e uma parcela geométrica (remete-se para Martins 2008, para pormenorização da formulação).

De seguida um super elemento de cabo sem atrito, com “n” nós.

¹⁰ Martins, C (2008)

5.6.2. SUPER ELEMENTO DE CABO IDEAL (SEM ATRITO)

Apresenta-se agora um super elemento de cabo ideal sem atrito (cabo infinitamente flexível, finitamente extensível, escorregando sem atrito), com “n” segmentos, n_{seg} , “nn” nós, $nn=n_{seg}+1$ e “np” roldanas, $np= n_{seg} -1$.

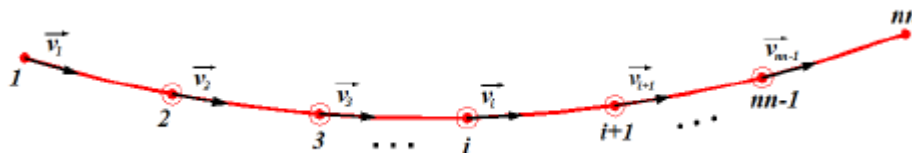


Fig. 5.22 – Numeração dos nós do super elemento¹¹



Fig. 5.23 – Numeração dos elementos do super elemento¹²

O comprimento total do cabo, “l”, na configuração corrente, é dado pelo somatório dos comprimentos, “ l_k ”, dos troços sucessivos. À semelhança do elemento anterior, o super elemento é definido numa configuração inicial, sujeito a uma força normal N^0 , constante ao longo do elemento.

Remete-se para a formulação de Martins (2008), interessando, agora, algumas conclusões do mesmo estudo:

- A matriz de rigidez do super elemento contém muitos zeros, comparativamente com a matriz do elemento de três nós, devendo-se à interacção (inexistente), entre muitos nós do super elemento;
- A alteração no comprimento de um troço do cabo interfere no comprimento total do elemento e, consequentemente, influencia os restantes troços. Assim, o deslocamento de um dos nós interfere no comportamento dos demais, ou seja, cada nó contribui para a rigidez elástica do conjunto;
- No elemento de três nós, Figura 5.21, embora o deslocamento da roldana influencie os dois troços do elemento de cabo, os elementos de cabo não interagem entre si, formando uma cadeia de trechos isolados. Assim, o super elemento (Figuras 5.22 e 5.23) é mais realista, constituindo uma ferramenta mais flexível e de modelagem mais simples.

5.6.3. ELEMENTO DE CABO NÃO- IDEAL (COM ATRITO)

O elemento de cabo não ideal, com atrito, constitui um elemento realista de cabo de bordo de uma membrana. Por mais pequena que seja, ou seja, por pouco atrito que exista entre o cabo e o ponto de contacto, este efeito pode ser considerado.

¹¹ Martins, C (2008)

¹² Martins, C. (2008)

Remete-se agora para a Figura 5.21. Nesta formulação existe uma relação entre as forças dos troços 1 e 2, N_1 e N_2 , com o coeficiente de atrito, μ , e o ângulo entre as direcções das forças N_1 e N_2 , que é dada pela equação 5.54.

$$\eta = \frac{N_1}{N_2} = e^{\mu\beta} \quad (5.54)$$

De notar que se considera $N_1 > N_2$

Distinguem-se duas situações de equilíbrio:

- Limiar do escorregamento, dependendo do troço mais solicitado: $\eta = e^{\mu\beta}$ ou $\eta = e^{-\mu\beta}$;
- Atrito é mais que suficiente para evitar escorregamento: $e^{-\mu\beta} < \eta < e^{\mu\beta}$.

Nos outros casos o atrito é insuficiente para evitar o escorregamento, e o elemento busca uma nova configuração de equilíbrio, até que η atinja o intervalo $[e^{-\mu\beta}, e^{\mu\beta}]$.

Remete-se para a restante formulação em Pauletti (2003), ressaltando algumas diferenças para o caso de cabo ideal, como por exemplo a perda de simetria da rigidez tangente devido à introdução do coeficiente de atrito, μ .

5.7. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE UM CABO DESLIZANDO SOBRE OUTRO

5.7.1. INTRODUÇÃO

Em estruturas de cabos, o grau de mobilidade do nó de intersecção dos cabos não é bem conhecido, não sendo claro se a consideração de deslizamentos nulos nos conectores que realizam a ligação poderá ou não levar a resultados conservativos.

Na presente secção é objectivo realizar uma análise paramétrica estudando então este tipo de deslizamento, através do programa SAP.

5.7.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Com vista a analisar a importância da fixação total conferida pelos conectores em malhas de cabos, realiza-se um estudo sobre uma malha rectangular formada por cabos com as características mecânicas e geométricas apresentadas nas tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente. Todos os cabos desta malha estão submetidos a um pré-esforço de 5 kN e a um carregamento vertical descendente de 10 kN nas extremidades (tabela 5.5). Desta forma distinguem-se duas fases: fase 1 relativa à actuação do pré-esforço; fase 2 relativa a actuação do carregamento em conjunto com o pré-esforço.

Tabela 5.3 – Características da secção dos cabos

Cabo indeformável	Spiral strand 16
Área (mm ²)	156
Módulo de Young (GPa)	175

Tabela 5.4 – Características geométricas

L1=L2 (m)	3
l1	Variável no intervalo [0;L1/2]
l2	Variável no intervalo [0;L2/2]

Tabela 5.5 - Solicitações

P- Carregamento nodal vertical descendente (kN)	10
P0-Pré-esforço (kN)	5
*Considera-se o peso próprio dos cabos	

Nas características geométricas definem-se dois parâmetros L1 e L2, simbolizando a distância entre os elementos de suporte dos cabos respectivamente na direcção y e x (Figura 5.25).

As distâncias l1 e l2 partem do centro do modelo, sendo l1 a distância medida paralelamente ao eixo y, e l2 ao eixo x, como representado na Figura 5.25. O ponto de intersecção dos cabos é então definido por uma coordenada l1 e l2 relativamente ao centro do modelo. Desta forma pode-se facilmente identificar o modelo através das coordenadas (l1;l2) da intersecção do modelo respectivo.

Para materializar o dispositivo conector dos cabos coloca-se um elemento rígido, vertical, de 5 centímetros, a ligar os dois cabos indeformáveis. Isto é, os cabos ficam separados 5 cm. Este facto obriga a que se tenha de optar pelo cabo que passa no ponto de cota inferior do elemento rígido, sendo o cabo paralelo a x (Figura 5.24). Esta separação dos cabos por elemento rígido tem impacto nos resultados, como se vai ver adiante. Através dos deslocamentos evidenciados pelos nós de intersecção do elemento rígido com os cabos, e respectivas rotações, podem tecer-se algumas conclusões do funcionamento do conjunto.

Na Figura 5.24 é possível visualizar, para além do modelo $(l1;l2) = (0,125*L1;0,25*L2)$, os alinhamentos e respectivas intersecções estudadas na análise, a carga nodal de 10 kN na intersecção, bem como a separação dos cabos através do elemento rígido.

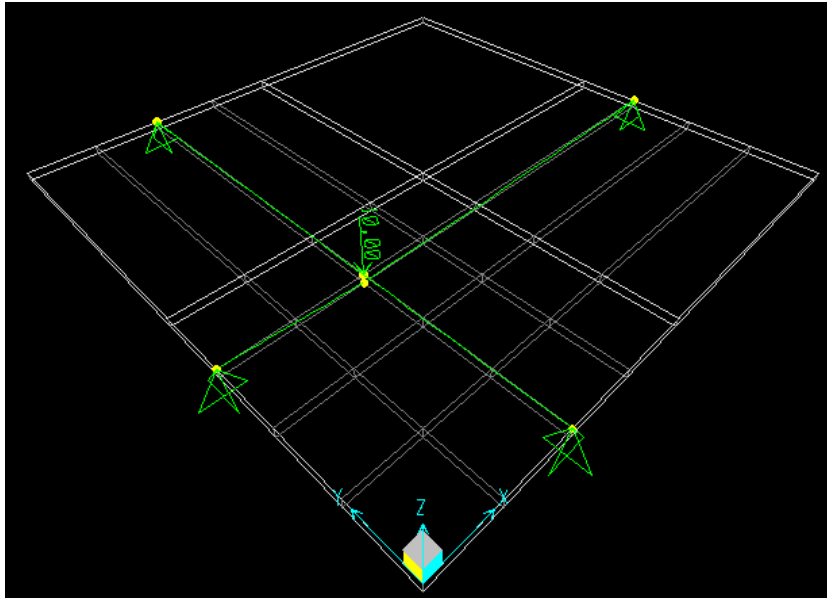


Fig. 5.24 – Modelo em 3D na posição $(l1;l2) = (0,125*L1;0,25*L2)$, com nó deslizante

Na Figura 5.25 evidencia-se o mesmo modelo da Figura 5.24, no entanto o nó é fixo, sem elemento rígido entre os cabos.

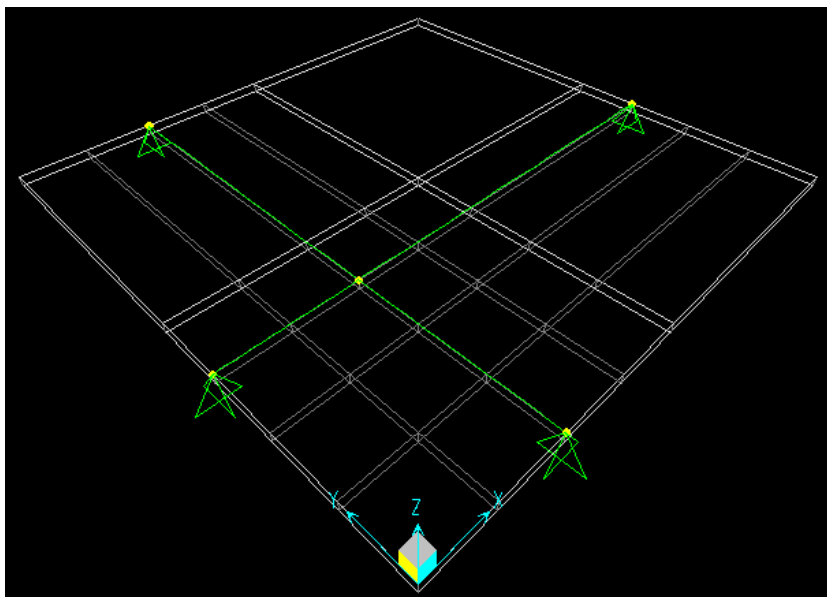


Fig. 5.25 - Modelo em 3D na posição $(l1;l2) = (0,125*L1;0,25*L2)$, com nó fixo

Os modelos efectuados são sempre realizados com dois cabos, perpendiculares em planta, em que o cabo paralelo ao eixo y sofre translações de valor l2, e o cabo paralelo ao eixo x sofre translações de valor l1 (Figura 5.26).

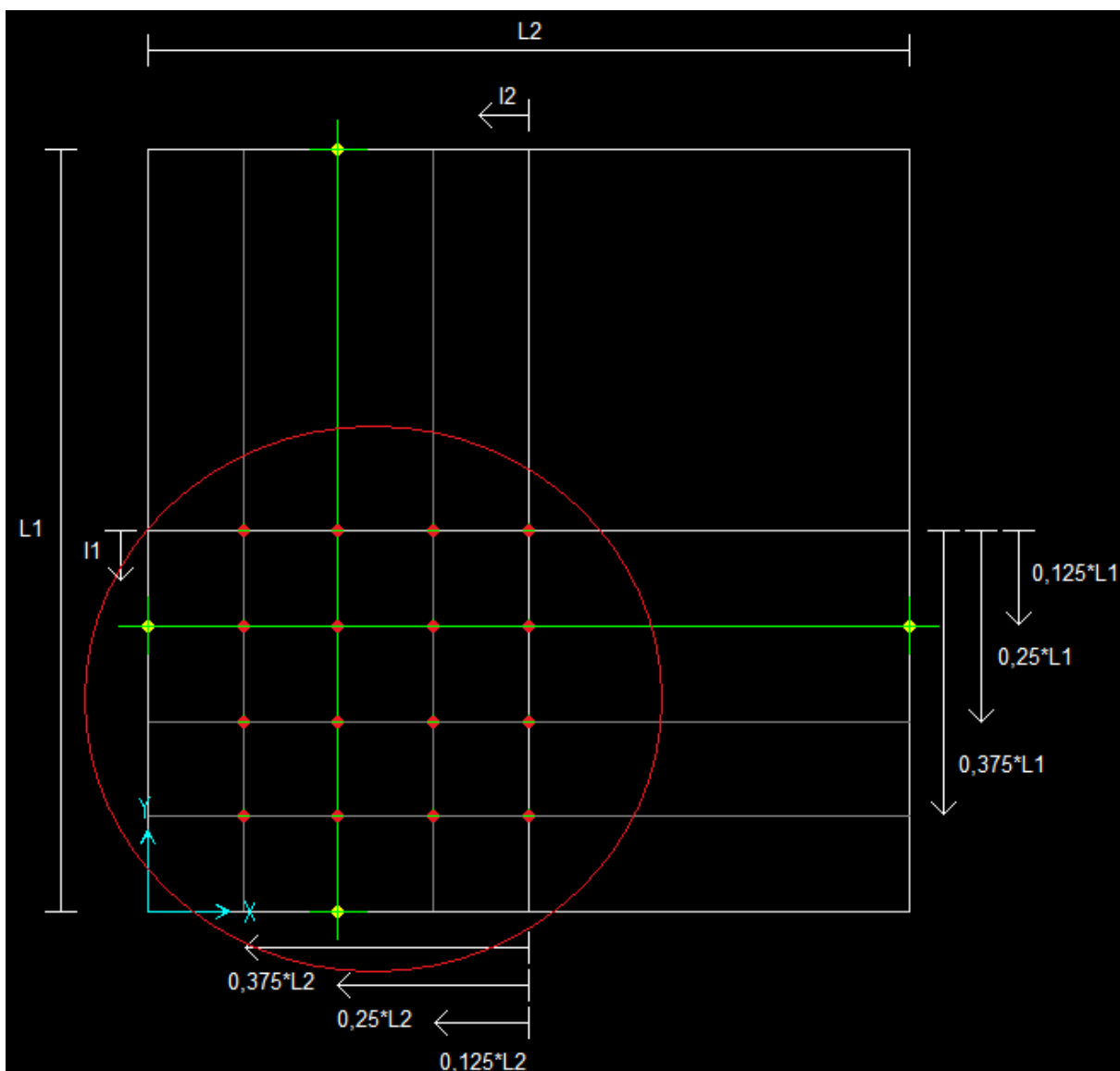


Fig. 5.26 – Modelo em planta na posição $(I1;I2) = (0,125*L1;0,25*L2)$

Os pontos identificados a vermelho, na Figura 5.26, representam as intersecções estudadas na análise paramétrica.

No cálculo da resposta, foi realizada primeiramente a análise da estrutura ao pré-esforço de 5 kN instalado nos cabos, contabilizando o peso próprio, e só depois actua o carregamento de 10 kN na estrutura. Desta forma, é possível visualizar nos resultados a resposta da estrutura somente devido ao pré-esforço, peso próprio e, também, devido à actuação do conjunto pré-esforço/peso próprio/carregamento.

5.7.3. RESULTADOS

5.7.3.1. Deslocamentos nodais

Tabela 5.6 - Deslocamentos na direcção x (mm), fase 1

Deslocamentos na direcção x (mm)						
Fase 1			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	0.000	0.000	0.000	0.000
		fixo	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.125L2	deslizante	0.300	0.300	0.300	0.200
		fixo	0.000	-0.001	0.000	0.000
	0.25L2	deslizante	0.800	0.800	0.800	0.600
		fixo	-0.002	-0.002	-0.001	0.000
	0.375L2	deslizante	2.400	2.300	2.200	1.900
		fixo	-0.003	-0.002	-0.002	-0.001

Os deslocamentos na direcção x, fase 1, são menores nos modelos de nó fixo. Aliás, são quase nulos nestes modelos com máximos de -0.0003mm. Já nos modelos de nó deslizante o valor máximo é de 2.4 mm, precisamente no mesmo modelo onde se verificava o máximo na situação de nó fixo (I1;I2) =(0;0,375*L2). O facto de serem muito inferiores os valores, justifica-se pela solicitação respectiva da fase 1 que, relembando, é somente composta por pré-esforço nos cabos de 5 kN e acção do peso próprio.

Tabela 5.7 - Deslocamentos na direcção x (mm), fase 2

Deslocamentos na direcção x (mm)						
Fase 2			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	0.000	0.000	0.000	0.000
		fixo	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.125L2	deslizante	-1.300	-1.300	-1.200	-1.000
		fixo	-1.100	-1.100	-0.900	-0.500
	0.25L2	deslizante	-2.300	-2.300	-2.200	-2.100
		fixo	-2.400	-2.300	-2.000	-1.300
	0.375L2	deslizante	-1.600	-1.600	-1.700	-1.900
		fixo	-3.600	-3.500	-3.300	-2.500

Na fase 2, evidenciam-se deslocamentos superiores aos anteriores na direcção x pois, além das acções relativas à fase 1, ainda existe um carregamento de 10kN. A evolução dos valores, de modelo para modelo (nos modelos de nó fixo) revela crescendos à medida que a intersecção se aproxima dos apoios, na direcção x, sendo decrescentes na outra direcção. O mesmo não acontece com os modelos de nó deslizante, evidenciando-se um pico em I2=0.25*L2 quando se analisa a direcção x, e na direcção y, comportamento semelhante aos modelos de nó fixo.

Novamente o modelo (I1;I2) =(0;0,375*L2) evidencia valores máximos de deslocamentos em x quando o nó é fixo (-3.6mm), e quando o nó permite deslocamento é no modelo (I1;I2) =(0;0,25*L2) que se evidencia o máximo (-2.3mm). De notar diferenças acima de 50 % na análise comparativa.

Tabela 5.8 - Deslocamentos na direcção y (mm), fase 1

Deslocamentos na direcção y (mm)						
Fase 1			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	0.000	-0.080	-0.200	-0.200
		fixo	0.000	-0.001	-0.002	-0.003
	0.125L2	deslizante	0.000	-0.087	-0.200	-0.200
		fixo	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
	0.25L2	deslizante	0.000	-0.100	-0.200	-0.300
		fixo	0.000	-0.001	-0.001	-0.002
	0.375L2	deslizante	0.000	-0.100	-0.300	-0.500
		fixo	0.000	0.000	0.000	-0.001

Os deslocamentos em y, na fase 1 também não são significativos como acontecia na direcção x, havendo um máximo de -0.5 mm no modelo (I1;I2) =(0,375*L1;0,375*L2) de nó deslizante. Quando o nó é fixo um máximo de -0.003mm é verificado. As diferenças embora sejam bastante significativas entre modelos de nó fixo e deslizante, na fase 1, os valores absolutos são muito reduzidos, e como se vai ver adiante nos esforços tal facto tem algum peso na distribuição dos mesmos pelos cabos, principalmente nos modelos de nó deslizante.

Tabela 5.9 - Deslocamentos na direcção y (mm), fase 2

Deslocamentos na direcção y (mm)						
Fase 2			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	0.000	-0.500	-1.100	-2.200
		fixo	0.000	-1.100	-2.400	-3.600
	0.125L2	deslizante	0.000	-0.400	-1.000	-2.000
		fixo	0.000	-1.100	-2.300	-3.500
	0.25L2	deslizante	0.000	-0.200	-0.600	-1.400
		fixo	0.000	-0.900	-2.000	-3.300
	0.375L2	deslizante	0.000	-0.024	-0.071	-0.200
		fixo	0.000	-0.500	-1.300	-2.500

Na fase 2 verificam-se valores crescentes dos deslocamentos em y em valor absoluto com I1, e valores decrescentes com I2.

Registam-se diferenças significativas entre os modelos de nós fixos e deslizantes, sendo menos importantes à medida que se aproxima de modelos com valores máximos absolutos.

Para modelos de nós fixos verificam-se valores máximos absolutos na ordem de 3.6mm e de 2.2mm para os outros.

A Figura 5.26 contém um círculo envolvendo as intersecções estudadas na análise, sendo agora ampliado para a Figura 5.27, para melhor visualização dos resultados relativos aos deslocamentos no plano xy.

Os deslocamentos das intersecções no plano xy são observáveis na Figura 5.27, estando 40 vezes aumentados para se poderem distinguir dos pontos no estado indeformado, bem como para melhor percepção comparativa entre os deslocamentos e respectivos carregamentos.

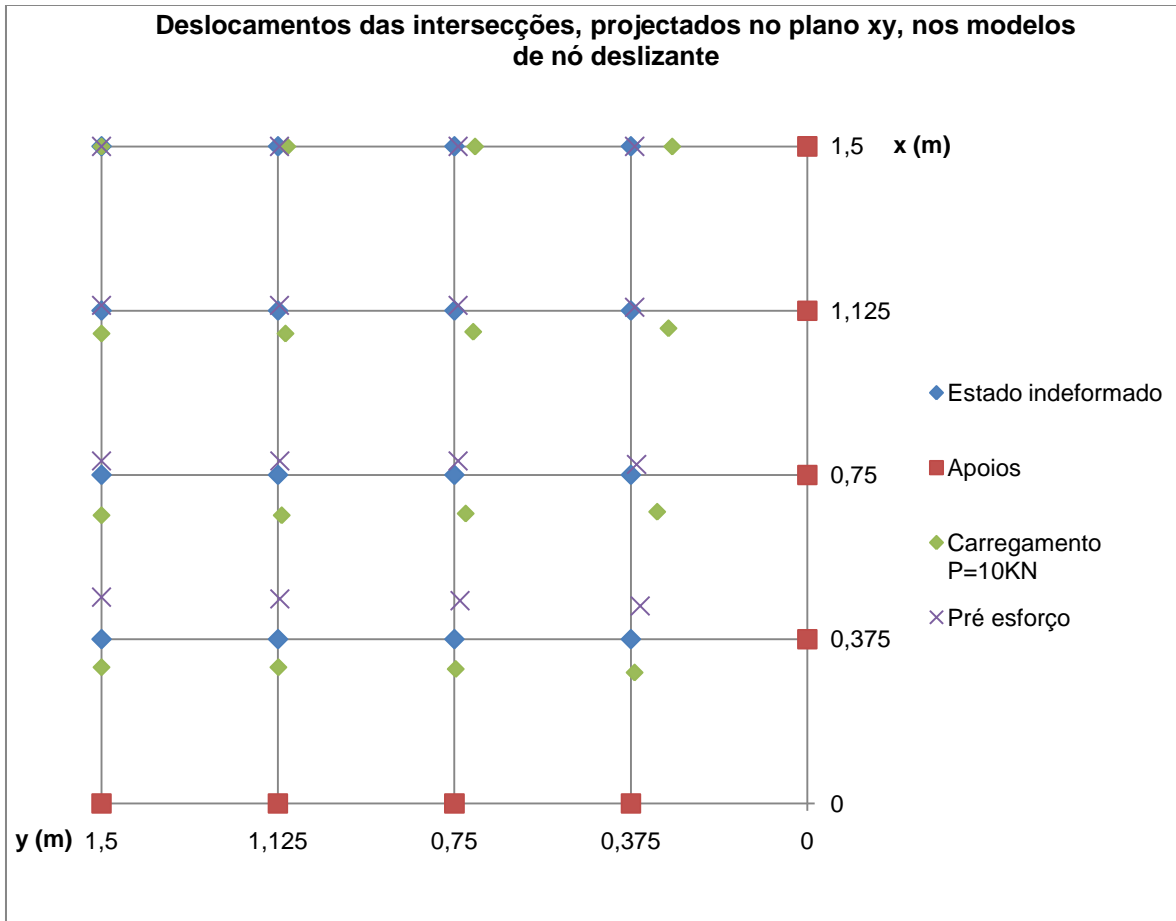


Fig. 5.27 – Deslocamentos no plano xy das intersecções nos sucessivos modelos de nó deslizante

Na Figura 5.27 visualizam-se as coordenadas no plano das intersecções desde a posição inicial (estado indeformado), até à actuação do pré-esforço (incluindo peso próprio) -fase 1, bem como devido ao carregamento de 10 kN (incluindo peso próprio e pré-esforço) -fase 2, somente para os modelos de nó fixo.

Ainda na Figura 5.27 pode-se verificar a posição dos apoios nas extremidades dos cabos, sendo esta imagem representativa de um quarto do plano abrangido pela estrutura completa. É de notar que só aparece um dos dois apoios de cada cabo.

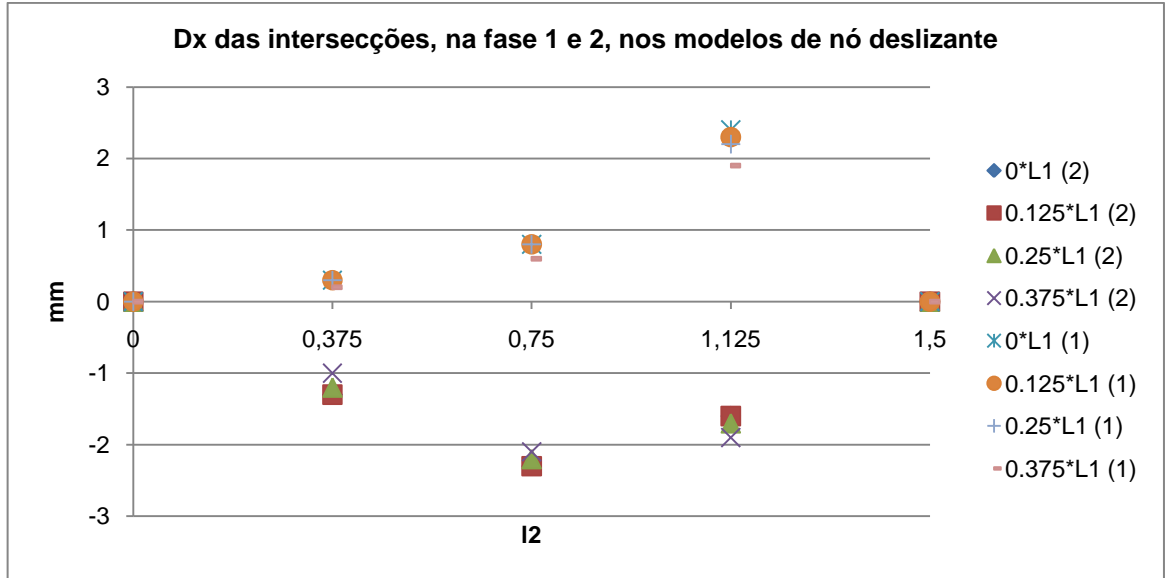


Fig. 5.28 – Deslocamentos em x das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó deslizante

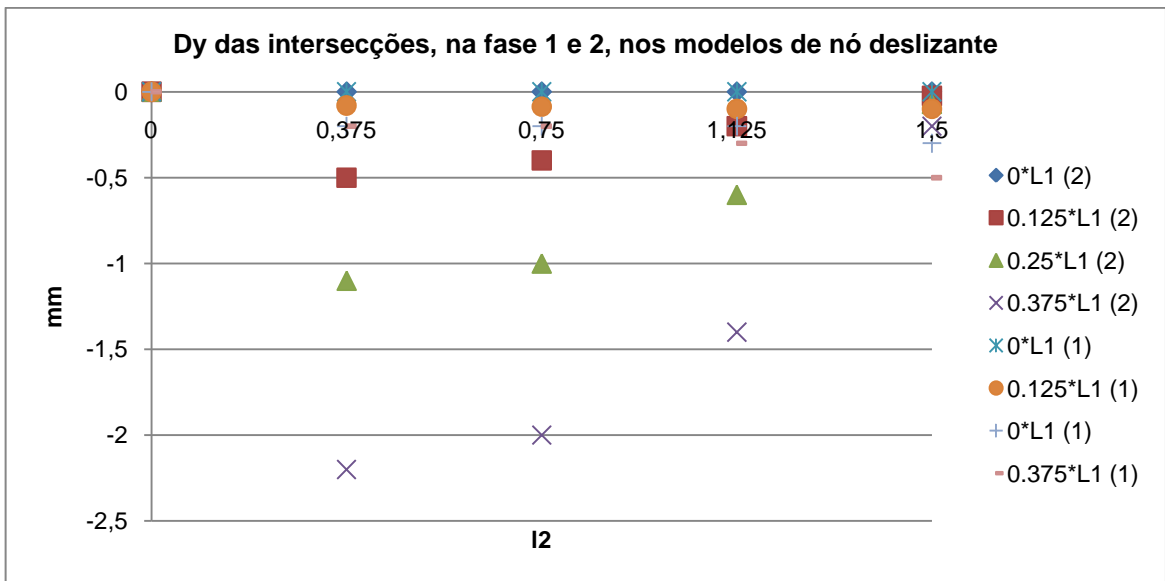


Fig. 5.29 - Deslocamentos em y das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó deslizante

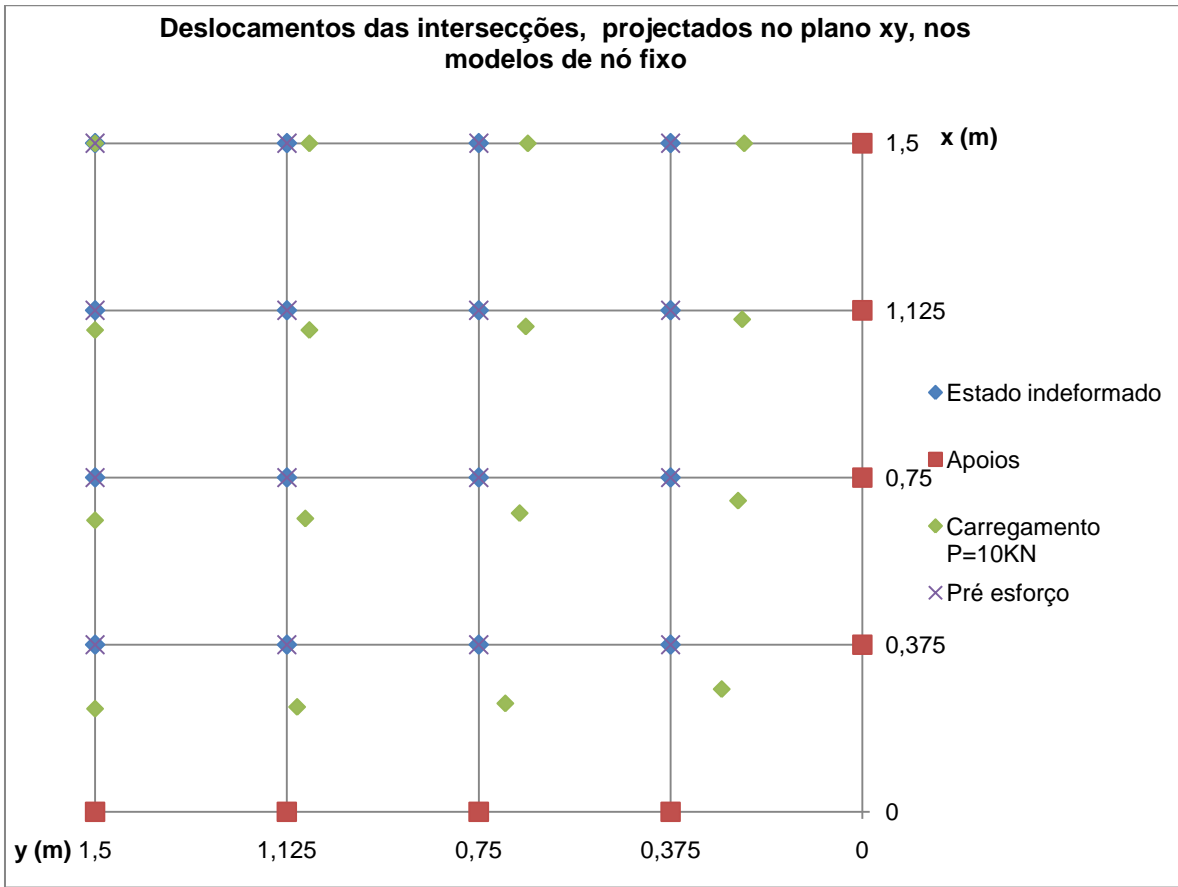


Fig. 5.30 - Deslocamentos no plano xy das intersecções nos sucessivos modelos de nó fixo

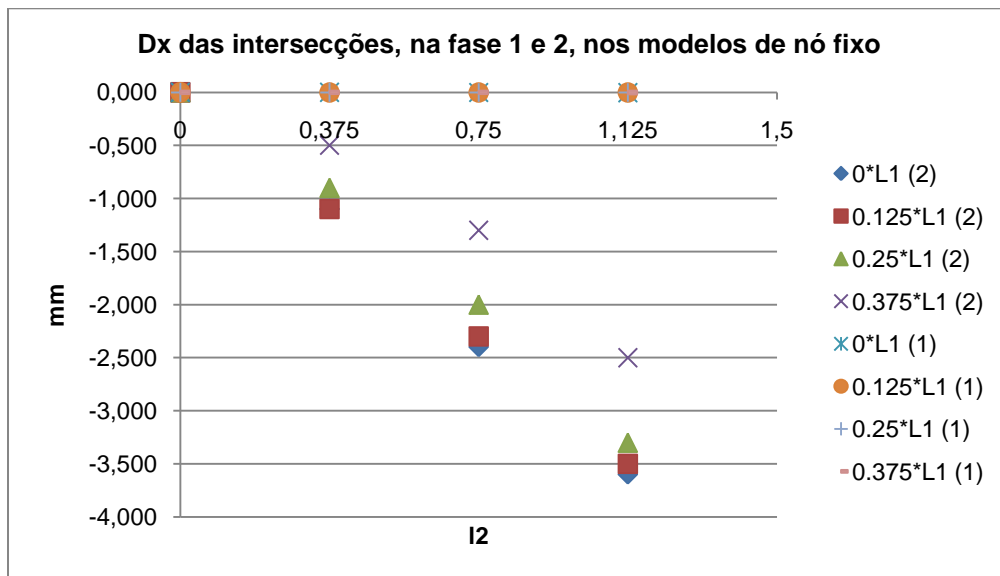


Fig. 5.31 - Deslocamentos em x das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó fixo

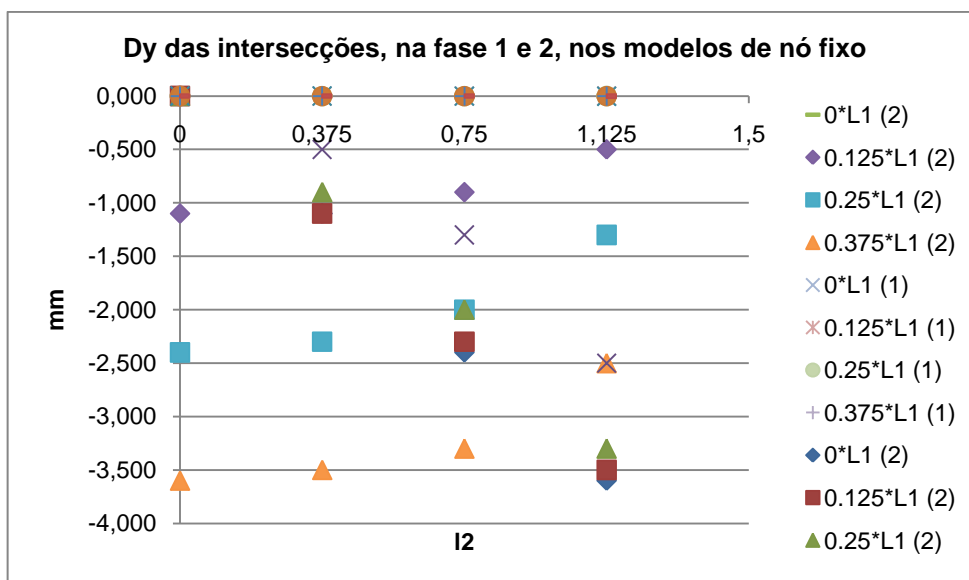


Fig. 5.32 – Deslocamentos em y das intersecções, nas fases 1 e 2, nos modelos de nó fixo

Tabela 5.10 - Deslocamentos na direcção z (mm), fase 1

			Deslocamentos na direcção z (mm)			
Fase 1			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	22.100	21.400	18.900	13.500
		fixo	-2.700	-2.600	-2.300	-1.600
	0.125L2	deslizante	22.900	22.200	19.700	14.100
		fixo	-2.600	-2.500	-2.300	-1.600
	0.25L2	deslizante	25.600	24.900	22.300	16.500
		fixo	-2.300	-2.300	-2.000	-1.500
	0.375L2	deslizante	29.600	28.900	26.500	20.800
		fixo	-1.600	-1.600	-1.500	-1.200

Em geral os valores decrescem com I1. A evolução dos deslocamentos em I2 é crescente em valor absoluto, nos nós deslizantes, e decrescente nos outros.

Evidenciam-se diferenças significativas nos deslocamentos, na ordem das dezenas de milímetros, entre os modelos de nó fixo e deslizante, sendo superiores nos últimos, com máximos na ordem de 30 mm, e de -2.7mm nos de nó fixo. Esta diferença notável justifica-se, obviamente, pela posição de equilíbrio do sistema quando é actuado o pré-esforço, onde o cabo que passa por baixo do elemento rígido levanta o mesmo elemento, daí os deslocamentos serem positivos.

Tabela 5.11 - Deslocamentos na direcção z (mm), fase 2

Deslocamentos na direcção z (mm)						
Fase 2			I1			
			0	0.125L1	0.25L1	0.375L1
I2	0	deslizante	-52.600	-52.100	-50.300	-43.500
		fixo	-82.200	-80.300	-73.400	-55.800
	0.125L2	deslizante	-49.100	-48.800	-47.400	-41.800
		fixo	-80.300	-78.600	-72.200	-55.300
	0.25L2	deslizante	-37.300	-37.300	-37.000	-34.800
		fixo	-73.400	-72.200	-67.400	-53.500
	0.375L2	deslizante	-12.600	-12.700	-13.300	-14.600
		fixo	-55.800	-55.300	-53.500	-46.500

Na fase 2, quando é actuado o carregamento, é procurada uma nova posição de equilíbrio para o sistema, apresentando, agora, os modelos de nó fixo, valores superiores em valor absoluto, com máximos de 82.2mm. e nos outros modelos na ordem de 53mm. De uma forma geral, os deslocamentos tendem a ser superiores à medida que o nó se aproxima do centro do sistema de cabos.

5.7.3.2. Esforços axiais nos cabos

Tabela 5.12 – Esforços axiais nos cabos (kN), fase 1

Esforços axiais nos cabos (kN)											
Fase 1				I1							
				0		0.125L1		0.25L1		0.375L1	
				máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín
I2	0	deslizante	Dir x	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.97	4.97
			Dir y	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.03	5.03
		fixo	Dir x	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
			Dir y	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	0.125L2	deslizante	Dir x	4.94	4.94	4.94	4.94	4.94	4.94	4.96	4.96
			Dir y	5.05	5.05	5.05	5.05	5.05	5.05	5.04	5.03
		fixo	Dir x	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
			Dir y	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	0.25L2	deslizante	Dir x	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86	4.89	4.89
			Dir y	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11	5.10	5.09
		fixo	Dir x	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
			Dir y	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	0.375L2	deslizante	Dir x	4.11	4.11	4.12	4.11	4.17	4.16	4.34	4.33
			Dir y	5.53	5.53	5.53	5.53	5.53	5.52	5.47	5.46
		fixo	Dir x	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
			Dir y	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00

Na fase 1, os cabos referentes aos modelos de nó fixo evidenciam sempre valores de 5 kN, ou seja, o valor de pré-esforço a que os mesmos estão sujeitos. Já nos modelos de nó deslizante existem variações em torno de 5kN sendo num cabo inferior e no outro superior. Esta distribuição não é aleatória e prende-se com a posição de equilíbrio neste estado inicial. O cabo que passa por baixo do elemento rígido tende a levantar no centro quando é procurada a posição de equilíbrio da estrutura, ficando submetido a esforços inferiores ao pré-esforço de 5 kN pois sofre um encurtamento do seu comprimento. Já os cabos que passam por cima do elemento sofrem um levantamento no centro e associado a esse levantamento está implícito um alongamento do mesmo cabo pois inicialmente está recto no plano e ao levantar no centro gera o referido alongamento, levando a esforços axiais ligeiramente superiores ao pré-esforço introduzido no mesmo.

Agora percebe-se a diferença significativa, na ordem das dezenas de milímetros, nos deslocamentos verticais (direcção z), prendendo-se com a busca da posição de equilíbrio do sistema de cabos.

Uma observação, não menos importante, tem a ver com os esforços máximos e mínimos. Tais esforços aparecem, respectivamente, nos troços mais curto e mais longo do cabo, em determinada direcção (x ou y).

Tabela 5.13 - Esforços axiais nos cabos (kN), fase 2

Esforços axiais nos cabos (kN)											
Fase 2				I1							
				0		0.125L1		0.25L1		0.375L1	
				máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín
I2	0	deslizante	Dir x	63.91	63.91	63.14	63.14	60.04	60.04	49.83	49.83
			Dir y	18.81	18.81	19.67	19.65	22.65	22.6	28.96	28.77
		fixo	Dir x	45.87	45.87	44.06	44.06	37.68	37.68	23.91	23.91
			Dir y	45.87	45.87	46.74	46.60	48.81	48.48	48.76	48.11
	0.125L2	deslizante	Dir x	63.75	63.59	63.1	62.94	60.40	60.26	51.12	51.01
			Dir y	16.49	16.49	17.27	17.26	20.11	20.08	26.62	26.46
		fixo	Dir x	46.75	46.6	45.00	44.86	38.8	38.67	24.91	24.81
			Dir y	44.06	44.06	45.00	44.86	47.38	47.05	48.08	47.44
	0.25L2	deslizante	Dir x	61.89	61.52	61.54	61.17	60.03	59.67	54.07	53.76
			Dir y	9.56	9.56	10.09	10.08	12.14	12.12	18.17	18.09
		fixo	Dir x	48.82	48.48	47.38	47.05	41.99	41.69	28.35	28.11
			Dir y	37.68	37.68	38.8.0	38.67	41.99	41.69	45.25	44.63
	0.375L2	deslizante	Dir x	53.04	52.32	52.91	52.19	52.41	51.69	50.91	50.18
			Dir y	1.37	1.37	1.39	1.39	1.53	1.53	2.53	2.53
		fixo	Dir x	48.76	48.11	48.08	47.44	45.25	44.63	35.53	34.99
			Dir y	23.91	23.91	24.91	24.81	28.35	28.11	35.53	34.99

Uma observação que salta logo à vista prende-se com o facto dos esforços axiais, nos cabos da direcção x, nos modelos com nó deslizante, serem sempre superiores aos da direcção y, intensificando-se esse efeito com o crescimento de I2. É de notar que com I2 = 0.375L2, os cabos da direcção y, praticamente, não estão esforçados (valores máximos na ordem de 2.53kN). Visto tal não acontecer de forma tão notória nos modelos com nó fixo, relaciona-se este facto com o cabo da direcção x passar por baixo do elemento rígido e, ao ser carregado, deforma-se mais que o cabo que passa por cima.

Associado ao maior alongamento do cabo está um maior esforço, o que já se tinha evidenciado para a fase 1, em que o cabo superior ficava mais esforçado, por sofrer um alongamento em detrimento de encurtamento do outro cabo.

Nos modelos de nó fixo o que se verifica é que, à medida que o nó se aproxima de um apoio, o cabo que possui o troço mais curto relativamente a esse apoio, fica mais esforçado, resultando num esforço igual nos dois cabos, quando os nós se dão na diagonal, isto é, para $l_1=l_2$. Tal facto era de esperar porque se forma uma estrutura de cabos simétrica relativamente à diagonal mencionada em cima, distribuindo de igual forma o carregamento.

Em termos de dimensionamento podem-se destacar diferenças significativas nos esforços de um mesmo cabo na situação de nó fixo ou deslizante, levando a dimensionamentos não conservativos dos mesmos. Por exemplo o cabo da direcção x apresenta esforços máximos de 49 kN para o modelo de nó fixo, enquanto para o modelo de nó deslizante apresenta valores de 64 kN, diferenças de 23% que podem levar a dimensionamento não conservativo deste cabo.

No cabo da direcção y, nos modelos de nó fixo registam-se valores máximos de 48kN, e 29kN nos outros modelos, diferenças na ordem de 40%, levando a sobredimensionamento do mesmo.

5.7.4. CONCLUSÕES

- Numa fase inicial de verificação da validade dos modelos realizou-se o pré-esforço dos cabos, sem peso próprio dos mesmos, no modelo de $l_1=l_2=0$. Os nós apresentam deslocamento vertical de 2,5 cm, isto é, metade do comprimento do elemento rígido, o que está correcto tendo em conta que a estrutura entra em equilíbrio esticando o cabo que passa por baixo, ou seja, “rectificando”, e tornando menos recto o cabo de cima (que no estado indeformado está à cota 0 em todo o seu comprimento).
- Também na fase de pré-esforço é possível observar que o cabo que fica por cima fica mais esforçado devido ao alongamento positivo, ao contrário do cabo que fica por baixo. Recorda-se que o pré-esforço é de 5 kN e, portanto, verifica-se sempre que o cabo de cima tem forças acima de 5 kN (alongamento), tendo o cabo de baixo forças inferiores a 5kN (encurtamento).
- De uma forma análoga ao ponto anterior também é notório os esforços do cabo serem superiores quando a estrutura está na fase 2, sujeita à carga localizada de 10 kN, peso próprio e pré-esforço. A razão é então a mesma, pois na fase 1 (pré-esforço) os cabos encontram o seu equilíbrio subindo a sua cota, sendo o cabo de cima alongado e o de baixo encurtado. Ao passar para a fase 2, o cabo inferior alonga e o cabo superior vai encurtando e só depois vai alongar. Isto é, o cabo inferior experimenta alongamentos superiores antes do cabo de cima, ficando mais esforçado.
- Os deslocamentos máximos na direcção x foram na ordem dos 2,4mm, na posição $(l_1;l_2) = (0;0,375*L_2)$, na fase 1. Na fase 2 foi perto da zona anterior na posição $(l_1;l_2) = (0;0,25*L_2)$ e $(l_1;l_2) = (0,125*L_1;0,25*L_2)$ de valor -2,3mm. Na direcção y, na fase 1, a posição $(l_1;l_2) = (0,375*L_1;0,375*L_2)$ obteve o deslocamento máximo de -0.5mm, enquanto na fase 2 foi a posição $(l_1;l_2) = (0,375*L_1;0)$.
- Do resultado do ponto anterior é de notar que os deslocamentos máximos em determinada direcção acontecem no cabo de direcção paralela à direcção do respectivo deslocamento, e mais, localizam-se perto de um ponto de apoio desse mesmo cabo e longe do apoio do

outro cabo. Tal facto deve-se, possivelmente, ao ganho de rigidez de determinado cabo ao aproximar-se do seu apoio, em detrimento de uma menor rigidez do cabo perpendicular, mais afastado do seu apoio. As forças tendem a seguir o caminho mais curto/ rígido, daí este facto se verificar.

- Conclui-se, finalmente, que o facto de não considerar o deslizamento de um cabo sobre outro leva a sobredimensionamento e a dimensionamento não conservativo. O dimensionamento não conservativo devido às forças inferiores que aparecem nos modelos de nó fixo, na ordem de 23 %. O sobredimensionamento deve-se às forças superiores que aparecem nos modelos de nó fixo, na ordem de 40 %.

6

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

6.1. INTENÇÃO ARQUITECTÓNICA

O exemplo de aplicação que se pretende estudar neste capítulo é inspirado numa estrutura já existente representada na Figura 6.1. Inspirada, na medida em que se pretende uma estrutura com forma e conceito semelhante. No entanto, a nível estrutural utilizam-se dois mastros e uma estrutura de membrana, com cabos, unicamente, nos seus bordos.



Fig. 6.1 – Palco concerto Radolfzell, Alemanha¹³

A estrutura do presente exemplo pretende ser igualmente um palco para concertos para cobrir uma área de 87m². A membrana é realizada com material do tipo Ferrari Preconstraint Fluotop 702, revestida a PVC do tipo 2, sendo bordada com cabos do tipo Spiral Strand.

¹³ Michael Seidel, Vienna/ Austria

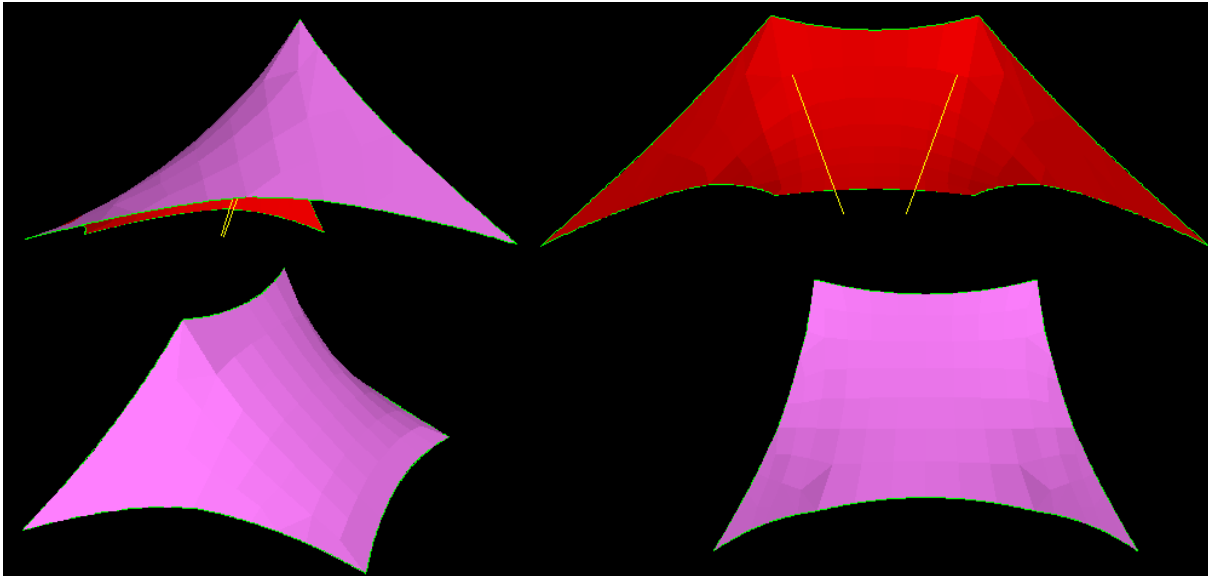


Fig. 6.2 – Vistas da estrutura em análise (lateral em cima à esquerda; frontal em cima à direita; em perspectiva em baixo à esquerda; de cima em baixo à direita)

As fases de geração de formas e de padrões de corte são estudadas através do software FORTEN 2000 (www.forten32.com), enquanto a análise é efectuada no SAP.

6.2. MATERIAIS

A estrutura é materializada com uma membrana do tipo Ferrari Preconstraint Fluotop 702, revestida a PVC do tipo 2, sendo bordada com cabos do tipo Spiral Strand, que se arbitra inicialmente do tipo SS16 (diâmetro de 16mm), a verificar na análise. Ver na tabela 6.1 as características da membrana.

Tabela 6.1 – Características da membrana

Peso próprio (kg/m ²)	0,75
Resistência característica à tracção (urdume) (kN/m)	60
Resistência característica à tracção (trama) (kN/m)	56
Extensão característica de rotura	<1%

Na tabela 6.2 apresentam-se as características dos cabos Spiral Strand arbitrados inicialmente.

Tabela 6.2 – Características dos cabos

Cabo indeformável	Spiral strand 16
Área (mm ²)	156
Módulo de Young (GPa)	175
Força de rotura mínima F_{puk} (kN)	254
Força admissível (45% F_{puk})	114

6.3. BUSCA DA FORMA

Para levar a cabo a busca da forma, recorrendo ao software FORTEN 2000, é necessário, primeiramente, definir a condição fronteira da membrana, desde a posição dos apoios até aos limites da membrana. Desta forma, as coordenadas dos apoios são dadas na tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Coordenadas dos apoios da membrana

Ponto	x(m)	y(m)	z(m)
1	0	0	0
2	4	10	0
3	12	10	0
4	16	0	0
5	11	3	6
6	5	3	6

Os apoios mantêm-se inalteráveis durante esta fase. Isto é, bloqueiam-se os três graus de liberdade de translação em todos os apoios, incluindo os correspondentes à ligação com os pilares. Desta forma é possível “rectificar” a forma da estrutura, numa fase posterior, devido a impossibilidades geométricas resultantes da forma gerada, ou até mesmo devido à não verificação na análise estática não linear da estrutura. Os graus de liberdade referentes aos apoios da membrana correspondentes à ligação com os pilares são libertados na análise estática para estudar a estrutura como um todo, pois na realidade estes permitem translações e rotações.

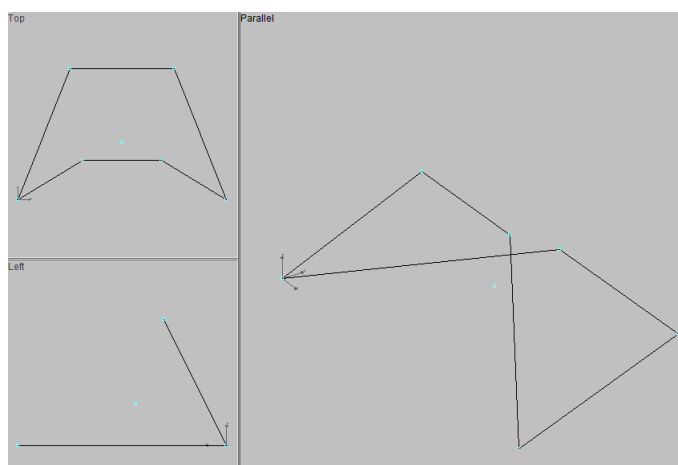


Fig. 6.3 – Definição da fronteira da membrana, normalmente bordada por cabos

A malha de elementos lineares que gera a forma da membrana pode ser quadriculada ou radial a partir de determinado ponto. Para a situação presente opta-se pela primeira, espaçada de 1m nas duas direcções. Ainda na fase de definição da malha é necessário definir as densidades de força “ideais” para os elementos fronteira (cabos) e para os elementos de membrana, respectivamente $C=10$ e $C=1$

kN/m. Estes valores, arbitrados, correspondem aos rácios de pré-esforço idealizados na fase da busca da forma, como se explica de seguida.

As densidades de força, arbitradas, relacionam-se com o nível de pré-esforço desejado nas estruturas de membrana. Isto é, a tensão admissível para as estruturas de membrana coincide com o nível de pré-esforço a dar à membrana. A extensão característica é também dependente das propriedades do material. Assim, a extensão e o pré-esforço podem ser determinados da seguinte forma:

$$T_r = 58 \text{ kN/m}$$

$$T_e = \frac{T_r}{S} = \frac{58}{5} = 11,6 \text{ kN/m}$$

$$T_p \approx 10\% T_e = 1,16 \text{ kN/m}$$

$$E = \frac{T_r}{\varepsilon} = \frac{58}{0,01} = 5800 \text{ kN/m}$$

onde:

T_r = Resistência característica à tracção do material da membrana;

T_e = Tensão admissível;

T_p = Valor médio do pré-esforço a instalar na membrana;

S = Coeficiente de segurança do material

ε = Extensão característica de rotura do material

Reúnem-se assim as condições para a geração da forma da estrutura.

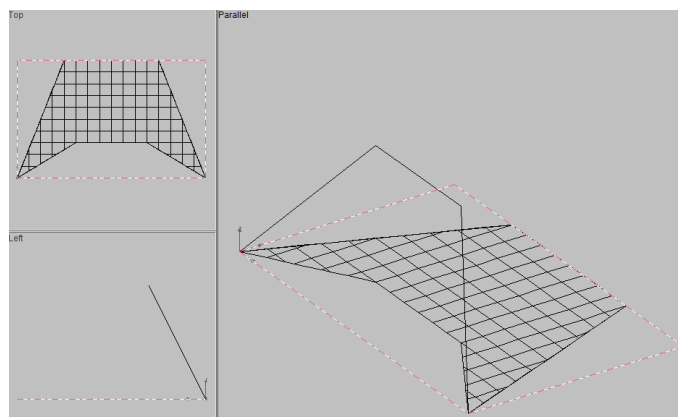


Fig. 6.4 – Definição da malha quadrada espaçada de 1m que gera a forma da estrutura de membrana

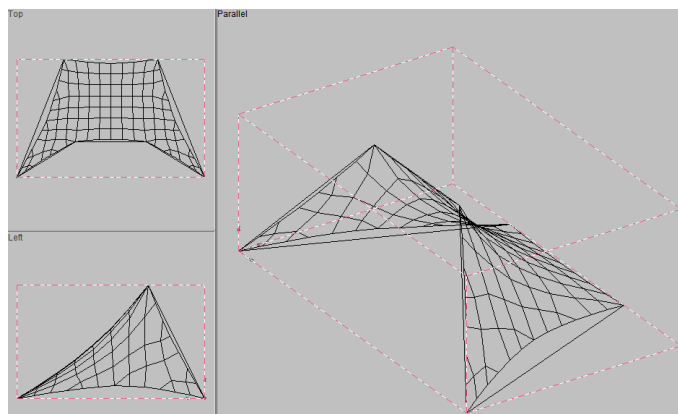


Fig. 6.5 – Busca da forma

Na Figura 6.5 verifica-se a forma encontrada que corresponde aos requisitos de densidade de forças especificados para os elementos. No entanto, agora, caso a forma representada não seja a pretendida, devido à curvatura da membrana não corresponder à idealizada, ou a forma não cumprir requisitos espaciais, ou os cabos de bordo apresentarem uma curvatura elevada, então definem-se novos valores de densidade de forças. Nos cabos, em particular, é possível fixar o comprimento, a flecha ou a força. Nas membranas é possível também definir diferentes valores de densidades de força para as direcções principais e secundárias, respectivamente, consoante a curvatura desejada em cada direcção.

Tendo obtido a forma idealizada (Figura 6.5), é altura de verificar as tensões que se desenvolvem ao longo da membrana, de forma a validar as densidades de força. Para o efeito, é imprescindível a criação de uma malha triangular, como mostra a Figura 6.6. Deve-se notar, como já foi referido no capítulo 5, a propósito do método da densidade de forças, que a busca da forma apenas necessita dos coeficientes de densidade de força. Para a análise das tensões desenvolvidas na estrutura é necessário definir os materiais.

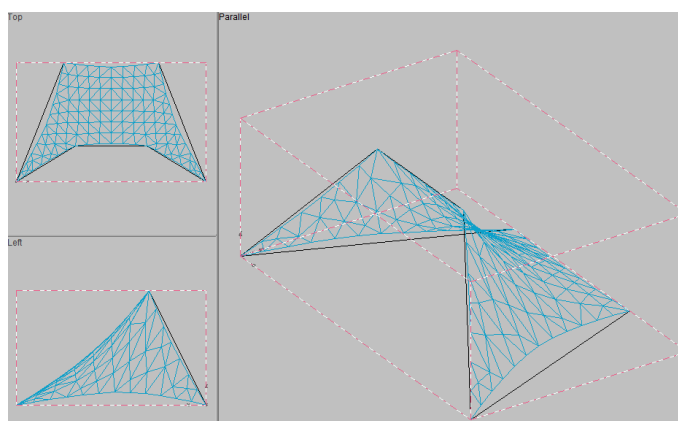


Fig. 6.6 – Realização de malha triangular para efectuar uma análise da membrana

Assim, de forma a verificar o valor médio de pré-esforço, apresenta-se o seguinte mapa de tensões:

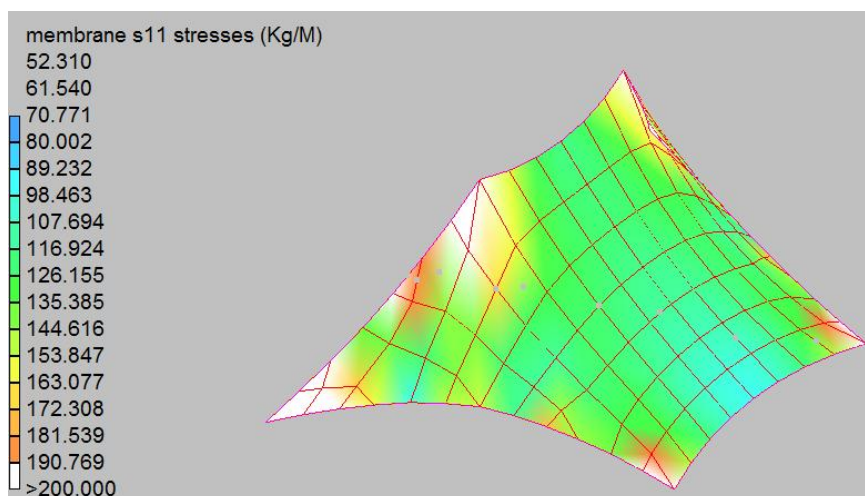


Fig. 6.7 – Tensões na direcção principal da membrana

Um valor médio de 1 a 1,1kN/m domina a superfície da membrana, havendo uma subida considerável perto dos vértices, o que está dentro de valores aceitáveis (o valor médio nesta fase deve corresponder, aproximadamente, a 10% da tensão admissível - nível de pré-esforço a instalar). Caso o valor médio não fosse o esperado, valores inferiores de densidade de força deveriam ser arbitrados.

Na direcção secundária a evolução das tensões está representada na Figura 6.8.

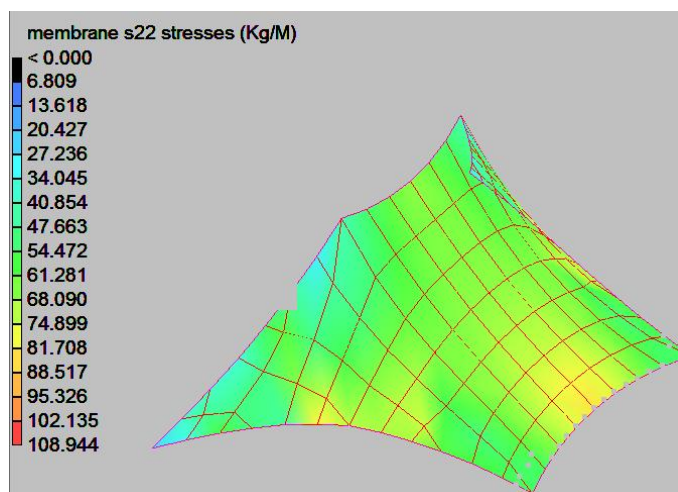


Fig. 6.8 – Tensões na direcção secundária da membrana

A intensidade e direcção das tensões principais na membrana estão representadas na Figura 6.9.

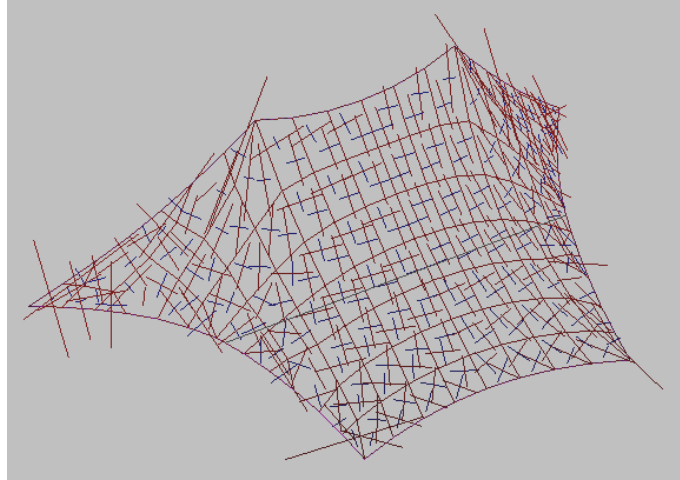


Fig. 6.9 - Direcção e intensidade das tensões principais

As forças de reacção nos apoios podem ser determinadas nesta fase, como mostra a Figura 6.10.

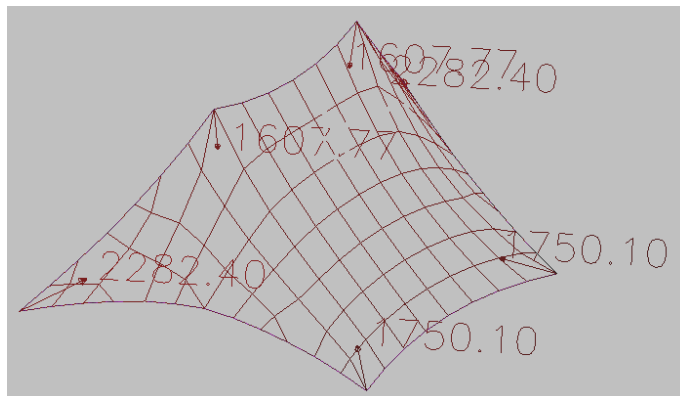


Fig. 6.10 – Forças de reacção (kg)

As tensões em elementos lineares, Figura 6.11, escalonadas para a membrana, confirmam, uma vez mais, o valor médio ao longo da membrana.

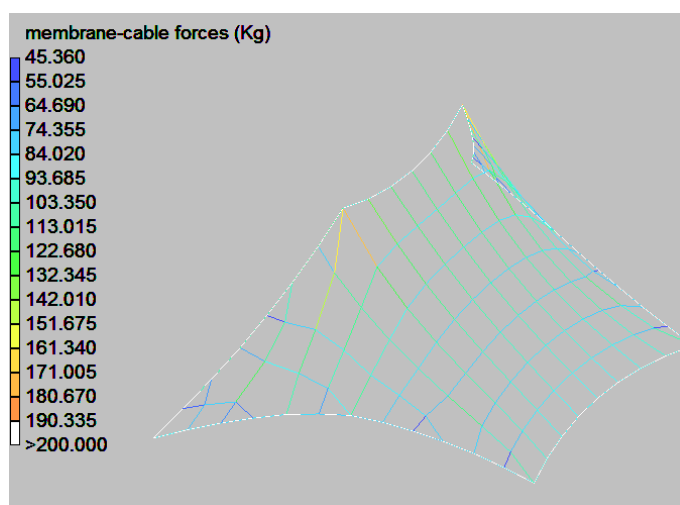


Fig. 6.11 – Forças nos cabos e nas membranas (escalonado para as forças de membrana)

Da mesma forma, mas escalonando para os cabos de bordo, visualiza-se a força dos mesmos, com valores na ordem de 10kN/m, validando as respectivas densidades de força.

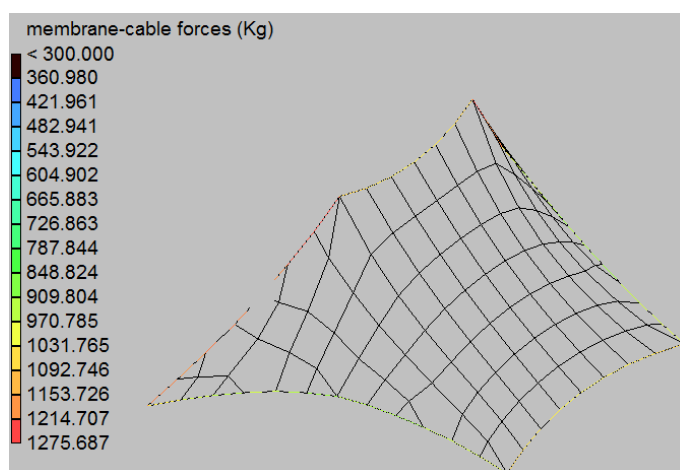


Fig. 6.12 - Forças nos cabos e nas membranas (escalonado para as forças nos cabos)

6.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR ESTÁTICA

Na fase de geração de forma os apoios devem estar impedidos de se deslocar, incluindo os apoios da membrana dados pelos pilares. Como tal, não se representaram os pilares na mesma fase, representando agora na fase de análise. Os graus de liberdade nos mesmos apoios são libertados para que a estrutura se “possa mover com os pilares”.

Na modelação da estrutura recorrendo ao programa de cálculo SAP utilizaram-se as coordenadas resultantes da busca da forma através do programa FORTEN. Gera-se uma malha de elementos finitos

formada por elementos de barra, idealizando os cabos, e por elementos de casca, idealizando a membrana. Utilizando uma formulação não linear geométrica aplica-se nesta configuração o pré-esforço e peso próprio a estrutura. De seguida aplicam-se casos de carga.

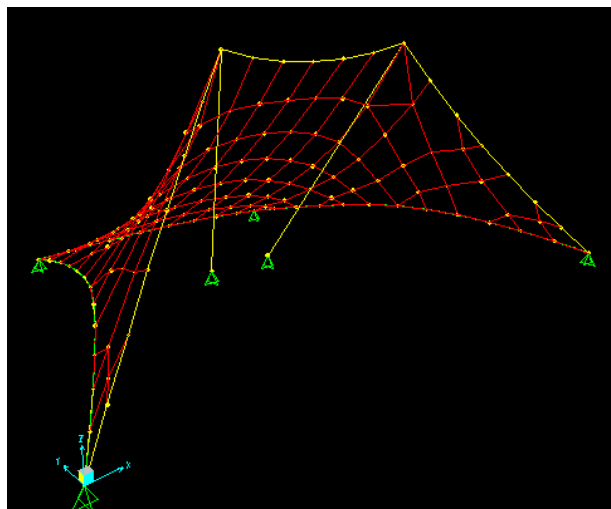


Fig. 6.13 – Importação da estrutura do FORTEN para o software SAP

Numa primeira análise, as coordenadas das bases dos pilares são as que se apresentam na tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Coordenadas arbitradas iniciais dos apoios dos pilares

Ponto	x(m)	y(m)	z(m)
7	9	6	0
8	7	6	0

No entanto, os deslocamentos apresentados para a configuração só com o peso e pré-esforço são elevados. Desta forma aumenta-se a inclinação dos pilares, passando as coordenadas da base dos pilares a serem as referidas na tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Coordenadas dos apoios dos pilares

Ponto	x(m)	y(m)	z(m)
7	9	5	0
8	7	5	0

Na nova configuração, com novas coordenadas da base dos pilares, os resultados parecem mais satisfatórios. Na Figura 6.14 representam-se os resultados da estrutura sujeita a pré-esforço nos cabos de 10kN:

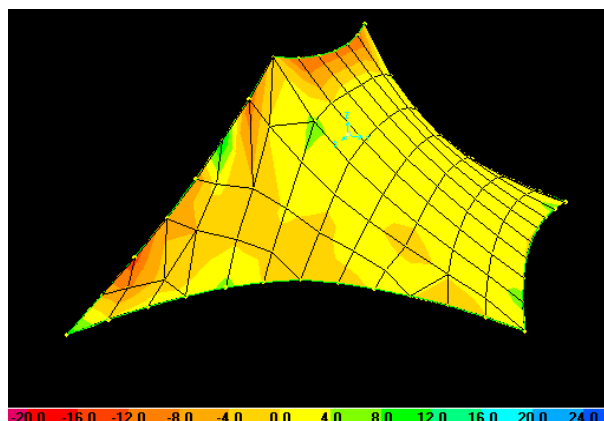


Fig. 6.14 – Tensões na direcção principal da membrana devido ao peso próprio e pré-esforço (kN/m)

As tensões para o nível de pré-esforço instalado são respeitadas, como se analisa na Figura 6.14, com uma média de 1-1,5 kN/m.

Na Figura 6.15 as tensões secundárias são apresentadas, verificando também os requisitos da membrana. Uma média de 1-1,5 kN/m.

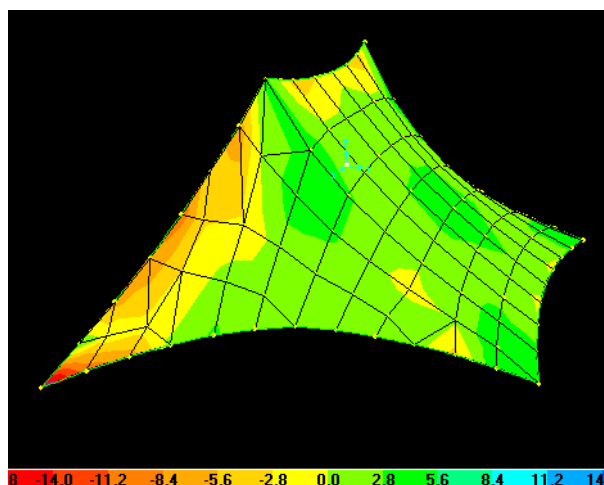


Fig. 6.15 - Tensões na direcção secundária da membrana devido ao peso próprio e pré-esforço (kN/m)

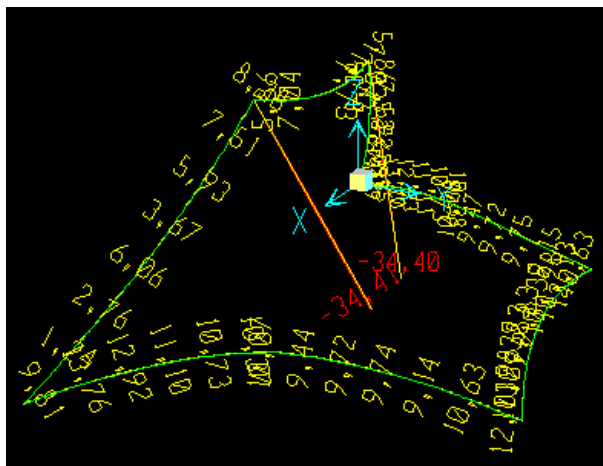


Fig. 6.16 – Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao peso próprio e pré-esforço

Os esforços nos cabos rondam os 10 kN (pré-esforço). Nos pilares geram-se esforços de compressão entre 10 e 34 kN. Cumpre-se a força admissível dos cabos SS16.

Relativamente aos deslocamentos a estrutura não apresenta deslocamentos excessivos, sendo por exemplo o deslocamento do nó de ligação entre o pilar e a membrana representado pelo vector $(x,y,z) = (-1,0;-6,3;-1,8)$ cm.

No que diz respeito às acções aplicadas à estrutura, são considerados 4 casos de carga distintos. Numa situação comum deveriam ser analisadas mais combinações. Além disso, a acção do vento é simplificada para uma carga uniformemente distribuída normal à face das membranas (pressão e sucção). Desta forma, as acções aplicadas e os casos de carga encontram-se na tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Acções e casos de carga

Acções	
Acção da neve	L1 = -0,40 kN/m ²
Acção do vento de pressão	L2 = 0,60 kN/m ²
Acção do vento de sucção	L3 = -0,60 kN/m ²
Caso de carga	
LC1	L1
LC2	L2
LC3	L1+L2
LC4	L1+L3

Visto o caso de carga LC4 ser crítico, devido à sobreposição dos efeitos da neve e do vento descendente, opta-se por ilustrar aqui o comportamento da estrutura ao referido caso de carga, em vez de LC1.

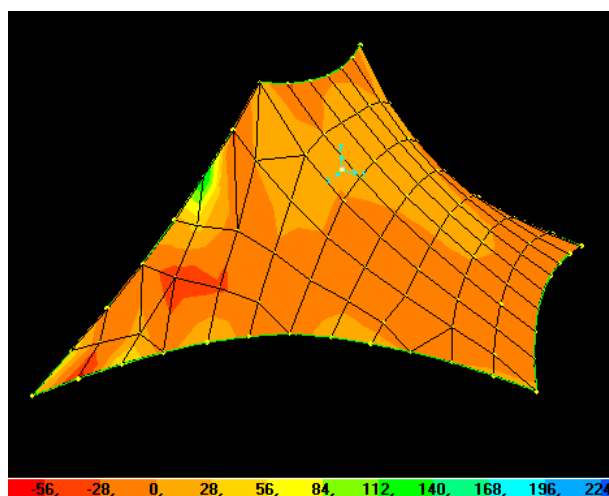


Fig. 6.17 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC4 (kN/m)

É de notar que, em algumas partes da membrana, existem compressões que geram enrugamento da tela. Este efeito é contrariado, inicialmente, pelo ligeiro pré-esforço da membrana, quando esta é ligada ao bordo.

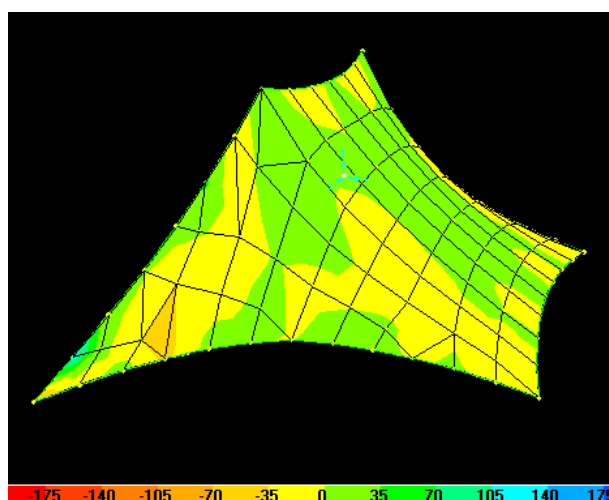


Fig. 6.18 - Tensões na direcção secundária da membrana para o caso de carga LC4 (kN/m)

Tanto na direcção principal, como na secundária, a membrana não apresenta tensões relevantes (excedendo a tensão admissível do material), a não ser em zonas pontuais, geralmente, próximo dos bordos, que são tratadas ao nível do pormenor das ligações.

O deslocamento dos extremos dos pilares não é excessivo, para o tipo de estrutura em questão, com comportamento geométrico altamente não linear, no entanto, verificam-se valores máximos, nesta combinação de carga, na ordem dos -14,2 cm na direcção y, e de menor grandeza nas restantes direcções (3,3 e -3,6 cm, respectivamente em x e z).

Relativamente às forças desenvolvidas verifica-se que os cabos, próximos da base da estrutura, em certas zonas, ficam comprimidos, como é natural, pois como a carga aplicada é descendente os cabos inclinados sustentam em conjunto com a membrana as forças aplicadas externas, obtendo valores máximos na ordem de 60 kN, que foi o valor máximo encontrado dentre todas as combinações consideradas.

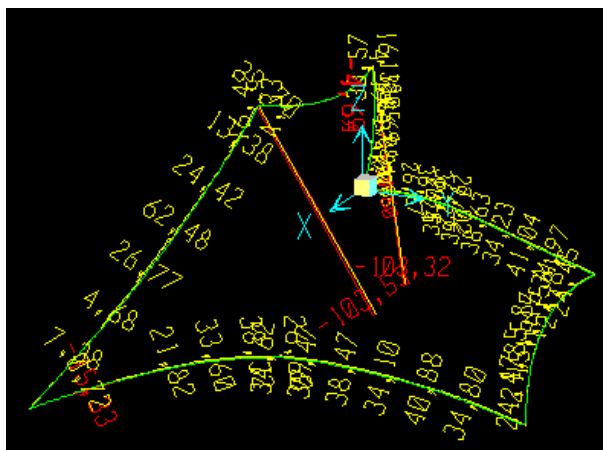


Fig. 6.19 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC4

De qualquer modo nem aqui nem em nenhum dos casos de carga é excedida a força admissível dos cabos (114kN).

Quanto ao caso de carga LC2, representativo da acção do vento ascendente, resultam as tensões, segundo a direcção principal, ilustradas na Figura 6.20.

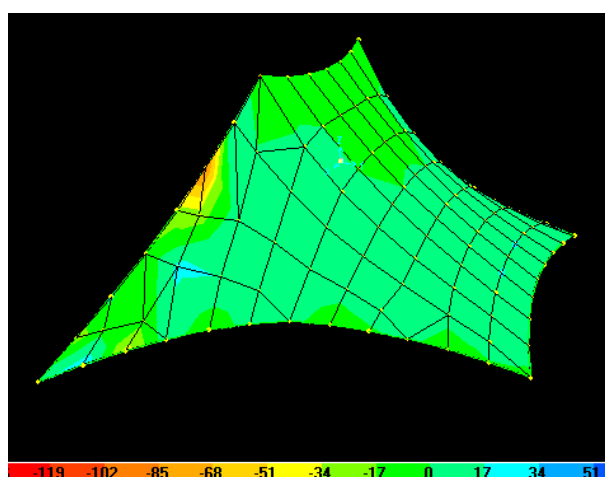


Fig. 6.20 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC2 (kN/m)

Um valor médio de 4kN/m domina a membrana surgindo algumas zonas comprimidas resultantes do afrouxamento da membrana, sendo notório na parte superior da estrutura.

Fácil será de compreender que os cabos da base estarão mais esforçados do que os superiores (valores máximos de 60kN). Os cabos verificam a sua força admissível.

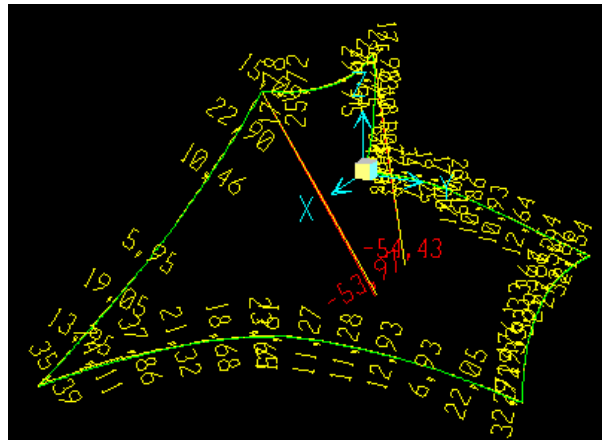


Fig. 6.21 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC2

Na direcção secundária, dominam na estrutura tensões na ordem de 5 kN/m, surgindo zonas comprimidas, traduzidas pelo enrugamento da membrana.

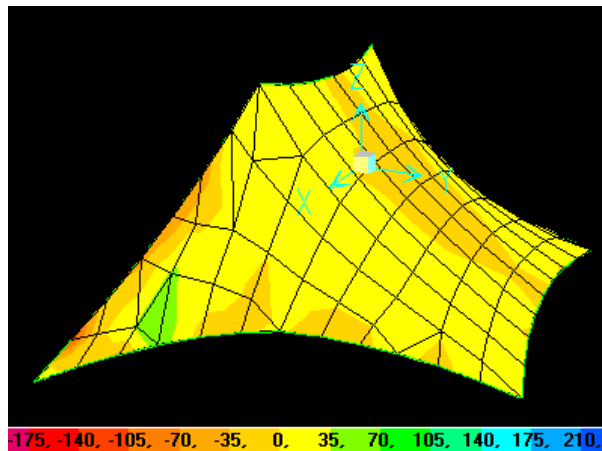


Fig. 6.22 - Tensões na direcção secundária da membrana para o caso de carga LC2 (kN/m)

Relativamente aos deslocamentos dos extremos dos pilares verifica-se um decréscimo relativamente a LC4, onde a direcção y está representada por deslocamento na ordem de -10,3 cm, sendo nas restantes direcções pouco importantes (-0,03 e -3,4 cm, respectivamente em x e z).

O caso de carga LC3 não representa um caso de carga crítico pois a combinação da neve (acção descendente) com o vento (pressão), acaba por compensar. Desta forma, resultam as tensões representadas na Figura 6.23, segundo a direcção principal.

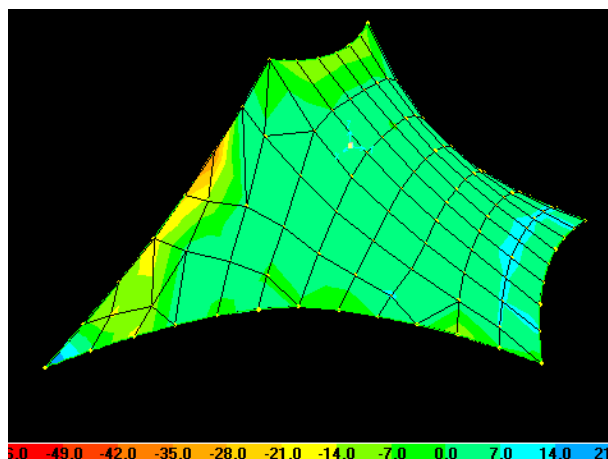


Fig. 6.23 – Tensões na direcção principal da membrana para o caso de carga LC3 (kN/m)

As tensões máximas de 7 kN/m que se evidenciam na Figura 6.23, deixam a estrutura em segurança (afastada da tensão de cedência do material de 11,6 kN/m). Relativamente à direcção secundária a distribuição e valores de tensões são semelhantes à direcção principal.

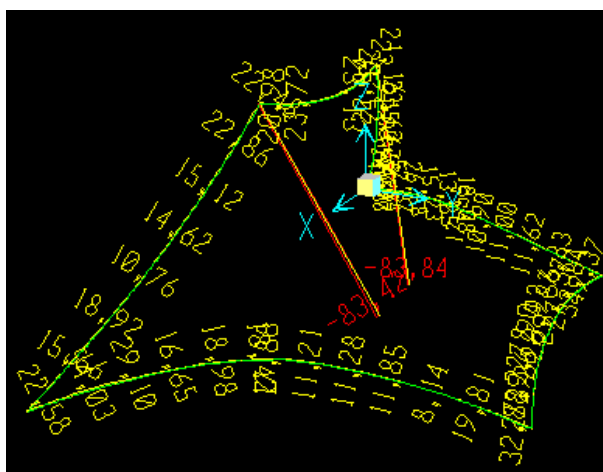


Fig. 6.24 - Esforços axiais nos cabos e nos pilares devido ao caso de carga LC3

Na Figura 6.24 verifica-se que as forças de tracção dominam os cabos de bordo, embora as forças sejam superiores nos cabos da base, aspecto já mencionado. Sendo este caso de carga associado a uma carga de pressão superior ao carregamento descendente da neve (0,60 em detrimento de 0,40 kN/m²).

Os deslocamentos dos nós dos pilares são na direcção y de -11,7cm e em z de -3,6cm, não sendo significativo em x.

Desta forma se termina a verificação para os casos de carga considerados para a estrutura.

As secções de membrana e de cabos verificam em todos os casos de carga.

6.5. PADRÕES DE CORTE

A análise da estrutura, através do programa SAP, é verificada e validada, cabendo agora ao programa FORTEN a tarefa de realizar o processo de padrões de corte.

A fase dos padrões de corte, como já se viu no capítulo 2, requer alguns critérios, desde ópticos a construtivos e topológicos. Desta forma, nas partes laterais, opta-se por fazer cortes, através das linhas geodésicas, a partir dos vértices mais elevados (no cimo dos pilares), até aos cabos de bordo da base da estrutura. Na parte de trás da estrutura opta-se por linhas, aproximadamente, paralelas, unindo os cabos de bordo, como mostra na Figura 6.25.

Para a criação das linhas geodésicas o programa FORTEN 2000 dispõe de ferramentas de ajuda como, linhas paralelas espaçadas ao gosto do utilizador e apropriados á sua estrutura, bem como linhas radiais, a partir de um ponto definido, com ângulos a definir.

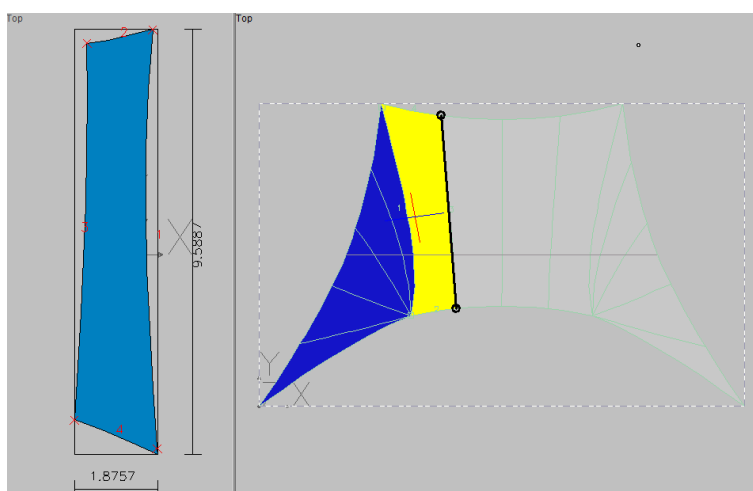


Fig. 6.25 – Realização dos padrões de corte depois de realizadas as linhas de corte através de linhas geodésicas.

Depois de efectuadas as linhas de corte definem-se os padrões de corte, em que se pode visualizar na estrutura as direcções principais das tensões (representação das tensões principais a vermelho e a azul na Figura 6.25, dentro do padrão a amarelo), optimizando as propriedades dos materiais. Ainda nesta fase a compensação é definida, aparecendo nas peças individuais a respectiva compensação, na respectiva direcção. Para a estrutura presente, opta-se por valores de compensação de 2 e 1%, nas direcções x e y, respectivamente, tendo em conta a anisotropia do material.

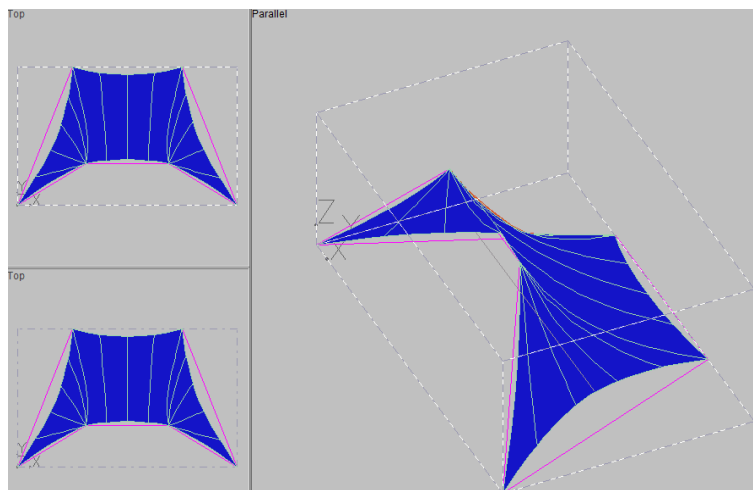


Fig. 6.26 – Padrões de corte na estrutura

A realização dos padrões de corte permite fazer malhas triangulares ao nível dos diferentes padrões de corte para possíveis análises individuais dos elementos, como, por exemplo, para fazer uma análise comparativa de áreas. As malhas triangulares, ao nível dos padrões de corte, representam-se na Figura 6.27.

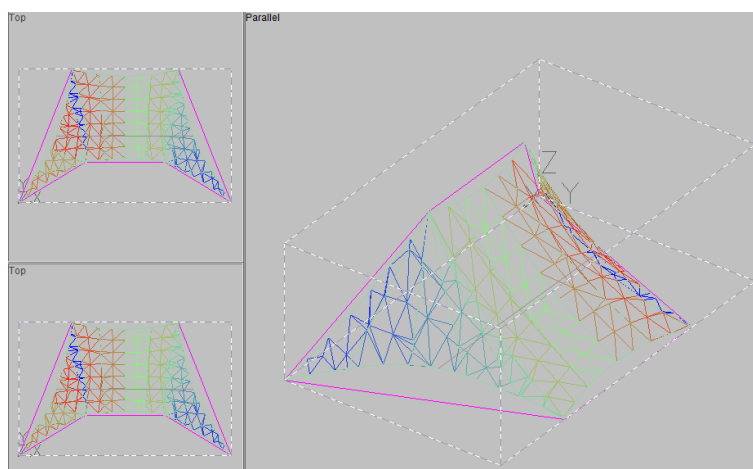


Fig. 6.27 – Realização de malha triangular ao nível dos padrões de corte

6.6. LAYOUT

O layout, Figura 6.28, permite identificar as peças individuais na estrutura, sendo uma ferramenta útil na preparação e organização de todo o processo construtivo, como, por exemplo, no empacotamento e preparação para içamento da estrutura.

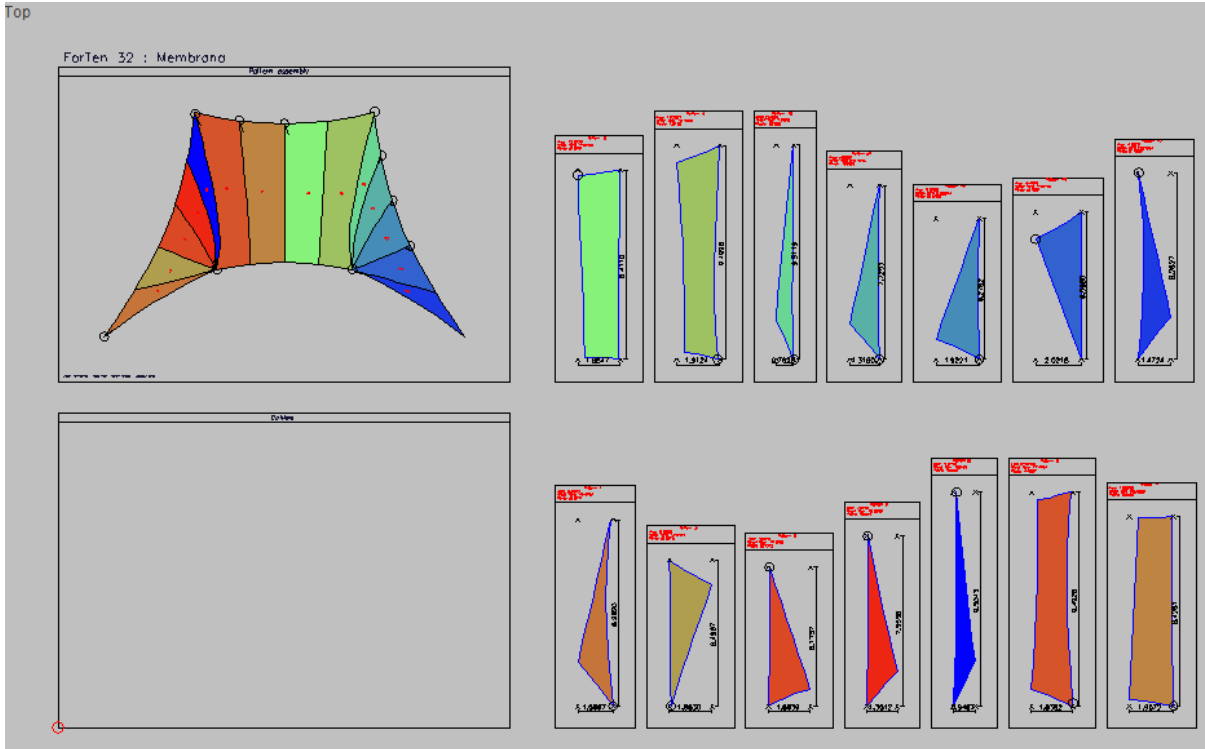


Fig. 6.28 – Layout dos padrões de corte numerados e respectivos desenhos individuais

Os desenhos individuais fornecem, por exemplo, a área da peça, as compensações, etc.

Na óptica do fabricante é útil a interpolação dos bordos das peças, em vários pontos, com respectivas coordenadas, (Figura 6.29), para além, das dimensões da mesma.

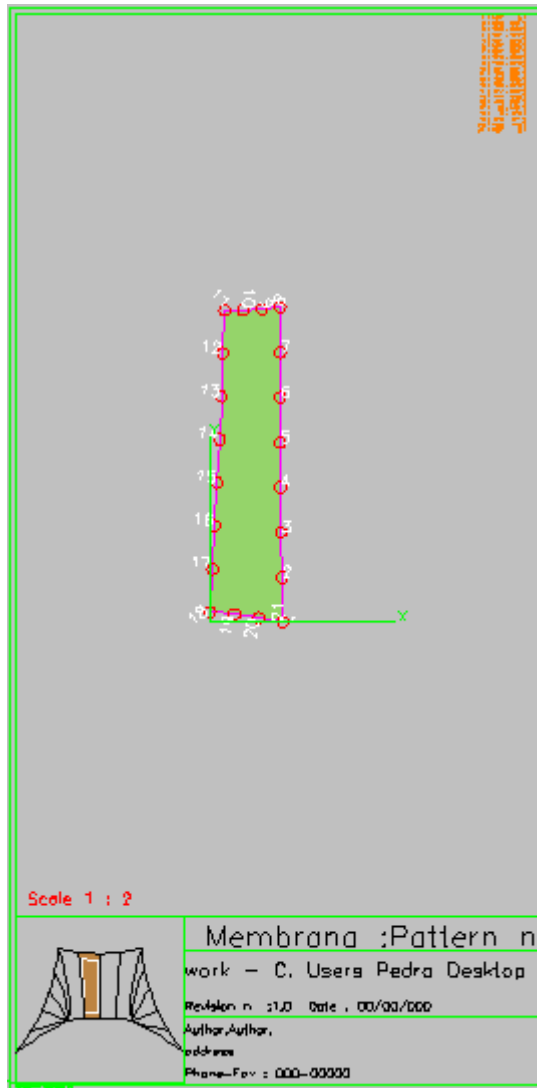


Fig. 6.29 – Exemplo de desenho de pormenor de um padrão de corte

6.7. CONSTRUÇÃO

Dependendo do sistema estrutural de determinada estrutura, oscilações e deformações elevadas podem estar associadas ao seu içamento. Desta forma distinguem-se diferentes categorias. Tratando-se, neste caso, de uma estrutura “suportada por pontos”, o procedimento para a sua elevação pode ser o esquematizado na Figura 6.30.



Fig. 6.30 – Içamento da estrutura

Os mastros são os elementos mais altos da estrutura primária, havendo diferentes métodos de içamento consoante o peso, geometria, maquinaria disponível, etc. Na Figura 6.31 exemplifica-se o içamento de um mastro.



Fig. 6.31 – Içamento de um mastro

No entanto, no presente caso, a solução a adoptar para o içamento pode ser o representado na Figura 6.32, onde o mastro é içado ao mesmo tempo que a estrutura de membrana (estrutura de cabos na Figura 6.32). No entanto, tendo em conta que o material da membrana é sensível, deve ser ponderada e estudada a melhor forma, sem que a estrutura se danifique. No içamento das estruturas, normalmente, estas experimentam forças e deformações que podem levar à sua rotura, sendo necessário um esquema detalhado de todo o processo construtivo.



Fig. 6.32 – Içamento de uma estrutura de cabos com mastro

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Ao longo do presente trabalho é possível constatar que, apesar de ser um tema relativamente recente, com Frei Otto a dar os primeiros passos na década de 50, o tema é muito vasto, devido à enorme variedade de estruturas em membrana tensionada existentes, pois cada projecto possui particularidades, que vão constituindo a experiência de reduzidos especialistas e fabricantes, relativamente a tecnologias de projecto e processos construtivos.

As estruturas activas, como também são denominadas, devido ao seu comportamento não-linear geométrico, evidenciam realmente a leveza dos próprios materiais. As propriedades anisotrópicas destes materiais agravam o comportamento peculiar destas estruturas que suportam carregamentos de serviço através de elevadas deformações das membranas e cabos. O ligeiro pré-esforço melhora o comportamento estrutural, pois os cabos e as membranas tornam-se mais rígidos quando tensionados.

As fases que compõem o dimensionamento das estruturas leves estão, intrinsecamente, ligadas a modelos numéricos tridimensionais que, com maior precisão, buscam a forma exacta das mesmas, permitindo realizar uma análise estática e dinâmica, bem como realizar e exportar os padrões de corte para construção da própria membrana.

A análise paramétrica e o exemplo de comparação no capítulo 5 dão a conhecer o comportamento flexível das estruturas em estudo, através da aplicação de diferentes ferramentas de análise. Na análise paramétrica estuda-se a influência do posicionamento dos cabos no deslizamento de um sobre o outro. Verifica-se, entre outras conclusões, que o dimensionamento de uma malha de cabos, não contabilizando o deslizamento de um cabo sobre o outro, leva a sobredimensionamento em alguns cabos e a dimensionamento não conservativo noutros, respectivamente na ordem de 40 e 23%. Tal facto em estruturas com dimensões apreciáveis tem bastante impacto.

Na análise de comparação de uma malha de cabos, efectuada no capítulo 5, entre o software SAP e o cálculo em FORTRAN, mas considerando apenas 3 graus de liberdade por nó neste último, verifica-se que os deslocamentos dos nós e os esforços desenvolvidos nos elementos são bastante coerentes, podendo ir até diferenças de 0.7% nos deslocamentos (embora haja nós que tenham movimentos opostos gerando diferenças de 170%, representativos de deslocamentos, em valor absoluto, na ordem de 7 mm, não sendo significativo), e 1.4% nas forças nos cabos.

O exemplo de aplicação do capítulo 6 conjuga os dois elementos principais: cabos e membranas, sendo útil no estudo da interacção entre os mesmos e na verificação/validação de secções arbitradas, desde a fase de pré-esforço, até à resposta da estrutura a variados casos de carga, como a neve, o vento (sob a forma de pressões e sucções) e a combinação dos dois.

As acções do vento, em estruturas complexas, representam uma dificuldade, podendo ser simuladas através da utilização de coeficientes de pressão, arbitrados de acordo com estudos realizados em estruturas existentes, apenas em situações preliminares de dimensionamento. Nestas estruturas importantes o ensaio em túnel de vento, para determinar os coeficientes de pressão, é um requisito. Para estruturas menos importantes os valores fornecidos pelos regulamentos são razoáveis. A preocupação em determinar os coeficientes de pressão em estruturas do tipo estádios é relevante, pois o sobredimensionamento da estrutura pode levar a soluções estruturais muito dispendiosas, inviabilizando a construção das mesmas.

A pormenorização cuidada e completa é fundamental para uma solução bem documentada. Existe especial atenção no reforço das zonas de esquina, onde se concentram tensões, com distorções elevadas, bem como na ligação de elementos de superfície. Esta última é responsável pela ligação entre painéis, acabando por concentrar esforços lineares, sendo dimensionada para as forças que se desenvolvem, no pior caso de carga.

A comunidade científica Europeia fornece documentação insuficiente neste domínio específico, apesar dos congressos e workshops que não deixam de estimular os interessados por este tipo de estruturas.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho pretendeu sintetizar o actual estado de arte, analisar estruturas de cabos, elementos de membrana e conjugá-los num exemplo concreto, aplicando as técnicas de análise estrutural disponíveis.

Face à complexidade que envolve todo o processo de dimensionamento de uma estrutura de cabos e de membranas, todo ele é baseado em simplificações e hipóteses supostamente no sentido conservativo, não permitindo o conhecimento real do nível de segurança, associado a determinada estrutura, além de impedirem a optimização dos materiais e forma associados. No caso particular da caracterização da acção do vento, tem sido prática corrente a adopção de coeficiente de pressão estáticos obtidos em estruturas semelhantes, a partir de ensaios em túnel de vento.

Desta forma, a quantificação rigorosa da acção do vento, sobre estas estruturas tão complexas no comportamento e na forma, é um desafio. Os ensaios em túnel de vento constituem algumas limitações, sendo a dinâmica de fluidos computacional (CFD) um passo a seguir. Os efeitos dinâmicos do vento em estruturas de cabos e de membranas constitui assim um tema para investigação no âmbito de um programa de Doutoramento.

BIBLIOGRAFIA

- Balz, M. & Barnes, M. (2004). *European Design Guide for Tensile Surface Structures*, Tensinet.
- Botelho, J. (2008). *Utilização de Cabos em Pontes: Estudos Paramétricos*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 180 p.
- Bridon International (2008). *Structural Systems*. Bridon International, Doncaster.
- Broughton, P., Ndumbaro, P. (1994). *The analysis of Cables and Catenary Structures*, Thomas Telford, London, 100 p.
- Buchholdt, H. (1999). *An Introduction to Cable Roof Structures*, 2nd Ed, Thomas Telford, London.
- CEN (2002). *Eurocódigo 1: Acções em Estruturas*.
- CEN (2003). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-11: Design of Structures with Tension Components. PR EN 1993-1-11:20xx*. CEN, Brussels.
- http://en.wikipedia.org/wiki/Tensile_structure
- <http://www.arcaro.org/tension/>. Último acesso em 06/2010.
- <http://www.bridon.com>. Último acesso em 05/2010.
- <http://www.burohappold.com>. Último acesso em 06/2010.
- <http://www.forten32.com>. Último acesso em 06/2010.
- <http://www.freiotto.com>. Último acesso em 06/2010.
- <http://www.tensinet.com>. Último acesso em 06/2010.
- Leonard, J. (1988). *Tension Structures. Behaviour & Analysis*, McGraw-Hill, Inc, New York 400 p.
- Martins, C. (2008). *Estudo do Efeito do Escorregamento dos Cabos de Borda em Estruturas de Membrana*, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 144 p.
- Martins, N. (2009). *Estudo dos Cabos e Pendurais de uma Ponte Pedonal Suspensa Face ao seu Progresso Construtivo*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 178 p.
- Moreira, R. (2008). *Utilização de Membranas Tensionadas Leves na Execução de Estruturas Especiais*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 84 p.
- Pauletti, R., et al. (2005). *Argyris Natural Finite Element Revisited*, International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures, Structural Membranes, Stuttgart, 10 p.
- Pauletti, et al (2009). *Modeling Sliding Cables and Geodesic Lines through Dynamic Relaxation*, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures (Domingo, A., Lazaro, C), 28 September- 2 October, Universidad Politecnica de Valencia, Spain, p 2047 a 2058.
- Pauletti, R. (1999). *Tensoestruturas - Ideias Básicas*, Escola Politécnica da USP, BT/PEF/9909, 22 p.
- Pauletti, R. (2003). *História, Análise e Projecto das Estruturas Retesadas*, Tese para Concurso à Livre-Docência, apresentada à Escola Politécnica da Universidade de S. Paulo, Brasil.
- Pauletti, R. (2008). *Static Analysis of Taut Structures*, Computational Methods in Applied Sciences, Springer Ed, 22 p.

Seidel, M. (2009). *Tensile Surface Structures: A Practical Guide to Cable and Membrane Constuction*, Ernst & Sohn, Berlin, 229 p.

Souza, D. (2008). *Sobre a Busca de Superfícies Minimais e seu Emprego nas Estruturas de Membrana*, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 116 p.

Tibert, G. (1999). *Numerical Analysis of Cable Roof Structures*, Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology, Sweden, 179 p.

Zhang, Q., Yang, Z., Chen, L., Tang, H. Zhu, B. (2009). *Reduced Scale Model Test on Cable Membrane Roof of Shanghai Expo Central Axis*, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures (Domingo,A., Lazaro, C), 28 September- 2 October, Universidad Politecnica de Valencia, Spain, p 2008 a 2018.