

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

M. da Luz do Vale Garcia

COBERTURAS COM REDES DE CABOS

Maria da Luz do Vale Garcia

Dissertação apresentada na Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto para a obtenção do grau de
Mestre em Estruturas de Engenharia Civil

624.1(43) (624.1(43)/COB

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA VI
N.º <i>19618-07</i>
CDU _____
Data <i>21/10/1993</i>

v. n. 2968

Porto, Março de 1993

*043 M
GARCIA*

Ao Miguel

ÍNDICE GERAL

	Pág.
ÍNDICE GERAL	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
AGRADECIMENTOS	xi
ÍNDICE DO TEXTO	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xxi
ÍNDICE DE QUADROS	xxix
NOTAÇÃO	xxxix
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 - SISTEMAS DE SUSPENSÃO	7
CAPÍTULO 3 - DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL	49
CAPÍTULO 4 - MÉTODO APROXIMADO DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE REDES DE CABOS	73
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE NÃO LINEAR DE UMA ESTRUTURA DE CABOS	99
CAPÍTULO 6 - ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS ESTRUTURAS DE REDE DE CABOS	143
CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187

RESUMO

O trabalho que se apresenta enquadra-se na área do comportamento não linear e estático das estruturas sob-tensão, constituídas essencialmente por cabos.

A falta de informação e conhecimento das tecnologias disponíveis ao nível de projecto e aplicação em coberturas com redes de cabos, enquadrada numa tendência crescente de aplicação destas estruturas, sugeriu o desenvolvimento deste trabalho.

No Capítulo 1 apresenta-se sumariamente a evolução histórica da utilização de coberturas com redes de cabos salientando ainda os aspectos económicos e técnicos que levaram à recente implementação e desenvolvimento destas estruturas.

No Capítulo 2 faz-se uma classificação dos sistemas estruturais sob-tensão, em função do método de estabilização e da disposição geométrica dos cabos. Classificam-se ainda as estruturas de bordo e ancoragem.

No Capítulo 3 apresenta-se uma análise do modelo matemático adoptado na determinação da geometria inicial da estrutura de cabos quando submetida a forças de pré-tensão, consistindo este passo no primeiro do processo de dimensionamento.

Seguidamente, no Capítulo 4 apresenta-se um método aproximado de dimensionamento de uma cobertura suspensa constituída por uma rede de cabos. Complementarmente expõe-se algumas considerações sobre aspectos particulares da aplicação dos princípios gerais de verificação da segurança das coberturas de cabos.

No Capítulo 5 referem-se as principais fontes de não linearidade das estruturas sob-tensão, discutem-se os aspectos do comportamento relativos a cada um deles e descrevem-se os modelos numéricos adoptados na sua simulação. Apresenta-se uma formulação para a análise não linear incremental das estruturas sob tensão.

Por último, no Capítulo 6, apresentam-se os materiais utilizados na construção de coberturas de cabos e os pormenores construtivos dos elementos constituintes da estrutura de cabos.

Finalmente tecem-se algumas considerações genéricas acerca do trabalho realizado.

ABSTRACT

This thesis studies the static nonlinear behavior of tension structures with cable networks. This choice of topic aims at reversing the national lack of information and know-how about design and construction of cable networks, a structural solution often adopted elsewhere.

Chapter 1 outlines the historical evolution of the use of cable networks in roofing, stressing the economical and technical aspects behind their increasing acceptance.

Chapter 2 proposes a classification of tension structures according to stabilization technique and cable geometry. Edge and anchoring structures are also discussed.

Chapter 3 presents the mathematical model adopted for determination of the initial geometry of a cable structure under pre-tensioning forces, a preliminary step in the design process.

Chapter 4 describes a simplified design method for cable networks roofs. Specific aspects are also discussed of the application of general principles of safety assessment to such structures.

Chapter 5 refers the main sources of nonlinearity in cable networks structures, discusses the corresponding aspects of structural response and describes the numerical techniques adopted for their simulation. An incremental nonlinear formulation is presented for the analysis of tension structures.

Chapter 6 concentrates on the materials utilized in the construction of cable roofs and on the corresponding structural detailing.

Finally general conclusions are extracted.

AGRADECIMENTOS

Deseja a autora expressar os seus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a elaboração deste trabalho e em particular àqueles que ocuparam um lugar de destaque:

- Ao Prof. Mota Freitas, por ter despertado o gosto por esta matéria, pela empenhada orientação, colaboração, sugestões, ensinamentos ao longo da preparação da dissertação e a disponibilidade que sempre manifestou;
- Aos colegas da Faculdade de Engenharia pelo convívio, amizade e apoio que deram durante a parte escolar do curso, assim como durante a preparação deste trabalho;
- Aos colegas do I.S.E.P. e amigos, pela amizade e espírito de colaboração manifestados durante este período de trabalho;
- À Sr.^a Olga Silva, pela disponibilidade e interesse depositado no processamento de texto;
- À Sr.^a Ana Paula Fernandes, pela prontidão e cuidado postos na execução dos desenhos;
- A toda a família dirijo um muito especial agradecimento e em particular aos meus Pais e Irmão, por terem sempre acarinhado e incentivado a minha opção pela carreira académica;
- Ao Miguel, pelo carinho, afecto, paciência e compreensão na minha formação humana e técnica inerentes à actividade profissional.

ÍNDICE DO TEXTO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Pág.

1.1 - BREVE INTRODUÇÃO HISTÓRICA	1
1.2 - OBJECTIVOS PRINCIPAIS	2
1.3 - ORGANIZAÇÃO DA TESE	5

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE SUSPENSÃO

2.1 - INTRODUÇÃO	7
2.2 - ESTRUTURAS DE CABO DE AÇO	8
2.2.1 - Princípios gerais	8
2.2.2 - Geometria do cabo	9
2.2.3 - Estabilização geométrica do cabo	11
2.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CABOS	12
2.4 - DEFINIÇÃO DA TOPOLOGIA ESTRUTURAL EM FUNÇÃO DO SISTEMA DE ESTABILIZAÇÃO	15
2.4.1 - Método de estabilização para estruturas de cabos isolados	15
2.4.1.1 - Estruturas estaiadas	15

	Pág.
2.4.1.2 - Estruturas suspensas	16
2.4.1.2.1 - Cabos dispostos paralelamente segundo um único plano	17
2.4.1.2.2 - Cabos dispostos radialmente segundo um único plano	18
2.4.2 - Método de estabilização de sistemas planos de cabos	19
2.4.2.1 - Sistemas de estabilização	19
2.4.2.2 - Desenvolvimento paralelo de superfícies de cobertura de sistemas planos de cabos	22
2.4.2.3 - Desenvolvimento radial de superfícies de cobertura de sistemas planos de cabos	24
2.4.3 - Método de estabilização para estruturas espaciais	25
2.4.3.1 - Considerações iniciais	25
2.4.3.2 - O parabolóide hiperbólico	28
2.4.3.3 - Configurações livres dos sistemas de rede	33
2.4.3.4 - Configurações de rede de cabos com dupla camada	34
2.4.4 - Método de estabilização para estruturas pneumáticas	36
2.4.5 - Método de estabilização para estruturas de membrana	40
2.5 - SISTEMAS DE ANCORAGEM	42
2.5.1 - Sistemas planos	42
2.5.2 - Sistemas espaciais	45

CAPÍTULO 3

DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL

	Pág.
3.1 - INTRODUÇÃO	49
3.2 - MODELO ARQUITECTÓNICO	49
3.2.1 - Modelo da "bola de sabão"	50
3.2.2 - Modelo em material elástico	51
3.2.3 - Modelo em fio de aço harmónico	52
3.3 - MODELO MATEMÁTICO	52
3.3.1 - Descritização do domínio: Método dos Elementos Finitos	55
3.3.2 - Equação de Equilíbrio	57
3.3.3 - Generalização da determinação do estado inicial "0"	60
3.4 - MODELO DO PROJECTO	64
3.4.1 - Formulação Generalizada do Problema de Optimização Não Linear	64
3.4.2 - Ilustração da Técnica Numérica	66

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE ANÁLISE APROXIMADA DE ESTRUTURAS DE REDE DE CABOS

4.1 - INTRODUÇÃO	73
------------------	----

	Pág.
4.2 - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESCOLHA DO SISTEMA ESTRUTURAL	73
4.3 - ANÁLISE DAS CARGAS	75
4.3.1 - Acções permanentes	75
4.3.1.1 - Peso próprio	75
4.3.1.2 - Pré-esforço	75
4.3.2 - Acção variável	76
4.3.2.1 - Acção da neve	76
4.3.2.2 - Acção do vento	76
4.4 - ESTADOS DE EQUILÍBRIO	76
4.5 - VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	78
4.5.1 - Estado limite de utilização	78
4.5.1.1 - Deformação	78
4.5.1.2 - Durabilidade	79
4.5.1.3 - Vibração	80
4.5.2 - Estado limite último	81
4.5.2.1 - Combinação de acções	81
4.5.2.2 - Estado limite último de equilíbrio	82
4.5.2.3 - Verificação de segurança dos cabos	82
4.6 - EQUAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE COBERTURA	83
4.6.1 - Superfície H.P.	83
4.6.2 - Equação geral	84

	Pág.
4.7 - CÁLCULO APROXIMADO DA REDE DE CABOS	85
4.7.1 - Determinação do coeficiente de rigidez de deslocamento vertical	86
4.7.2 - Definição do coeficiente de repartição	89
4.7.3 - Determinação da carga genérica e dos impulsos actuantes	91
4.8 - APLICAÇÃO DO MÉTODO APROXIMADO A UMA REDE DE CABOS	93
4.8.1 - Variação da flecha	94
4.8.2 - Variação da secção transversal do cabo	95
4.8.3 - Variação do valor da pré-tensão	96
4.8.4 - Conclusão	97

CAPÍTULO 5

ANÁLISE NÃO LINEAR DE UMA ESTRUTURA DE CABOS

5.1 - INTRODUÇÃO	99
5.2 - COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS CABOS	100
5.3 - NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	106
5.3.1 - Introdução	106
5.3.2 - Análise da Rede de Cabos através do Método dos Deslocamentos	108
5.3.2.1 - Hipóteses de Cálculo	108
5.3.2.2 - Relações entre Extensão-Deslocamento	110

	Pág.
5.3.2.3 - Equações de Equilíbrio	113
5.3.2.4 - Equações Resolventes	116
5.3.2.5 - Matriz de Rigidez	118
5.3.2.6 - Acção da Variação de Temperatura	123
5.4 - RESOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES NÃO LINEARES	124
5.5 - DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL	131
5.6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO NÃO LINEAR A UMA REDE DE CABOS H.P.	132
5.6.1 - Breve apresentação do programa adoptado	132
5.6.2 - Descrição do problema	134
5.6.3 - Análise dos resultados	135
5.6.3.1 - Deslocamentos	135
5.6.3.2 - Esforços	139
5.6.3.3 - Conclusões	141
 CAPÍTULO 6	
ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS COBERTURAS COM ESTRUTURA DE CABOS	
6.1 - INTRODUÇÃO	143
6.2 - CABOS DE AÇO	143
6.2.1 - Características gerais	145
6.2.1.1 - Fabricação dos Fios de Aços - "Arames de Aço"	145

	Pág.
6.2.1.2 - Diâmetros	146
6.2.1.3 - Comprimento	147
6.2.1.4 - Massa Linear	147
6.2.1.5 - Carga de rotura	148
6.2.1.6 - Coeficiente de segurança	148
6.2.1.7 - Lubrificação e Protecção	149
6.2.2 - Características topológicas dos cabos	150
6.2.2.1 - Cabos rígidos	150
6.2.2.2 - Cabos flexíveis	152
6.2.2.3 - Cabos antigiratórios	153
6.2.2.4 - Enrolamento	153
6.2.2.5 - Pré-formação	155
6.2.3 - Manejamento dos cabos de aço	156
6.3 - LIGAÇÕES DE CABOS E JUNÇÕES	157
6.3.1 - Elementos de ancoragem	157
6.3.1.1 - Casquilho cónico	158
6.3.1.2 - Casquilhos cravados	160
6.3.1.3 - Ancoragem com cabos em pré-tensão	161
6.3.2 - Ligações de cabos	163
6.3.2.1 - Grampos de rede	165
6.3.2.2 - Ligações longitudinais	168
6.3.2.3 - Nós de derivação	170

	Pág.
6.3.2.4 - Nós de bordo	173
6.4 - Tipos de cobertura	174
6.4.1 - Coberturas de lâminas gretadas	174
6.4.2 - Coberturas transparentes	176
6.4.3 - Coberturas de madeira	176
6.4.4 - Coberturas de betão	177
6.4.5 - Coberturas de tecido	177
6.5. - ESTRUTURAS CUJO ELEMENTO RESISTENTE É O TECIDO	178
CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Pág.

Fig. 1.1 - Diagrama de custos relativos das possíveis estruturas. 3

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE SUSPENSÃO

- Fig. 2.1 - Gráficos comparativos da carga concentrada e distribuída: a) variação do peso próprio do cabo com a relação f/l ; b) variação da força horizontal no apoio em função de f/l . 10
- Fig. 2.2 - Método de estabilização geométrica de estruturas de cabos. 12
- Fig. 2.3 - Classificação topológica das estruturas de cabos. 13
- Fig. 2.4 - Tipos de estruturas estaiadas. 16
- Fig. 2.5 - Sistema suspenso com cobertura disposta em relação ao elemento de cabo: a) inferiormente; b) superiormente; c) mecanismo de suspensão e estabilização. 17
- Fig. 2.6 - Sistema suspenso com cabos dispostos radialmente. 19
- Fig. 2.7 - Sistema plano de cabos. 20

	Pág.
Fig. 2.8 - a) Sistema aberto; b) sistema fechado; c) sistema misto.	20
Fig. 2.9 - a) Deformação assimétrica causada pelo vento; b) esquemas correntes utilizados por Jawerth; c) esquema resumido dos sistemas planos de cabos frequentemente adoptados.	22
Fig. 2.10 - a) Superfície de cobertura cilíndrica obtida com viga de cabos no sistema aberto com tirantes verticais e diagonais; b) exemplo de disposições em série de vigas de cabos.	23
Fig. 2.11 - a) Treliças de cabos com alturas distintas nas duas extremidades; b) superfície de dupla curvatura.	23
Fig. 2.12 - Algumas topologias de estruturas radiais obtidas com sistemas planos de cabos.	24
Fig. 2.13 - Topologias adoptadas de sistemas planos de cabos.	25
Fig. 2.14 - a) Sistema de estabilização espacial; b) geração de um sistema de estabilização em rede.	26
Fig. 2.15 - a) Decomposição das forças actuantes num nó resultante da intersecção dum cabo portante com um cabo estabilizador. b) esforços nos cabos portante e estabilizador sob a acção da carga gravítica e do vento.	27
Fig. 2.16 - a) Porção de uma superfície H.P.; b) exemplos de superfícies H.P.	28
Fig. 2.17 - Secções de um parabolóide hiperbólico.	29
Fig. 2.18 - a) Secção equilátera do H.P.; b) exemplos de disposição em série de H.P.	30
Fig. 2.19 - a) Sistemas de bordos de redes de cabos com curvaturas opostas.	31
Fig. 2.20 - Rede de cabos com nervuras centrais.	32
Fig. 2.21 - Alguns exemplos do tipo de malha usado nas redes de cabos.	33
Fig. 2.22 - Esquemas de soluções de sistemas planos, de rede e membrana.	34

	Pág.
Fig. 2.23 - Rede de cabos com dupla camada: a) convexa; b) côncava.	34
Fig. 2.24 - Exemplo de uma estrutura "TENSEGRITY".	35
Fig. 2.25 - Classificação das estruturas pneumáticas.	37
Fig. 2.26 - a) Perfis topológicos convencionais das estruturas de simples membrana; b) exemplos de estruturas de grande vão e de grande curvatura; c) redução da curvatura.	39
Fig. 2.27 - Uma família de super-elipses.	40
Fig. 2.28 - Mecanismo de estabilização de uma membrana limitada por cabos de bordo.	41
Fig. 2.29 - a) Exemplos de estruturas de membrana; b) sistemas de superfícies onduladas.	41
Fig. 2.30 - Sistemas de ancoragem de cabos.	42
Fig. 2.31 - Exemplos de estruturas de bordo e ancoragem.	44
Fig. 2.32 - Princípios do funcionamento das fundações.	46
Fig. 2.33 - Classificação das fundações para sistemas espaciais.	47

CAPÍTULO 3

DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL

Fig. 3.1 - Alguns modelos de bola de sabão.	50
Fig. 3.2 - Alguns modelos em material elástico.	51
Fig. 3.3 - Modelo em fio de aço.	52
Fig. 3.4 - Linhas utilizadas na definição da geometria.	54

	Pág.
Fig. 3.5 - Triangularização da superfície de cobertura.	55
Fig. 3.6 - a) Elemento Triangular; b) elemento de cabo.	56
Fig. 3.7 - Rede de cabos no plano e respectivos cortes $\overline{AA'}$ e $\overline{BB'}$.	67
Fig. 3.8 - Equilíbrio das forças de pré-tensão actuando no nó genérico i .	67
Fig. 3.9 - Uma rede de cabos.	72

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE ANÁLISE APROXIMADA DE ESTRUTURAS DE REDE DE CABOS

Fig. 4.1 - Mecanismo estrutural da cobertura H.P.	83
Fig. 4.2 - Cabos sob acção da carga q .	86
Fig. 4.3 - Equivalência entre uma rede de cabos e uma treliça de cabos.	90
Fig. 4.4 - Configuração da rede de cabos analisada.	93
Fig. 4.5 - Gráfico 1: variação da flecha com a componente horizontal de tensão, H .	95
Fig. 4.6 - Gráfico 2: variação da flecha com a secção transversal do cabo.	95
Fig. 4.7 - Gráfico 3: variação da componente horizontal, H , com a secção transversal do cabo.	96
Fig. 4.8 - Gráfico 4: variação do valor da pré-tensão com a componente horizontal de tensão, H .	97

CAPÍTULO 5**ANÁLISE NÃO LINEAR DE UMA ESTRUTURA DE CABOS**

	Pág.
Fig. 5.1 - Comportamento não linear do cabo.	100
Fig. 5.2 - Substituição do cabo com forma catenária por um cabo parabólico.	101
Fig. 5.3 - Variação do módulo de elasticidade equivalente, com a tensão e o comprimento do cabo.	104
Fig. 5.4 - Aplicação do método de Newton-Raphson à simulação do comportamento não linear dos cabos.	106
Fig. 5.5 - Diagrama de tensões-extensões do cabo.	109
Fig. 5.6 - Elemento de cabo j-k.	110
Fig. 5.7 - Forças e cargas actuantes no nó k no estado inicial e final.	115
Fig. 5.8 - Matriz de rigidez tangente.	125
Fig. 5.9 - Método Newton-Raphson.	126
Fig. 5.10 - Método de Newton-Raphson modificado.	127
Fig. 5.11 - Método incremental.	129
Fig. 5.12 - Organigrama correspondente ao método de Newton-Raphson modificado.	130
Fig. 5.13 - Organigrama do programa "SACS".	133
Fig. 5.14 - Discretização da rede de cabos.	134
Fig. 5.15 - Deslocamentos horizontais u da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.	136

	Pág.
Fig. 5.16 - Deslocamentos horizontais v da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.	137
Fig. 5.17 - Deslocamentos verticais w da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.	138
Fig. 5.18 - Configuração geral dos deslocamentos verticais da rede de cabos nos Estados 2 e 3.	139
Fig. 5.19 - Tensões de tracção mais desfavoráveis nos cabos centrais.	140

CAPÍTULO 6

ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS COBERTURAS COM ESTRUTURA DE CABOS

Fig. 6.1 - a) Cordão com arames de igual diâmetro e alma metálica; b) cordão com arames de igual diâmetro e alma têxtil; c) cordão com arames de diferente diâmetro; d) exemplo de um cabo de aço.	144
Fig. 6.2 - Exemplos de tipos de almas.	144
Fig. 6.3 - Determinação do diâmetro dum cabo.	146
Fig. 6.4 - Vários tipos de protecção à corrosão dos cabos.	150
Fig. 6.5 - Cabos rígidos: a) mono cordão; b) fechados; c) Hércules; d) cabo de arames paralelos; e) cabo de cordões paralelos ou multicordões.	151
Fig. 6.6 - Cabos flexíveis: a) de cordões; b) de cordões; c) Seale; d) Warrington; e) Filler; f) Warrington-Seale; g) Calabroteado.	153
Fig. 6.7 - Enrolamento dos cabos.	154

	Pág.
Fig. 6.8 - Cabo pré-formado.	155
Fig. 6.9 - a) Exemplo de "coca"; b) cabo deformado; c) bobina para cabos de aço; d) rolos de aço.	156
Fig. 6.10 - Regra de enrolamento de cabos em bobinas.	157
Fig. 6.11 - Operação de ancoragem.	159
Fig. 6.12 - a) Exemplos de casquilhos cónicos; b) alguns exemplos de aplicação.	159
Fig. 6.13 - a) Operação de cravagem dum terminal ao cabo (manga trefilada a frio); b) exemplos de casquilhos cravados; c) aplicação de um terminal cravado.	160
Fig. 6.14 - a) Sistema de ancoragem com cavilhas e anilha resistente; b) fases de tensionamento com um macaco hidráulico de fiação para os sistemas de ancoragem de casquilho roscado no caso de um cabo mono cordão.	161
Fig. 6.15 - Estrutura do macaco hidráulico necessário à pré-tensão do sistema de ancoragem para vários cordões.	162
Fig. 6.16 - Sistemas de ancoragem: a) CCL; b) PSC; c) SCD.	162
Fig. 6.17 - a) Conexão por aparafusamento; b) grampo de atrito tipo "Jawerth".	163
Fig. 6.18 - Exemplos de: a) manilhas; b) cerra-cabos; c) esticadores.	164
Fig. 6.19 - União de uma cobertura de lâmina gretada a um sistema de cabos: a) com grampo; b) com um perfil metálico; c) com a colocação inferior do isolante; d) inferiormente.	175
Fig. 6.20 - a) Exemplo do tipo de ligação da cobertura ao sistema de cabos utilizado no estádio Olímpico de Munique; b) pormenor de junta.	176
Fig. 6.21 - Secção de uma cobertura de madeira.	177

	Pág.
Fig. 6.22 - Exemplo de uma cobertura em betão armado.	177
Fig. 6.23 - Classificação dos elementos de membrana	179
Fig. 6.24 - Ensaio de rasgão: a) 1º processo; b) 2º processo.	182

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 5

ANÁLISE NÃO LINEAR DE UMA ESTRUTURA DE CABOS

	Pág.
Quadro 5.1 - Comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos analisados no dimensionamento do cabo portante (I) e estabilizador (II) .	141

CAPÍTULO 6

ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS COBERTURAS COM ESTRUTURA DE CABOS

Quadro 6.1 - Descrição das ligações e uniões correntes (grampos).	166
Quadro 6.2 - Descrição das ligações longitudinais.	169
Quadro 6.3 - Descrição dos nós de derivação.	170
Quadro 6.4 - Descrição dos nós de bordo.	173
Quadro 6.5 - Características dos tecidos resistentes utilizados em coberturas, obtidas em ensaios de tracção uniaxiais.	181

NOTAÇÃO

Símbolos Matemáticos

- I - Matriz Identidade
- 0 - Sub-matriz nula
- Σ - Somatório
- Δ - Variação, incremento
- ∂ - Derivação

Matrizes e Vectores

- B - Matriz de transformação
- J - Matriz Jacobiana
- K - Matriz de rigidez
- K_E - Matriz de rigidez elástica
- K_G - Matriz de rigidez geométrica
- K_{NL} - Matriz de rigidez não linear
- K_{Eq} - Matriz de rigidez equivalente
- K_t - Matriz de rigidez tangente
- K_{sec} - Matriz de rigidez secante
- P - Vector das cargas externas
- R - Vector das forças interiores fictícias
- T - Matriz de transformação
- U - Vector de deslocamentos
- X - Vector das coordenadas

Alfabeto Latino

- A - Área
- C - Configuração
- E - Módulo de elasticidade
- F - Força de pré-tensão
- G - Acção permanente
- H - Componente horizontal de pré-tensão
- K - Rigidez de um elemento de cabo
- L - Projecção horizontal do comprimento de um elemento de cabo
- M - Momento flector
- N - Esforço normal axial
- S - Acção da neve
- V - Componente vertical de uma força
- W - Acção global do vento, energia potencial
- a,b,c,d,e - Coeficientes
- f - Flecha do cabo
- h - Altura do vértice
- l - Projecção horizontal do comprimento de um elemento de cabo, coseno director
- m - Número de cabos, coseno director
- n - Número de nós
- q - Carga uniformemente distribuída
- r - Condição de comprimento
- s - Comprimento do elemento de cabo ou do cabo
- t - Espessura da membrana, temperatura

x,y,z - Coordenadas

Alfabeto Grego

α - Ângulo que define a orientação de um elemento, coeficiente de dilatação linear

δ - Deslocamento

ε - Extensão, deformação unitária, precisão

γ - Coeficiente parcial de segurança, peso específico do cabo

σ - Tensão

λ - Coeficiente, multiplicador de Lagrange

ϕ - Função

Índices

c - Configuração

d - Valor de cálculo

f - Final, estado de equilíbrio, configuração de equilíbrio

i - Inicial, estado de equilíbrio, configuração de equilíbrio

k - Nó, valor característico

j - Nó

i - Nó, elemento de cabo

m - Nó

n - Nó

r - Iteração

sec - Secante

t - Tangente

- u - Último
- y - De cedência
- x,y,z - Coordenadas
- 0 - Inicial, estado, fase
- 1,2,3 - Estado, fase

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - BREVE INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A história sugere que países tropicais como os do Sudeste Asiático e Continente Africano tenham sido os primeiros a fazer uso das estruturas suspensas. Relatos das expedições efectuadas nesses países indicam descrições de pontes suspensas construídas com cabos de trepadeiras naturais e madeira, para atravessar grandes vales assim como tendas feitas com peles de animais, as quais, podem ser consideradas perfeitos exemplos de cobertura de membrana com predominância de esforços de membrana.

A primeira cobertura construída e que faz uso do princípio dos cabos sob-tensão foi o Coliseu de Roma (189 x 156m) datada de 70 a.C.. Este sistema de construção não foi mais utilizado, até se retomar o seu uso no século XIX, quando da revolução industrial e como consequência da necessidade dos edifícios industriais possuírem amplos espaços livres para a implantação e funcionamento de máquinas fixas e circulação de pessoas, animais, equipamento e mercadorias. O recurso a estruturas de grandes vãos foi também alvo em relação a edifícios comerciais, hangares ferroviários, rodoviários e de aviões, pavilhões desportivos, etc.

A construção das primeiras coberturas suspensas por cabos e com vãos aproximadamente de 61 metros apareceram na Rússia pela mão do Eng. Shooknov.

O real desenvolvimento das coberturas suspensas por cabos deu-se a partir do ano 1953 com o aparecimento da construção em Raleigh, E.U.A., da estrutura designada por "Mathew Nowicki State Fair Arena".

Os impetuosos desenhos arquitectónicos das coberturas de cabos, podem ser atribuídos ao grande sucesso das pontes suspensas, devido à leveza e eventual transparência que estas estruturas possuem.

Aparecem então, as primeiras grandes coberturas suspensas como seja o Estado Olímpico de Munique (1972), recordando as grandes tendas de pele de camelo dos

nómadas do deserto do Sara, a cobertura do novo terminal do aeroporto de Yeddah (1982), o Palácio de Desporto de Atenas (1983), o Clube Diplomático da Arábia Saudita (1986).

Com as possibilidades oferecidas pelos novos materiais e tecnologias pode-se realizar estruturas suspensas de cabos, com as mais diversas formas geométricas. A dificuldade, em geral, resume-se ao sistema de ancoragem dos cabos, por razões estéticas e espaço.

Recentemente, tendo em conta as precedentes realizações das coberturas suspensas é possível criar estruturas tecnicamente mais perfeitas em fase de análise, projecto de execução, pormenores construtivos, na técnica de montagem e pré-tensão inicial.

1.2 - OBJECTIVOS PRINCIPAIS

Actualmente, é possível constatar que o estudo teórico e aplicação construtiva de coberturas suspensas atingiu a maturidade. No último decénio inúmeras investigações teóricas, experiências tecnológicas construtivas e de montagem e sobretudo, a observação do comportamento com o tempo das inúmeras realizações têm sido objecto dos investigadores, projectistas e fabricantes.

Portanto, os aspectos de compilação de informação e conclusões sobre o campo de validade conquistado pelas estruturas ligeiras na aplicação arquitectónica, quer do ponto de vista económico, quer do ponto de vista técnico são aqueles que merecem entretanto a atenção.

As coberturas suspensas por cabos têm conquistado, ao longo dos anos, um campo de aplicação cada vez maior, devido sobretudo às suas características económicas e técnicas.

A completa utilização das características dos aços de alta resistência, mediante o uso de um esquema estrutural que permite a mobilização apenas de esforços de tracção, conduz naturalmente a uma solução economicamente favorável quando comparada com estruturas com resistência à flexão ou sujeita a esforços normais, de compressão e tracção (estruturas reticuladas). Naturalmente que esta relação económica é dependente do vão livre a vencer e da tecnologia empregue como mostra a Fig. 1.1.

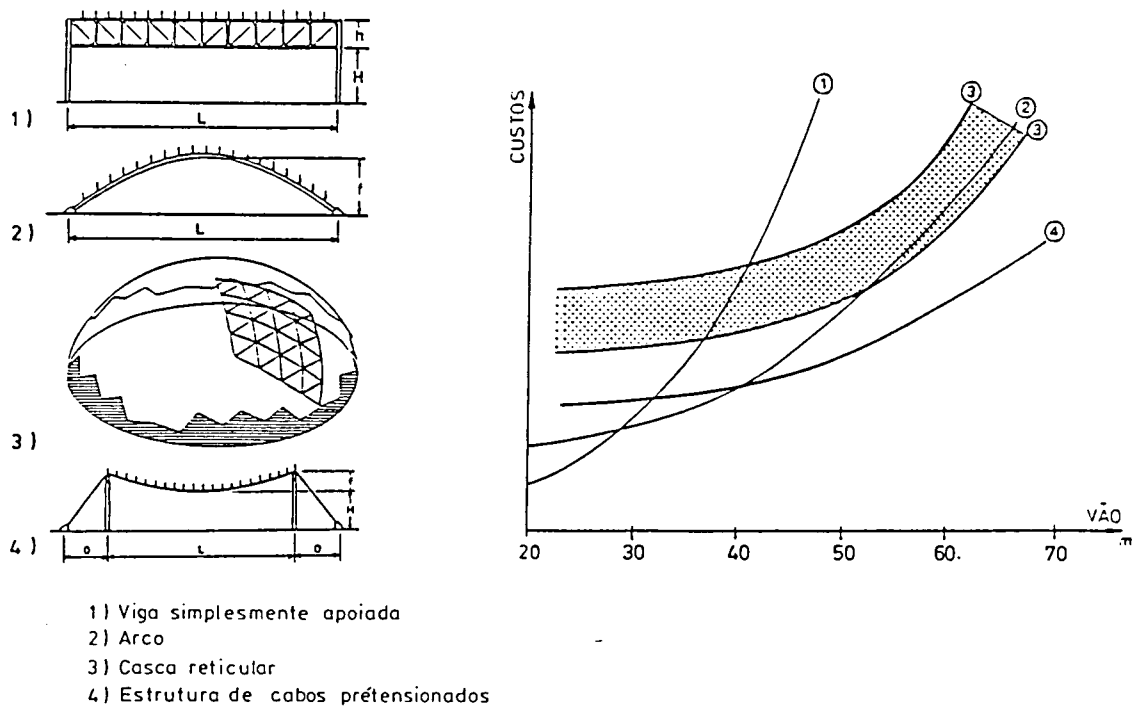


Fig. 1.1 - Diagrama de custos relativos das possíveis estruturas.

Do ponto de vista técnico inúmeras-se as seguintes características:

- Este tipo de estrutura permite vencer grandes vãos, obter grandes espaços cobertos livres com diversas configurações e que podem ser divididos, se necessário ou conveniente, de acordo com os interesses das sucessivas ocupações ao longo da sua vida útil.
- Com a característica de alta resistência dos aços associados aos elementos de cabo foi possível associar esquemas estruturais que permitem empregar o material utilizado na totalidade da sua capacidade resistente, neste caso, esforços exclusivamente de tracção. Permite-se assim, atingir um objectivo de minimização do peso próprio da estrutura horizontal da cobertura, facilitando inclusivamente o transporte do material constituinte.

- Facilidade e rapidez de execução e montagem com a consequente diminuição do tempo e do custo.
- Versatilidade estrutural, liberdade formal e de composição. Possibilidade de possuir ou não um carácter semi-permanente ou temporário.
- Adaptabilidade a zonas sísmicas pois as massas estruturais são reduzidas.
- Bom comportamento na presença de assentamentos diferenciais pois o esquema geometricamente hipostático das estruturas permite a adaptação instantânea às novas condições de contorno sem contudo existir uma apreciável modificação da tensão interna.
- Aumento da segurança ao incêndio quando comparado com as estruturas tradicionais.
- Óptimo controlo da eficiência estrutural. Nestas estruturas vêm minimizados os erros de execução.

Com o presente trabalho pretende-se contribuir para o estudo das coberturas suspensas e em particular com as constituídas por uma rede de cabos, de forma que os projectistas possam tomar conhecimento, de uma forma generalizada, dos seus elementos constituintes, pormenores construtivos e do seu dimensionamento.

As estruturas de cabos possuem um comportamento não linear (dependente do tipo de estrutura e do carregamento) e um grande grau de indeterminação na formulação da sua análise. Este estudo procurou evidenciar e sensibilizar no sentido da compreensão do comportamento destas estruturas.

A falta de informação e conhecimento das tecnologias disponíveis são os principais obstáculos à utilização das coberturas suspensas, embora as estruturas já realizadas permitiram ultrapassar a inércia inicial da sua generalização. Assim, um dos principais objectivos deste trabalho é o de colmatar, de alguma forma, a lacuna de informação nesta matéria e dum modo particular em Portugal.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DA TESE

A classificação dos sistemas estruturais sob-tensão segundo a disposição geométrica dos cabos, flexibilidade, acção do seu peso próprio e método de estabilização é feita no Capítulo 2.

No final do capítulo faz-se uma breve referência à classificação das estruturas de bordo e de ancoragem que se podem utilizar.

No Capítulo 3 apresenta-se uma formulação do modelo matemático adoptado na determinação da geometria inicial da estrutura de cabos quando submetida a forças de pré-tensão, consistindo este passo no primeiro do processo de dimensionamento.

No Capítulo 4 discute-se o problema da verificação à segurança da cobertura de cabos. Apresenta-se um método aproximado de dimensionamento de uma cobertura suspensa constituída por uma rede de cabos. Conclui-se este capítulo com a apresentação de um exemplo calculado com o programa DIMAX efectuado com base no método aproximado. Com base nos resultados obtidos, evidencia-se a forma como os diversos parâmetros influenciam o comportamento da rede de cabos.

O Capítulo 5 aborda a análise não linear das coberturas suspensas por cabos, avaliando a influência de cada um dos parâmetros. Apresenta-se os principais aspectos de comportamento relativos a cada um deles e, descreve-se complementarmente, os modelos numéricos adoptados. Faz-se assim, um breve comentário às técnicas numéricas correntemente utilizadas na resolução de problemas não lineares de estruturas, concluindo-se pela aplicação do método incremental iterativo de Newton-Raphson modificado.

No final do capítulo, apresenta-se um cálculo de uma rede de cabos efectuada através do programa desenvolvido, SACS. Faz-se uma comparação entre os resultados obtidos através do método não linear e o método aproximado exposto no Capítulo 4.

No Capítulo 6 apresenta-se os materiais utilizados na construção de coberturas de cabos e os pormenores construtivos dos elementos constituintes da estrutura de cabos.

Por último apresentam-se conclusões decorrentes do trabalho realizado e alguns aspectos que merecem um desenvolvimento futuro.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE SUSPENSÃO

2.1 - INTRODUÇÃO

Do ponto de vista arquitectónico seria possível estabelecer uma simples e conveniente classificação de sistemas estruturais: sistemas de forma activa ou sistemas estruturais sujeitos a esforços de tracção ou compressão simples, sistemas de vector activo ou sistemas estruturais sujeitos a esforços de tracção e compressão, exercidos simultaneamente, sistemas de massa activa ou sistemas estruturais sujeitos a esforços de flexão, sistemas de superfície activa ou sistemas estruturais sujeitos a esforços de membrana e sistemas estruturais verticais. Na realidade cada sistema estrutural assim classificado terá uma característica resistente principal mas, naturalmente, engloba características de outros sistemas.

As estruturas abordadas ao presente estudo, enquanto projectos concretos de determinado sistema (princípio de desenho), são aquelas cujo funcionamento depende principalmente da sua forma material, enquadrando-se portanto nos sistemas estruturais com forma activa.

As estruturas de cobertura de suspensão, normalmente designadas por estruturas sob tensão, podem ser divididas em duas classes: estruturas de cabo com um funcionamento "discreto" e estruturas de membrana com funcionamento contínuo.

No presente estudo analisar-se-ão apenas estruturas de cabo com um funcionamento "discreto".

O objectivo deste capítulo é o de apresentar, em função dos princípios gerais inerentes aos sistemas de forma activa e duma forma sequencial, os possíveis sistemas estruturais.

2.2 - ESTRUTURAS DE CABO DE AÇO

2.2.1 - Princípios gerais

Uma estrutura de cabos de aço é um sistema estrutural com forma activa, constituída por material flexível e com uma determinada geometria, sendo esta assegurada pela fixação dos seus elementos a uma estrutura de bordo ou de ancoragem. Este sistema estrutural sustenta-se naturalmente a si próprio e é capaz de formar um espaço próprio.

Os sistemas estruturais com forma activa (devido à dependência do condicionamento das cargas) estão sujeitos estruturalmente ao fluxo "natural" das forças, ou seja, a forma e o espaço arquitectónico são o resultado do mecanismo de sustentação.

Este tipo de sistema estrutural é o mais conveniente para vencer grandes vãos e permitir, em consequência, grandes espaços com diversas configurações. Constitui assim, um grande potencial para o desenvolvimento de edifícios, permitindo ao arquitecto um alargamento dos seus horizontes.

Por vezes, este sistema estrutural é designado por sistema de "vigas lineares". Este nome, corresponde ao facto das cargas a que a estrutura está submetida serem conduzidas da forma mais directa possível aos elementos resistentes. A recepção destes esforços constitui um aspecto essencial no projecto corrente destes sistemas estruturais.

O mecanismo resistente das estruturas de cabos de aço depende essencialmente, da geometria material, ou seja, da distribuição dos cabos. Deste modo, um desvio da forma correcta dada à estrutura poderá comprometer toda a função do sistema ou, requerer mecanismos adicionais para compensar esses desvios.

A característica principal das estruturas de cabos de aço usada para coberturas suspensas é a de utilizar elementos resistentes principais com rigidez apenas à tracção. Correspondem portanto, a elementos hipoestáticos ou de "geometria variável", sendo aquele aspecto, o principal responsável pelo comportamento não linear geométrico dos elementos resistentes.

2.2.2 - Geometria do cabo

Alguns conceitos são introduzidos de forma a evidenciar a necessidade da sensibilidade física, inicialmente, no âmbito da justificação da classificação das estruturas de cabos e mais concretamente para o projecto propriamente dito. Focar-se-ão as relações entre a geometria e o estado de solicitação actuante.

O cabo suspenso poderá ter as seguintes formas geométricas: catenária, parábola, triangular, trapezoidal, poligonal, elipsoidal e circular. Estas formas dependem do tipo de carga que sustentam tais como: peso próprio, carga uniformemente distribuída, carga pontual (central), duas cargas concentradas e isoladas, cargas concentradas simétricas e carga uniformemente distribuída ao longo do cabo e com direcção perpendicular ao eixo. As formas geométricas dos cabos são assim linhas funiculares pois estas tomam a disposição natural do fluxo de forças.

No caso de um cabo suspenso por dois pontos à mesma cota verifica-se que, para uma mesma componente vertical da reacção, quanto maior for a flecha menor será a sua componente horizontal de reacção.

O comprimento de cabo aumenta com o aumento de flecha e portanto também o seu peso próprio. Contudo, quando a relação flecha-comprimento se torna pequena, o esforço axial no cabo pode ser suficientemente alto para que as deformações elásticas não possam mais ser ignoradas. Tal facto leva à procura de um valor óptimo para a relação flecha-comprimento.

No caso de aplicação de cabos em estruturas resistentes de edifícios, o valor da relação flecha-comprimento encontra-se, habitualmente, entre 1/10 e 1/20. Porém, para pontes suspensas, o mesmo valor está compreendido entre 1/8 e 1/12.

A relação flecha-comprimento domina o comportamento das estruturas de cabo e é portanto, indispensável observar a influência da sua variação sobre o estado tensional e dimensionamento destas estruturas. A Fig. 2.1 ilustra, por intermédio do exemplo apresentado, a influência da variação da relação flecha-comprimento (f/L), para as situações de carga concentrada e carga uniformemente distribuída, nas reacções horizontais resultantes. Para a carga concentrada, a reacção horizontal equilibra horizontalmente o esforço no cabo, enquanto na carga uniformemente distribuída, a reacção horizontal representa o equilíbrio de modo que o momento em qualquer ponto do cabo seja nulo. Note-se que pela alteração precisa da secção dos cabos, não se altera o estado de tensão actuante no cabo, permitindo a análise independente de factores de 2ª ordem.

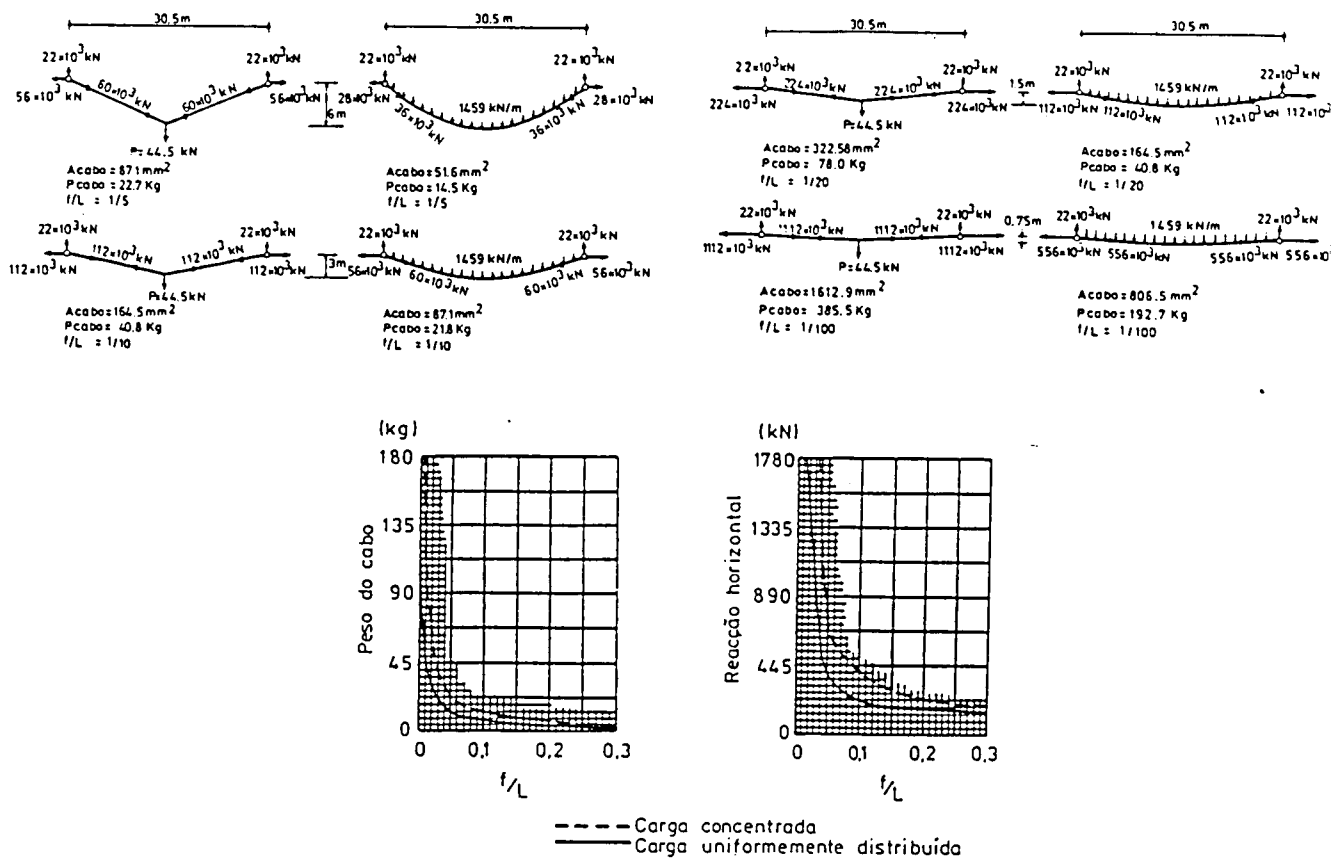


Fig. 2.1 - Gráficos comparativos da carga concentrada e distribuída: a) variação do peso próprio do cabo com a relação f/L ; b) variação da força horizontal no apoio em função de f/L .

Importantes conclusões se podem tirar deste exemplo:

a) - para grandes valores de relação f/L , o estado de tensão é pouco influenciado pela variação de f e inversamente, para pequenos valores da relação f/L , o estado de tensão pode aumentar consideravelmente para pequenas variações de f ;

b) - o estado de tensão correspondente à carga concentrada é sempre mais elevado que o relativo à carga uniformemente distribuída;

c) - a evolução das curvas considerando a variação do peso próprio ou da reacção horizontal é semelhante;

d) - de forma intuitiva (naturalmente com fácil comprovação) compreende-se que, do ponto de vista económico, a relação f/L deverá situar-se no intervalo $[0,04 - 0,1]$.

2.2.3 - Estabilização geométrica do cabo

Dado o peso próprio do cabo suspenso em relação ao vão que habitualmente vence em estruturas, como as analisadas neste trabalho, ser de valor reduzido este é muito flexível, ou seja, torna todo o sistema estrutural muito susceptível à sucção do vento, às vibrações, cargas assimétricas e cargas pontuais moveis. Pela observação do comportamento mecânico do cabo expresso anteriormente pode-se deduzir que, para usufruir duma forma otimizada das características portantes da estrutura de cobertura, é necessário obviar a intrínseca hipoestaticidade geométrica dos cabos com métodos próprios de estabilização geométrica no sentido de torna-la cineticamente rígida. A forma estrutural não deverá portanto depender excessivamente do tipo de acção.

Os movimentos cinemáticos que possam surgir da movimentação dos cabos devido à acção de cargas, podem ser desastrosos para o material de revestimento da cobertura. Por estas razões, recorre-se também a métodos de estabilização geométrica. Neste trabalho analisa-se as estruturas de cobertura cujo comportamento é assumido estático mas, não necessariamente contra acções dinâmicas.

A estabilização de um cabo suspenso pode ser efectuada pelo:

a) - incremento do seu peso próprio, por revestimento ou aumento do diâmetro do cabo;

b) - aumento da sua rigidez mediante elementos que actuam como vigas ou arcos;

c) - pelo processo de esticar os cabos suspensos por outros secundários com o propósito de os pré-tensionar. A estabilização é obtida pelo mútuo contraste entre o cabo primário (portante) e secundário (estabilizador) podendo distinguir-se três situações:

i) - o cabo secundário é colocado perpendicularmente ou diagonalmente em relação ao cabo primário de forma a criar uma superfície anticlástica;

ii) - o cabo secundário situa-se no plano do cabo principal e formam em conjunto um treliça de cabos (eventualmente com elementos resistentes à compressão como as estruturas espaciais "tensegrity");

iii) - o cabo principal é atirantado a outros elementos estruturais.

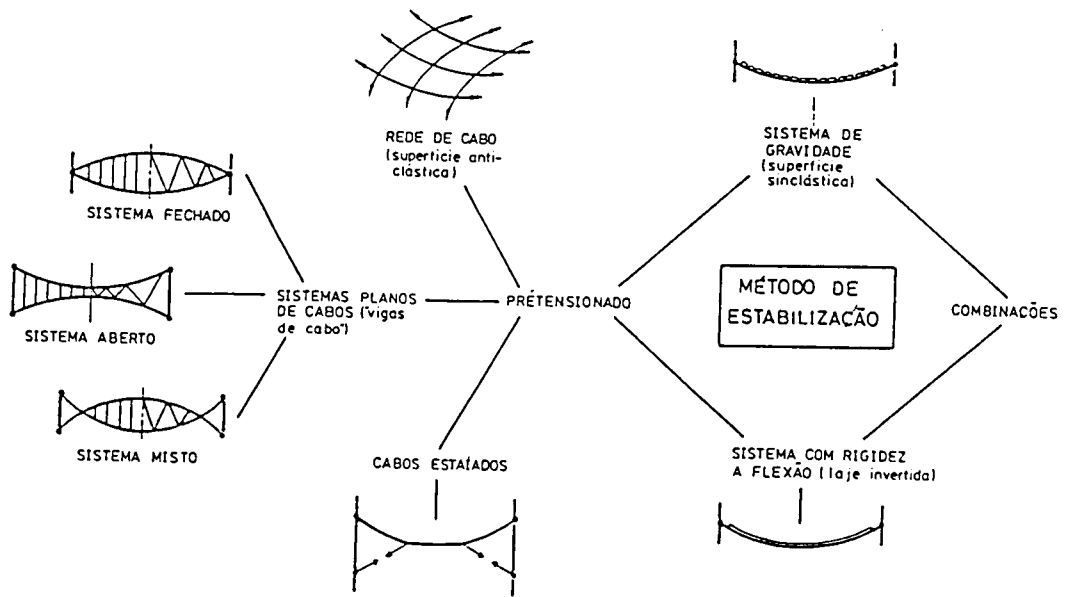


Fig. 2.2 - Método de estabilização geométrica de estruturas de cabos.

Em função dos sistemas de estabilização é possível examinar as diferentes topologias estruturais, apresentadas nos seguintes pontos.

O dimensionamento dos cabos considerados numa estrutura suspensa não diz apenas respeito à sua rigidez e resistência e complementarmente à sua flexibilidade e leveza, mas também às questões de ancoragem que levanta. No ponto 2.6 são apresentadas algumas soluções típicas para estruturas de ancoragem.

2.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CABOS

A tipologia estrutural definida pelo arquitecto implica necessariamente a formação do sistema estrutural integral pelo engenheiro que é constituído principalmente pela estrutura de cobertura de suspensão e pela estrutura de ancoragem. Nesta secção classifica-se as estruturas de cobertura de suspensão enquanto na secção 2.6 se classificam as estruturas de ancoragem.

A Fig. 2.3 mostra a classificação geralmente adoptada para as estruturas de cobertura de suspensão na qual se identifica uma primeira classificação de acordo com a acção individual do cabo: um cabo isolado, uma estrutura em superfície pela conjugação de vários cabos ou uma estrutura tridimensional de cabos.

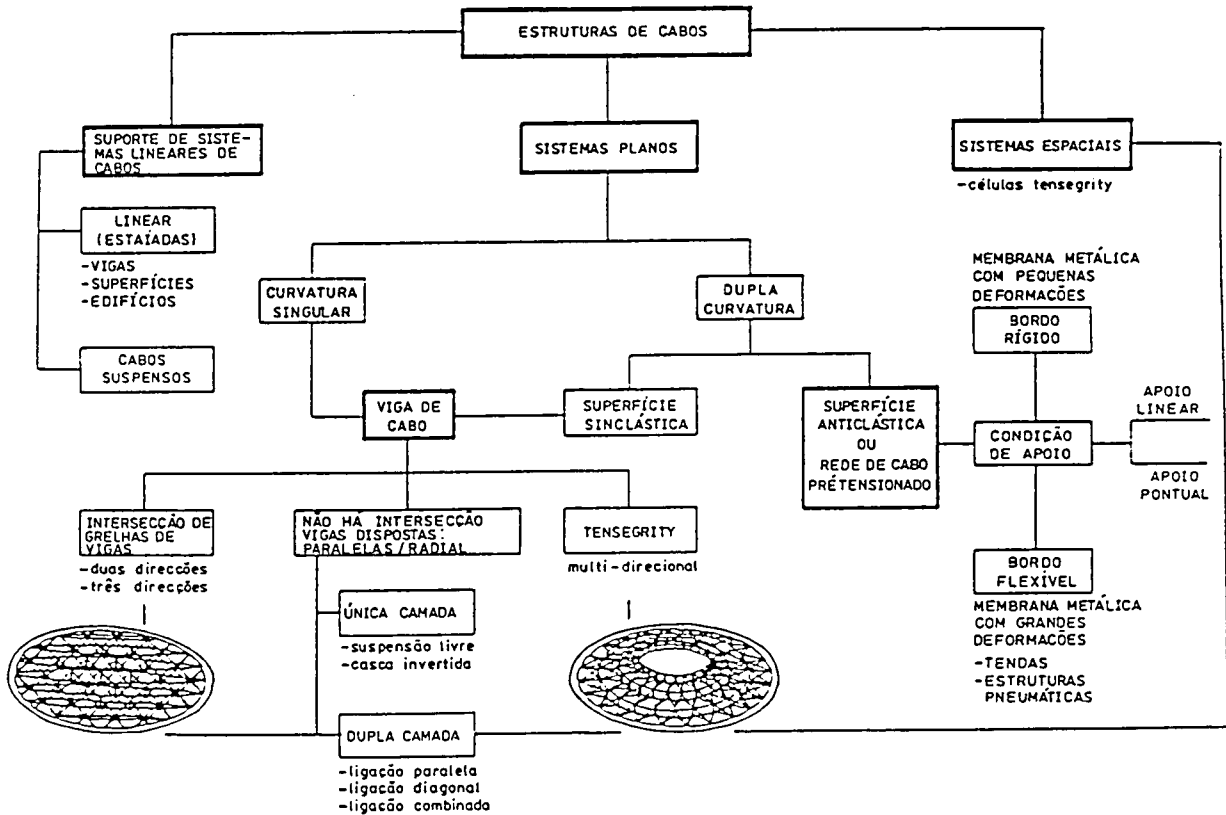


Fig. 2.3 - Classificação topológica das estruturas de cabos.

A topologia construtiva vem definida principalmente em função da superfície de cobertura e da característica funcional da estrutura de ancoragem.

No contexto deste trabalho, os sistemas lineares de cabos são chamados de vigas de cabos devido, por um lado, à semelhança com o funcionamento das estruturas de vigas e por outro ao facto dos cabos (simplesmente suspensos ou treliças de cabos)

poderem ser analisados individualmente. A disposição dos cabos para coberturas com simples curvatura é tipicamente paralela enquanto para dupla curvatura é radial (como por exemplo as superfícies sinclásticas).

Os sistemas de cabos com estruturas de superfície podem ser formados por membranas semi-rígidas ou cabos pré-tensionados tal como nas coberturas anticlásticas dependendo consideravelmente a topologia das condições de suporte.

Os sistemas tridimensionais são gerados pela intersecção de treliças de cabos ou pelo princípio tensegrity, pelo qual os elementos "flutuantes" de compressão estão individualizados e tomam uma determinada disposição à custa do estado de tensão dos cabos.

Os sistemas de cabos com estrutura de superfície e estruturas de membrana não vão ser senão mencionados neste capítulo, enquanto se procurará dar uma maior importância às estruturas suportadas por cabos (estruturas suspensas) e estruturas de cabos (treliças de cabos).

Do ponto de vista dos projectos realizados mais significativos, constata-se a preponderância da aplicação de cabos isolados, dos sistemas de vigas de cabos e das redes de cabos. O primeiro e segundo resultam em geral económicos na aplicação de coberturas com planta rectangular e com um pé direito constante permitindo inclusivamente uma posterior ampliação da construção. Quando na presença de um edifício com planta irregular ou seja necessária uma imagem funcional da estrutura emprega-se com sucesso a rede de cabos mono-estrato.

Estruturas de cabo simples são estruturas mono-dimensionais onde o cabo ou um conjunto de segmentos simplesmente ligados estão sob acção de uma carga actuante sobre uma superfície.

Uma estrutura de cabos sob tensão com curvaturas opostas ou "viga de cabos", são estruturas constituídas por segmentos multiconexados situados sobre a superfície idêntica à de acção de carga. O sistema é pré-tensionado.

Rede de cabo são estruturas constituídas por segmentos multiconexados, situados sobre uma superfície que possui uma curvatura e em que a acção das cargas é, normalmente, perpendicular à superfície, sendo o sistema também pré-solicitado.

Quanto ao material empregue na cobertura, o mais usual é o constituído por lâminas gretadas autoportantes em aço ou alumínio e impermeabilizadas com um material elástico.

2.4 - DEFINIÇÃO DA TOPOLOGIA ESTRUTURAL EM FUNÇÃO DO SISTEMA DE ESTABILIZAÇÃO

2.4.1 - Método de estabilização para estruturas de cabos isolados

2.4.1.1 - Estruturas estaiadas

As estruturas estaiadas aplicadas a coberturas utilizam naturalmente o princípio fundamental aplicado às pontes estaiadas, empregando o elemento de cabo na sua forma mais simples de tirante teoricamente rectilíneo entre os dois pontos de ancoragem.

Uma estrutura estaiada é constituída essencialmente por:

- a) - pilares com uma altura superior à da cobertura;
- b) - cabos suspensos;
- c) - uma estrutura mono, bi ou tridimensional de desenvolvimento horizontal e resistente à flexão.

O objectivo principal ao utilizar-se coberturas estaiadas, é o de reduzir o peso próprio da estrutura horizontal, valendo-se para isso da estrutura externa, composta pelo pilar e pelos cabos suspensos, permitindo criar apoios de suspensão intermédios.

As coberturas estaiadas são usadas principalmente quando se querem vencer grandes vãos. Como exemplos tem-se os hangares de aeronaves e coberturas de tribunas de estádios desportivos.

Os tirantes além da função de sustentação, também têm a de contraventamento lateral. Tal resultado obtém-se dispondo os cabos em leque, permitindo-se assim construir coberturas com uma espessura relativamente modesta. O melhoramento do comportamento estático pode ser obtido contrapondo dois balanços, dum lado e doutro do ponto de apoio do cabo, semelhantes. O duplo balanço realiza por sua vez um equilíbrio recíproco do cabo, consentindo que a estrutura dorsal (pilares) seja esbelta.

A estabilidade geométrica do sistema é assegurada pela rigidez à flexão do elemento de cobertura.

Não se pode falar do sistema estaiado como se trata-se de uma estrutura de cabos propriamente dita, mas sim como de um sistema misto, uma vez, que é introduzido um elemento com rigidez à flexão.

As estruturas estaiadas normalmente são dispostas em estrela, grelhas suspensas, edifícios suspensos, etc. (Fig. 2.4).

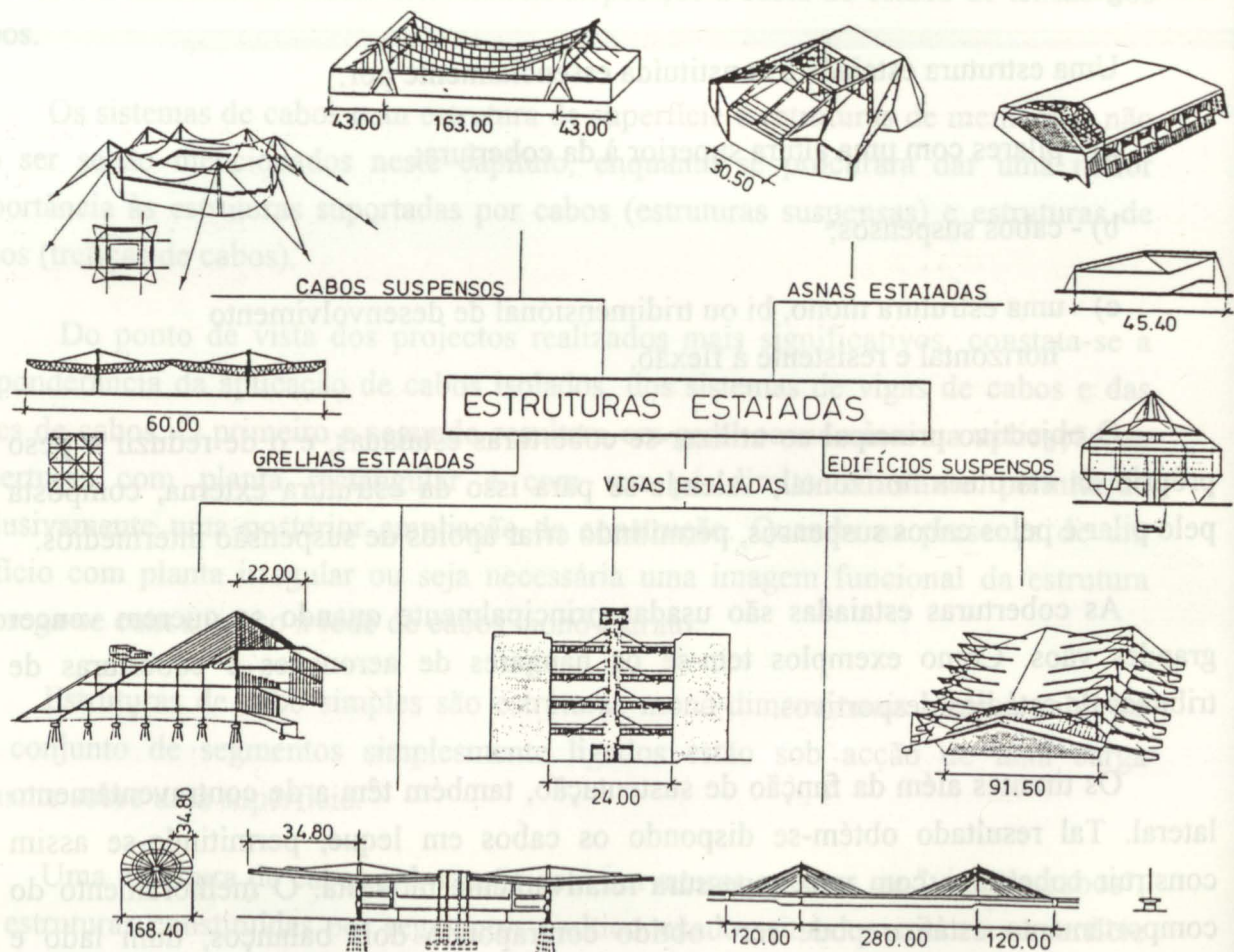


Fig. 2.4 - Tipos de estruturas estaiadas.

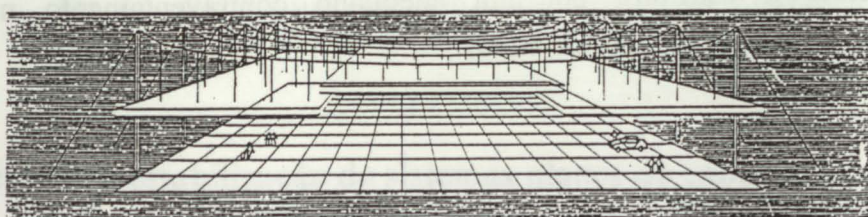
2.4.1.2 - Estruturas suspensas

As estruturas suspensas distinguem-se das estaiadas pelo facto do sistema de cabos passar a fazer parte da estrutura de cobertura e não o de constituir uma simples ligação desta ao ponto de ancoragem. Assim, o seu comportamento estático é agora condicionado pela presença do sistema de cabos e não apenas pela função resistente da cobertura. A configuração de equilíbrio que consente a maior capacidade portante corresponde ao funicular que, numa situação extrema, pode ser mobilizada.

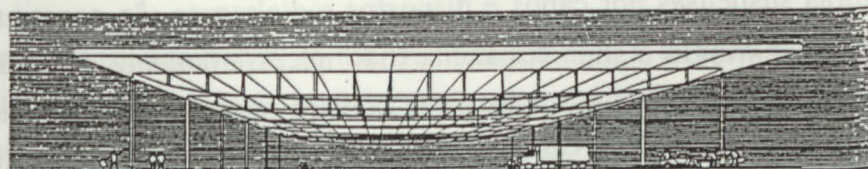
2.4.1.2.1 - Cabos dispostos paralelamente segundo um único plano

Uma cobertura rígida suspensa é constituída por uma membrana resistente à flexão e ao corte, e por cabos de aço, que têm por função apoiar a cobertura. O elemento estrutural cabo é caracterizado pela sua configuração, a qual é função da distribuição de carga e das condições de apoio. Daí que, a configuração dum sistema de cobertura possa ser classificado em:

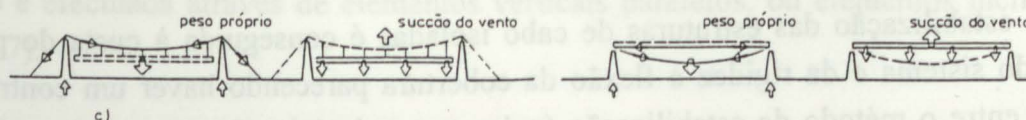
- a) - sistemas suspensos com coberturas dispostas inferiormente ao elemento de cabo;
- b) - sistemas suspensos com coberturas dispostas superiormente ao elemento de cabo.



a)



b)



c)

Fig. 2.5 - Sistema suspenso com cobertura disposta em relação ao elemento de cabo: a) inferiormente; b) superiormente; c) mecanismo de suspensão e estabilização.

No caso a o sistema de estabilização dos cabos encontra-se caracterizado pela rigidez à flexão da cobertura ou pela simples disposição geométrica desta em relação àqueles (peso próprio) evitando assim o aparecimento de fenómenos perigosos como o de "flutuação" e "galope".

Neste tipo de sistema de suspensão, a cobertura é ligada aos cabos portantes, por meio de tirantes verticais, designando-se de "cobertura pendente".

No caso de sistemas suspensos com cobertura disposta superiormente aos elementos de cabos, a cobertura está apoiada em cabos suspensos submetendo-os a esforços de tracção. Também aqui, o peso próprio da cobertura é relevante no que concerne à estabilização do sistema, uma vez que as cargas permanentes mais as acidentais, vão conter os possíveis deslocamentos que os cabos iriam sofrer alterando a sua configuração. Além disso, tal como no sistema de suspensão anterior, o peso próprio da cobertura tem a função de lastro, de modo a opor-se ao fenómeno de depressão originado pelo vento na face superior da cobertura. Mas enquanto, do ponto de vista estático, o aumento do peso da cobertura é compreensível, já não o é do ponto de vista dinâmico.

A deformabilidade relevante neste tipo de estruturas é negativa do ponto de vista do comportamento do material de revestimento mas, sobretudo a variação da intensidade e direcção da solicitação como a provocada pelo vento é acompanhada por perigosas oscilações. Saliente-se ainda a necessidade de se assegurar uma suficiente rigidez transversal à estrutura por um adequado contraventamento no plano perpendicular ao plano da estrutura de cabos.

2.4.1.2.2 - Cabos dispostos radialmente segundo um único plano

As estruturas suspensas por cabos e dispostos radialmente são constituídas por uma viga anelar plana externa e auto resistente (não necessariamente circular) à qual está ancorado o sistema de cabos suspensos que contem um anel central solidamente suspenso. A disposição radial dos cabos fornece automaticamente à cobertura uma maior rigidez e consente um melhor comportamento às sobrecargas assimétricas.

A estabilização das estruturas de cabo isoladas é conseguida à custa do peso próprio do sistema e da rigidez à flexão da cobertura parecendo haver um contraste evidente entre o método de estabilização (pelo peso próprio) e à natureza leve deste

tipo de estruturas. Principalmente por esse motivo, as estruturas referidas nas seguintes secções são preferencialmente escolhidas.

Dispondo os cabos radialmente a partir de dois elementos anelares, interior e exterior, respectivamente obtém-se uma superfície de revolução circular (superfície sinclástica). Neste tipo de estrutura, os cabos estão simplesmente apoiados em duas estruturas anelares, uma no centro e sujeita a esforços de tracção e outra no contorno, que absorve esforços transversais e de compressão. A viga anelar exterior tem a função de viga portante. Este tipo de estrutura vem representado na Fig. 2.6.

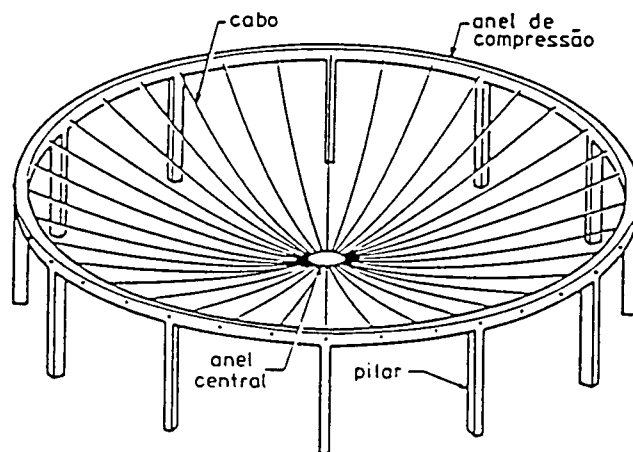


Fig. 2.6 - Sistema suspenso com cabos dispostos radialmente.

2.4.2 - Método de estabilização de sistemas planos de cabos

2.4.2.1 - Sistemas de estabilização

O meio mais económico de reduzir notavelmente a deformação própria de uma estrutura suspensa, é através da introdução de uma rigidez artificial contendo uma pré-tensão inicial. Geralmente essa pré-tensão é realizada através da ligação do cabo portante a outro cabo com curvatura oposta, designado por cabo estabilizador. Essa ligação é efectuada através de elementos verticais paralelos, ou elementos inclinados (Fig. 2.7).

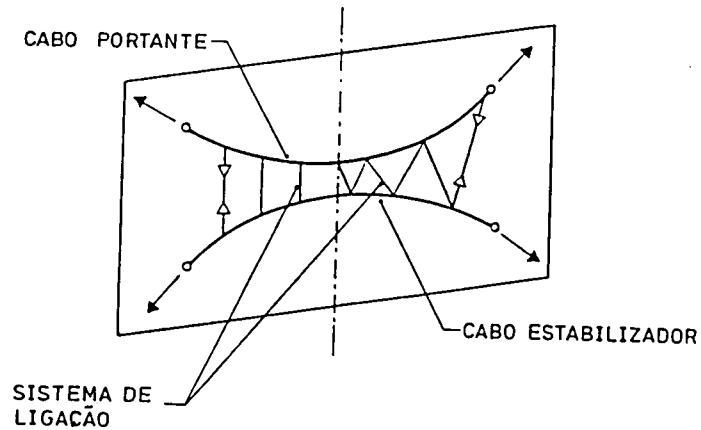


Fig.2.7 - Sistema plano de cabos.

A pré-tensão nasce do mútuo contraste da disposição geométrica dos dois cabos. No sistema plano de cabos, portante e estabilizador, se o plano de solicitação coincide com o dos cabos designam-se sistemas planos "vigas de cabos". Num sistema pré-tensionado como este, há possibilidade de obter, independentemente do tipo de carga, uma bem determinada configuração geométrica em função do regime do esforço desenvolvido e da pré-tensão inicial. Portanto, podem-se realizar superfícies de cobertura cilíndricas ou com dupla curvatura.

Consoante a configuração geométrica do sistema estabilizador (elementos verticais) obtém-se os sistemas: aberto, fechado e misto (Fig. 2.8).

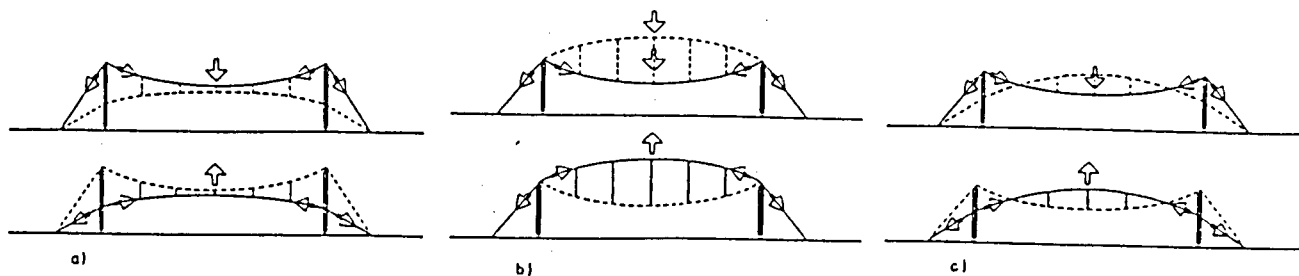


Fig. 2.8 - a) Sistema aberto; b) sistema fechado; c) sistema misto.

O sistema aberto, mais utilizado, tem como características fundamentais as seguintes: o cabo superior é o portante, o cabo inferior é o estabilizador, os cabos de ligação entre o cabo portante e o estabilizador estão sujeitos a esforços de tracção.

Como a Fig. 2.8 mostra, quando uma sollicitação exterior com sentido da gravidade actua sobre um sistema fechado, induz-se uma redução da tracção do cabo estabilizador e um conseqüente incremento de esforço no cabo portante, salientando-se a importância do valor de pré-tensão inicial a dar ao sistema de modo a garantir sempre um esforço de tracção no cabo estabilizador.

O sistema fechado é caracterizado por ser o cabo superior, o estabilizador e o cabo inferior, o portante.

Os elementos de ligação vão fechando os cabos a partir do meio do vão, estando sempre sujeitos a esforços de compressão, daí que estes elementos sejam constituídos por tubos de aço.

Para o sistema estrutural estar completamente estabilizado são necessários elementos transversais de contraventamento. Por esta razão este tipo de estrutura raramente é utilizado.

No sistema misto, o cabo portante e estabilizador intersectam-se em dois pontos, tendo assim, por consequência, uma mistura do sistema fechado com o aberto. Ou seja, enquanto os elementos de ligação dos cabos do fuso central estão sujeitos a esforços de compressão, os externos apenas estão sujeitos a esforços de tracção.

A grande vantagem deste sistema estrutural é o de possibilitar reduzir a altura da ancoragem dos cabos portantes mas, tal como o sistema fechado, mantém a necessidade de um contraventamento transversal.

Nas estruturas que usavam cabos ligados por tirantes verticais, constatou-se ao longo do seu período de utilização (aproximadamente 25 anos) que a malha de cabos deformava facilmente sob acção de cargas assimétricas, tornando assim difícil de executar (e manter as suas características ao longo do tempo) o revestimento da cobertura, principalmente quando o vento actuava, dado que originava uma deformação assimétrica. (Fig. 2.9a).

Em face deste problema de natureza prática, o projectista sueco David Jawerth, propôs a ligação dos cabos portante e estabilizador, por meio de elementos inclinados. A estrutura apresenta assim uma grande eficiência na absorção dos deslocamentos

horizontais, apresentando uma notável rigidez quando em presença de cargas assimétricas. (Fig. 2.9b).

Podem-se obter numerosas configurações geométricas para os sistemas planos de cabos se se combinarem os três tipos de métodos de estabilização com os tipos de ligação entre os cabos portante e estabilizador. Apresentam-se alguns exemplos na Fig. 2.9c.

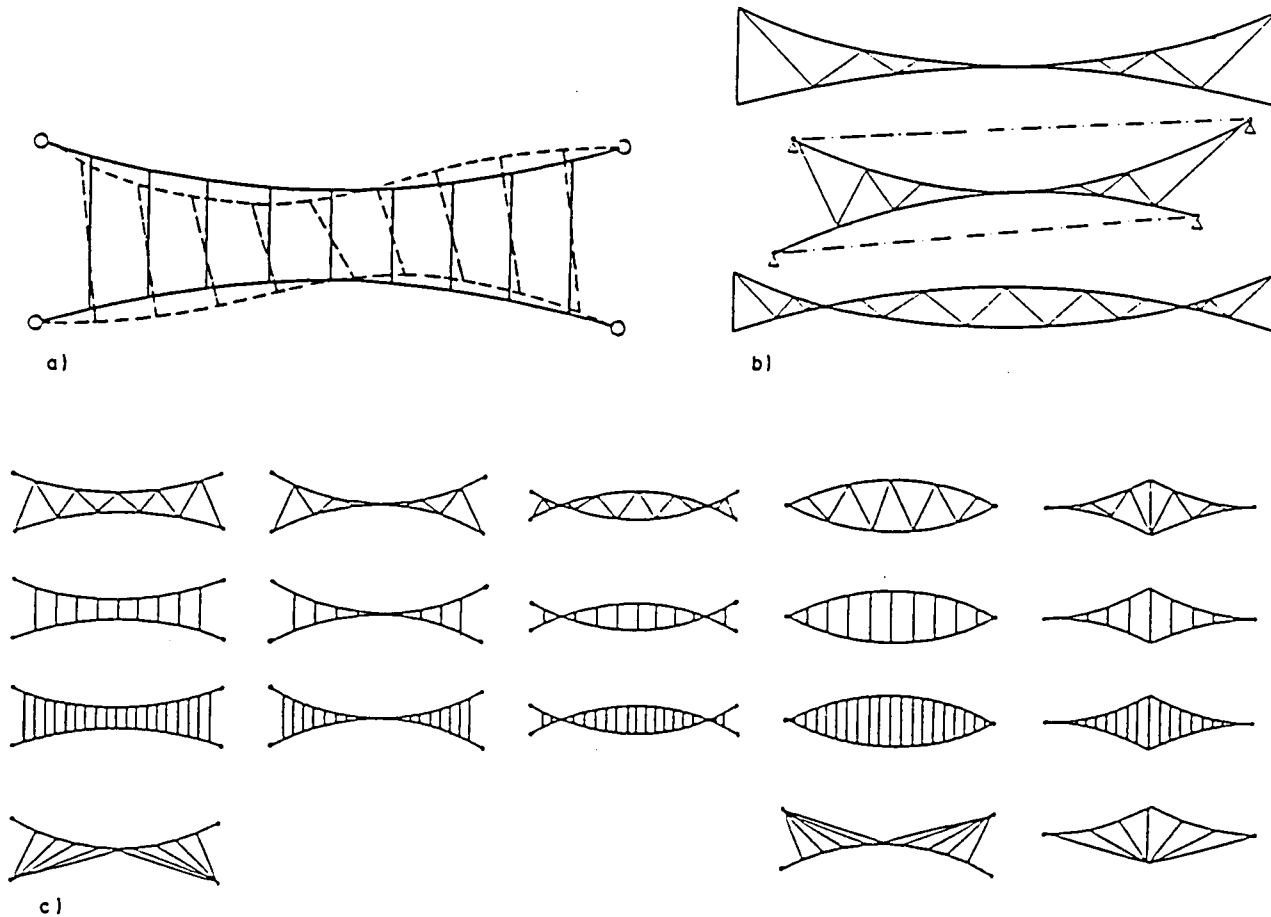


Fig. 2.9 - a) Deformação assimétrica causada pelo vento; b) esquemas correntes utilizados por Jawerth; c) esquema resumido dos sistemas planos de cabos frequentemente adoptados.

2.4.2.2 - Desenvolvimento paralelo de superfícies de cobertura de sistemas planos de cabos

Obtém-se estruturas de cobertura com sistemas planos de cabos fazendo translações com o elemento topológico principal obtendo-se uma cobertura côncava de forma cilíndrica (Fig. 2.10a).

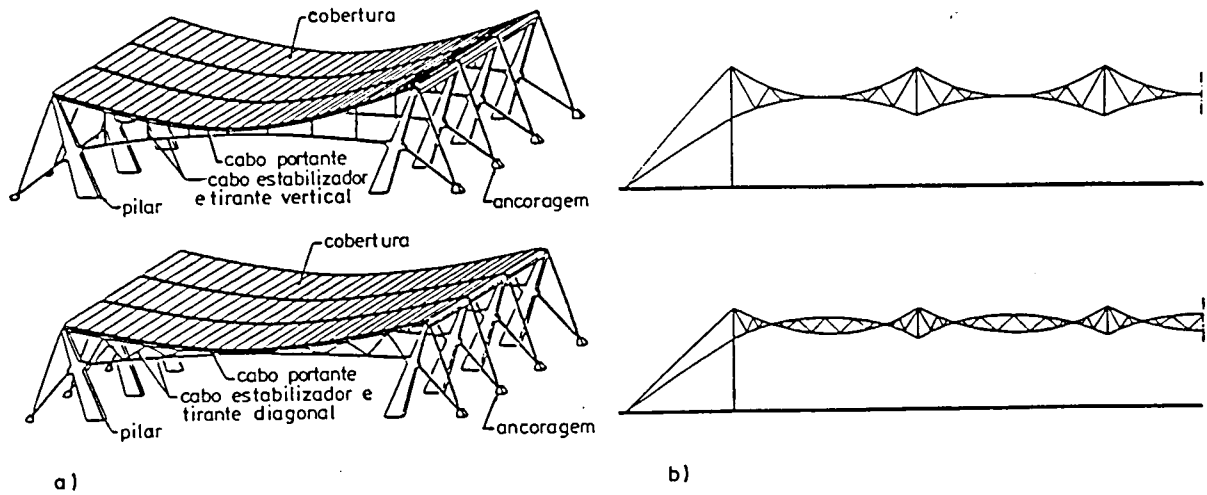


Fig. 2.10 - a) Superfície de cobertura cilíndrica obtida com viga de cabos no sistema aberto com tirantes verticais e diagonais; b) exemplo de disposições em série de vigas de cabos.

Por motivos de drenagem, por vezes, as vigas de cabos apresentam numa das extremidades uma sobre elevação dos pontos de ancoragem podendo-se inclusivamente criar superfícies de dupla curvatura (raciocínio também válido para os sistemas de cabos simples), variando a altura dos pontos de ancoragem das várias vigas de cabos (Fig. 2.11).

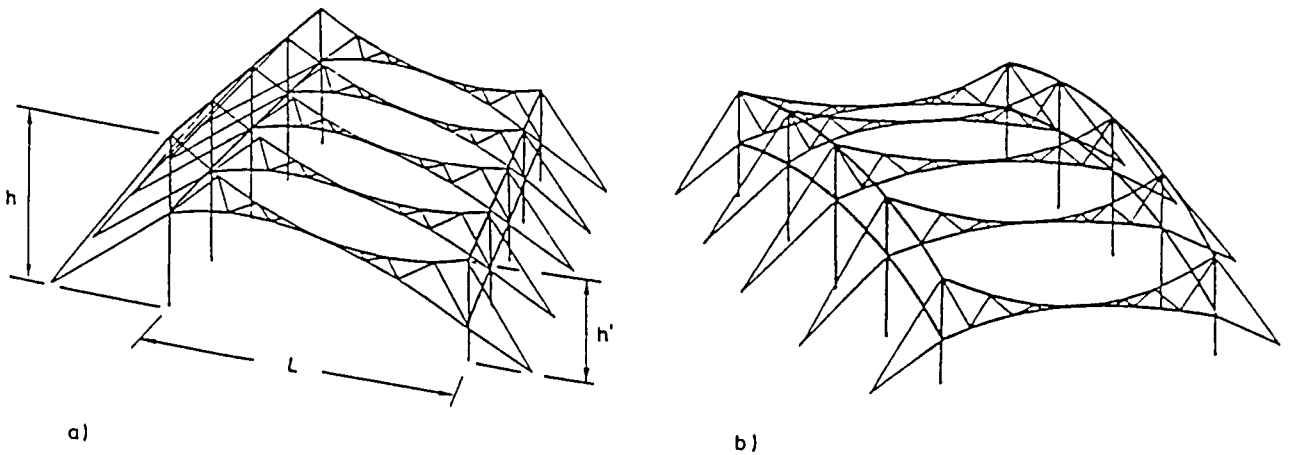


Fig. 2.11 - a) Treliças de cabos com alturas distintas nas duas extremidades; b) superfície de dupla curvatura.

2.4.2.3 - Desenvolvimento radial de superfícies de cobertura de sistemas planos de cabos

As estruturas de cobertura radiais formadas com sistemas planos de cabos obtêm-se dispondo o elemento topológico principal radialmente, necessitando para isso dois anéis (não necessariamente circulares), um interior e outro exterior, sendo os elementos de ancoragem do sistema de cabos. O anel de contorno é suportado por uma estrutura de forma pontual ou contínua e resulta solicitada principalmente a esforços de compressão. Frequentemente, o anel de contorno sujeito a esforços de tracção tem como principal função o de garantir um correcto afastamento entre os cabos portantes e estabilizadores.

A Fig. 2.12 ilustra algumas configurações que mais frequentemente se têm utilizado.

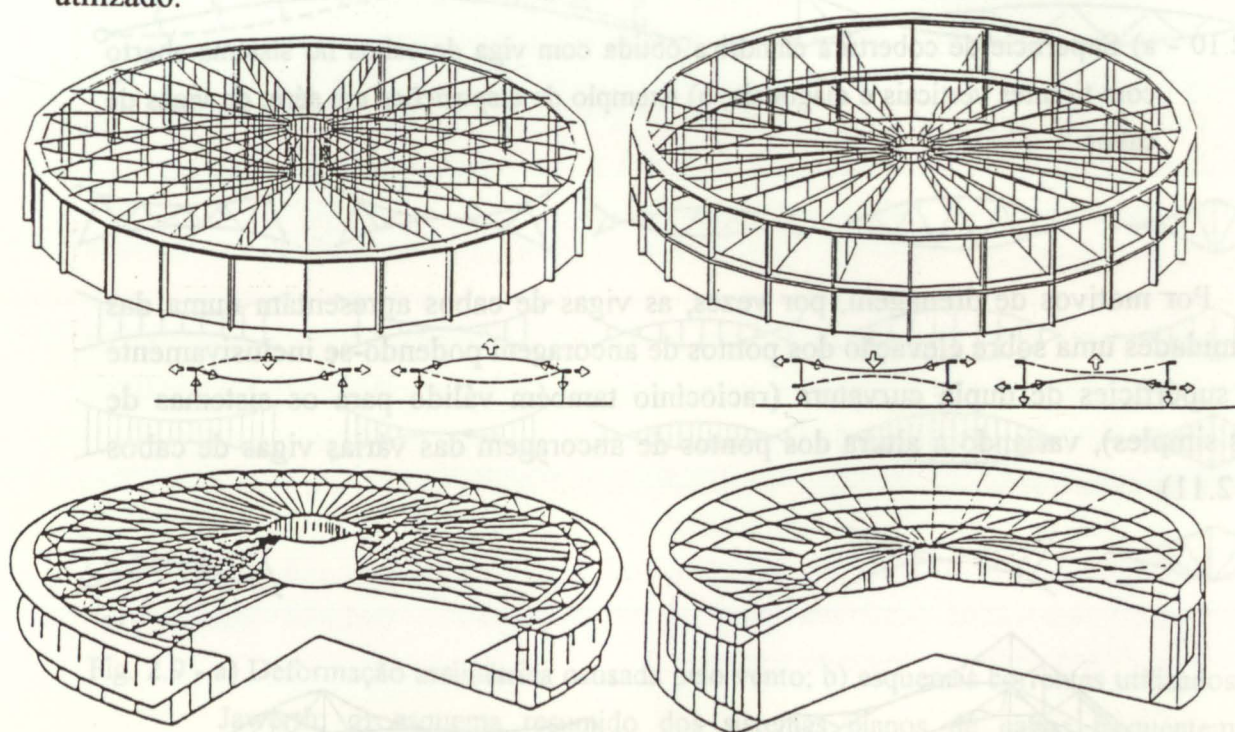


Fig. 2.12 - Algumas topologias de estruturas radiais obtidas com sistemas planos de cabos.

Actualmente, a topologia com disposição radial de sistemas planos tem sido preterida pelo sistema de rede de cabos. Daí a restrição da análise estrutural a este último sistema, nos Capítulos 3, 4 e 5 deste trabalho.

Apresenta-se na Fig. 2.13 disposições paralelas e radiais de sistemas planos de cabos, adoptados em exemplos práticos (com vãos que oscilam entre os 45m e 135m), constituindo em geral esquemas topológicos derivados.

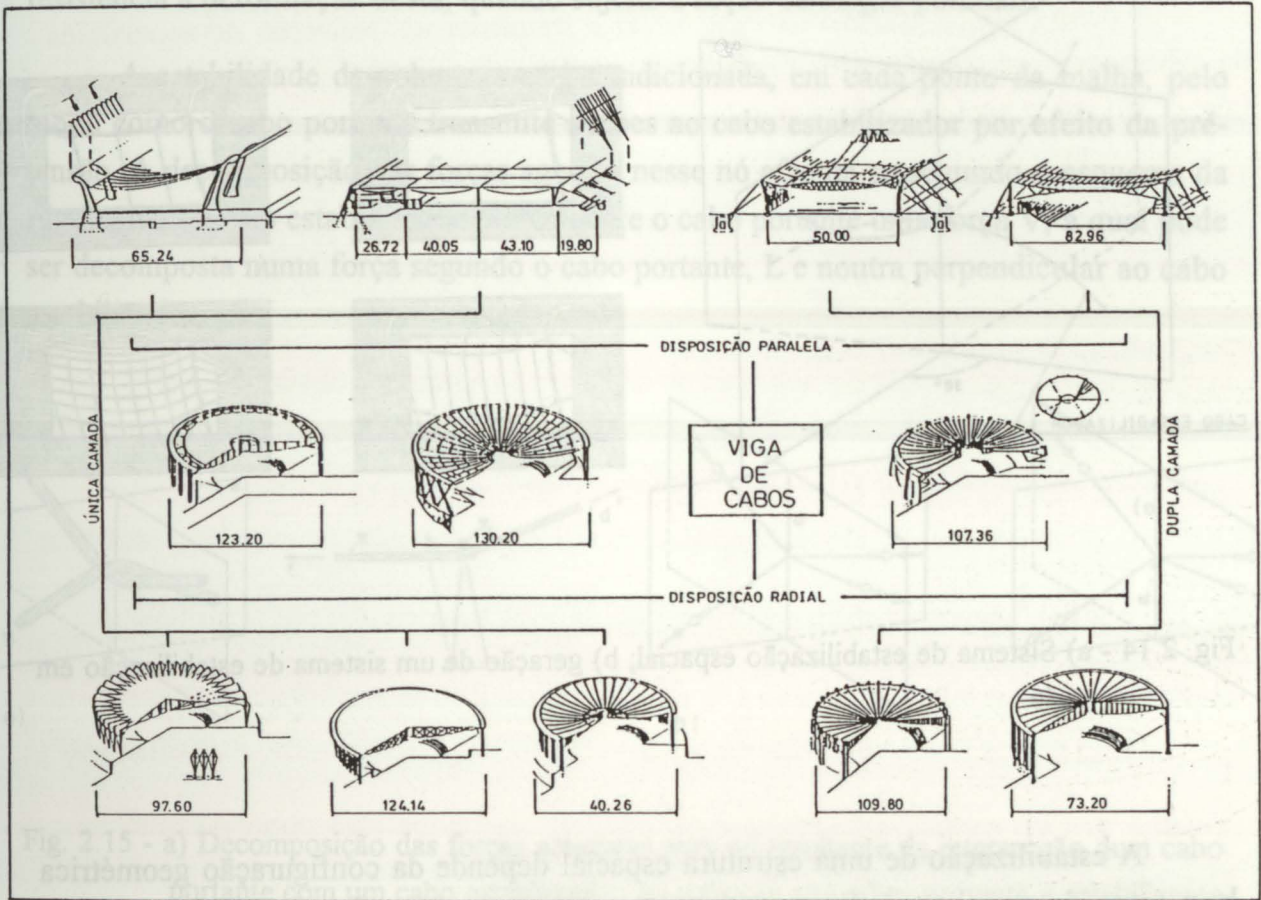


Fig. 2.13 - Topologias adotadas de sistemas planos de cabos.

2.4.3 - Método de estabilização para estruturas espaciais

2.4.3.1 - Considerações iniciais

Um sistema espacial de estabilização é uma consequência directa do espaço disponível. O cabo portante e o cabo estabilizador, não estão localizados no mesmo plano, mas sim em planos verticais distintos os quais se intersectam formando geralmente um ângulo de 90°, tal como se mostra na Fig. 2.14a.

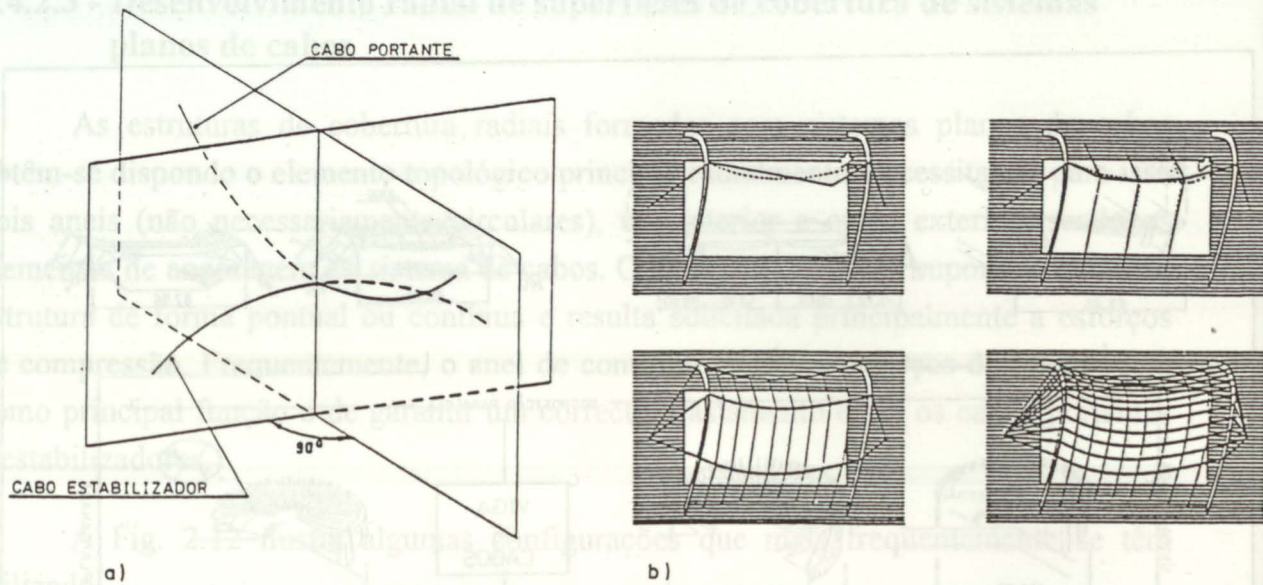


Fig. 2.14 - a) Sistema de estabilização espacial; b) geração de um sistema de estabilização em rede.

A estabilização de uma estrutura espacial depende da configuração geométrica bem como do seu sistema de ancoragem. Em função destes parâmetros, pode-se obter diversas estruturas espaciais.

A configuração geométrica de uma estrutura de cabos suspensos, depende essencialmente do modo como é efectuado o seu carregamento, ou seja, como os esforços gerados por essas cargas são transmitidos aos apoios de forma a obter-se a menor deformação possível.

Para uma melhor compreensão do mecanismo de uma estrutura de rede de cabos, veja-se a Fig. 2.14b.

Quando a cobertura é apenas constituída por cabos dispostos segundo uma só direcção, observa-se que a deformada de um cabo provocada por uma carga isolada é maior e permanece localizada. Se se colocarem cabos estabilizadores transversais, estes, além de tensionar os cabos portantes, amortecem a deformada provocada pela carga pontual. Aumentando o número de cabos estabilizadores, a resistência dos cabos portantes sobre a acção de cargas pontuais é maior. Constata-se assim que, quanto maior for o número de cabos estabilizadores, assim como o de cabos portantes, a

malha da rede de cabos fica mais fechada, trazendo por consequência, um aumento de resistência à deformação desta, quando sujeita à acção de cargas pontuais.

A estabilidade da cobertura está condicionada, em cada ponto da malha, pelo modo como o cabo portante transmite acções ao cabo estabilizador por efeito da pré-tensão. A decomposição das forças agentes nesse nó efectua-se segundo o esquema da Fig. 2.15a. O cabo estabilizador exerce sobre o cabo portante uma força V , a qual pode ser decomposta numa força segundo o cabo portante, L e noutra perpendicular ao cabo estabilizador, Q .

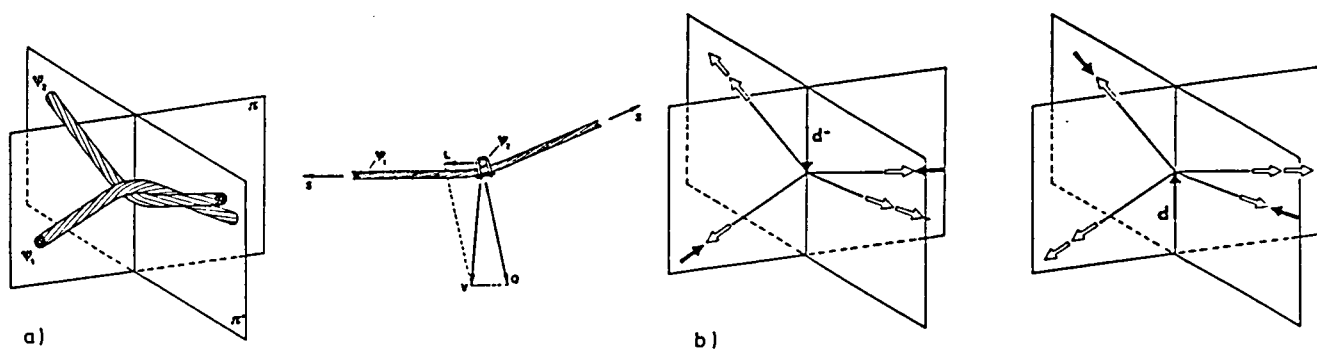


Fig. 2.15 - a) Decomposição das forças actuantes num nó resultante da intersecção dum cabo portante com um cabo estabilizador. b) esforços nos cabos portante e estabilizante sob a acção da carga gravítica e do vento.

Por efeito da força L o cabo estabilizador socorre o cabo portante para assumir o equilíbrio correspondente à acção das forças de pré-tensão.

A acção de uma carga do tipo gravítico no nó induz um acréscimo de tensão no cabo portante e um correspondente decréscimo da tensão no cabo estabilizador. Se a carga fosse devida à depressão do vento, verificar-se-ia o oposto ficando o cabo estabilizador sujeito a um acréscimo de tensão (Fig. 2.15b).

A característica fundamental que é comum à topologia das estruturas estabilizadas por rede de cabos é a dupla curvatura negativa, embora nem sempre seja nitidamente identificada porque, ao contrário dos sistemas planos, estas topologias não podem ser dissociadas da condição geométrica da estrutura de contorno.

2.4.3.2 - O parabolóide hiperbólico

A configuração geométrica mais usual e frequente na definição de superfícies de cobertura é a do parabolóide hiperbólico, também designada por H.P. ou Hyphar (Fig. 2.16) que é uma superfície anticlástica de segunda ordem.

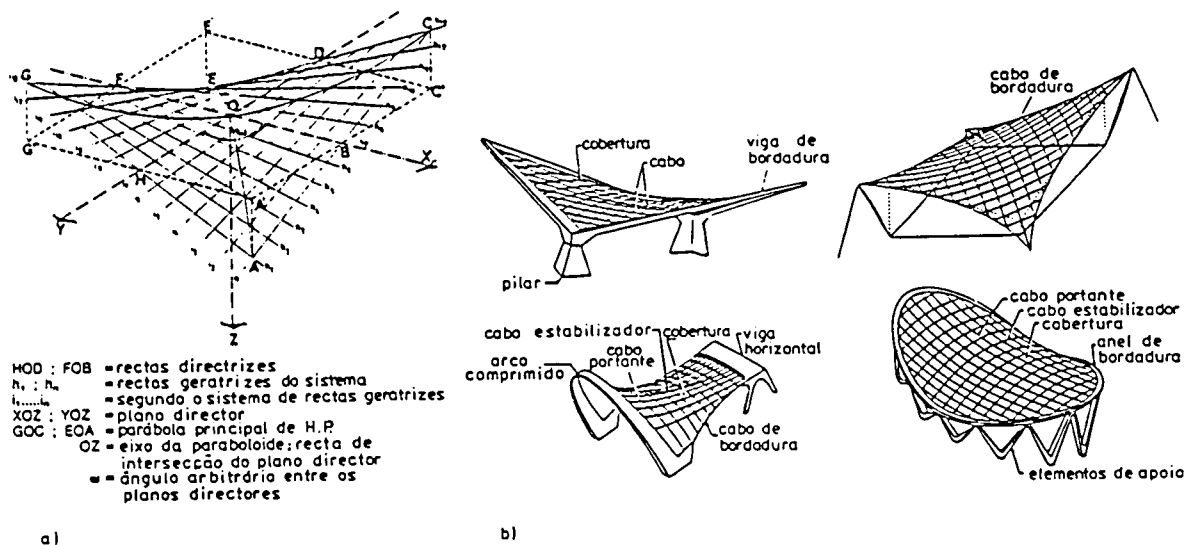


Fig. 2.16 - a) Porção de uma superfície H.P.; b) exemplos de superfícies H.P.

Neste sistema, todos os cabos numa mesma direcção, paralelos a um eixo, têm a forma de uma parábola, sendo a relação $\frac{l^2}{f} = \text{constante}$. Esta relação assegura iguais amplitudes de tensões e forças em todos os cabos portantes quando o carregamento principal dos cabos suspensos é uniformemente distribuído.

Os cabos estabilizadores estão dispostos paralelamente, segundo uma direcção perpendicular à dos cabos portantes, também com a forma de uma parábola. Quando solicitados, transmitem uma carga uniforme aos cabos portantes, e a superfície inicial não muda de forma.

A superfície parabolóide hiperbólica, é assim a melhor superfície de tensão da rede cabos de suspensão.

A equação da parábola-hiperbólica no sistema de coordenadas com origem no centro da superfície é:

$$Z = f_c \frac{x^2}{a^2} - f_s \frac{y^2}{b^2} \tag{2.1}$$

em que os parâmetros têm o seguinte significado:

- f_c - flecha dos cabos portantes;
- f_s - flecha dos cabos estabilizadores;
- a e b - metade dos eixos na direcção do eixo dos x e y ;
- Z - o eixo vertical.

Seccionando a superfície com um plano horizontal obtém-se uma hipérbole, enquanto que, com um plano vertical se obtém uma parábola.

Na Fig. 2.16b mostram-se configurações ortogonais dos sistemas de rede.

Na prática, apenas se utiliza uma porção discreta da superfície infinita H.P. que vem limitada no seu contorno por cabos ou por uma estrutura.

Intersectando esta superfície por planos verticais, horizontais ou por sólidos, obtém-se as mais diversas formas de superfície utilizadas como elementos de cobertura (Fig. 2.17).

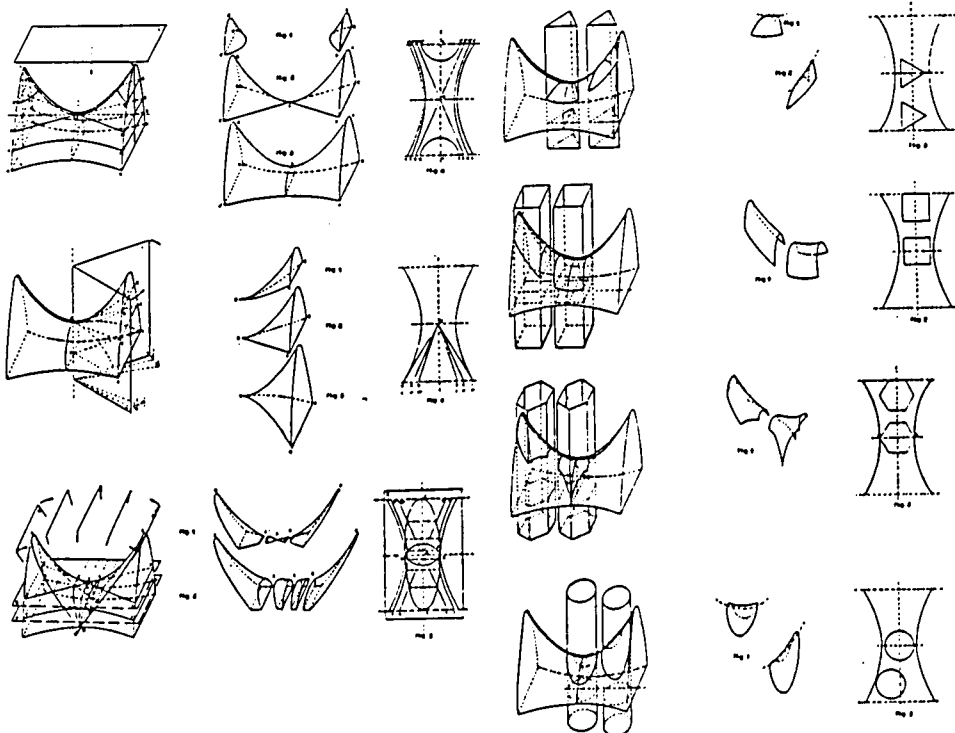


Fig. 2.17 - Secções de um parabolóide hiperbólico.

A superfície H.P. equilátera, obtida segundo o esquema ilustrado na Fig. 2.18a, é limitada por vigas de bordo rectilíneas, prestando deste modo particular às soluções de agregação dando origem a sistemas de "Série", podendo-se assim obter coberturas bastante económicas (Fig. 2.18b).

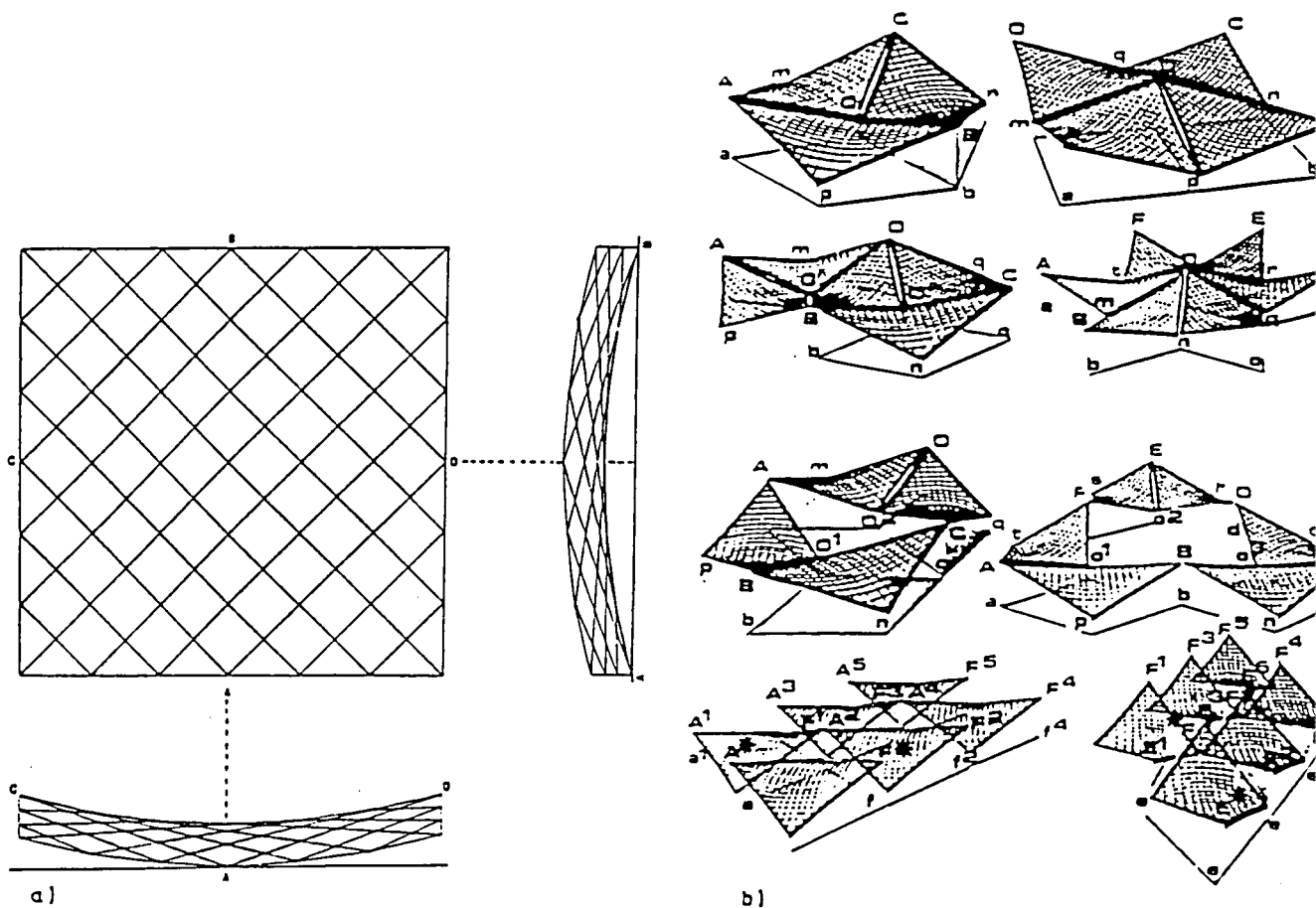


Fig. 2.18 - a) Secção equilátera do H.P.; b) exemplos de disposição em série de H.P.

Os apoios intermédios de contorno que separam duas células consecutivas estão sujeitos a momentos horizontais insignificantes, devido à diferença de carga entre duas células vizinhas, enquanto que as tensões nos cabos principais tendem a igualar-se.

No caso da estrutura de bordo ser uma viga de aço ou de betão armado, ela é suposta estar submetida a esforços de tracção provenientes dos cabos. Na maior parte dos casos recorre-se a essa estrutura de bordo com um andamento curvilíneo dessa estrutura, permitindo que seja solicitada do modo mais vantajoso, isto é, sujeita essencialmente a esforços de compressão, permitindo diminuir a secção resistente e aligeirando a estrutura.

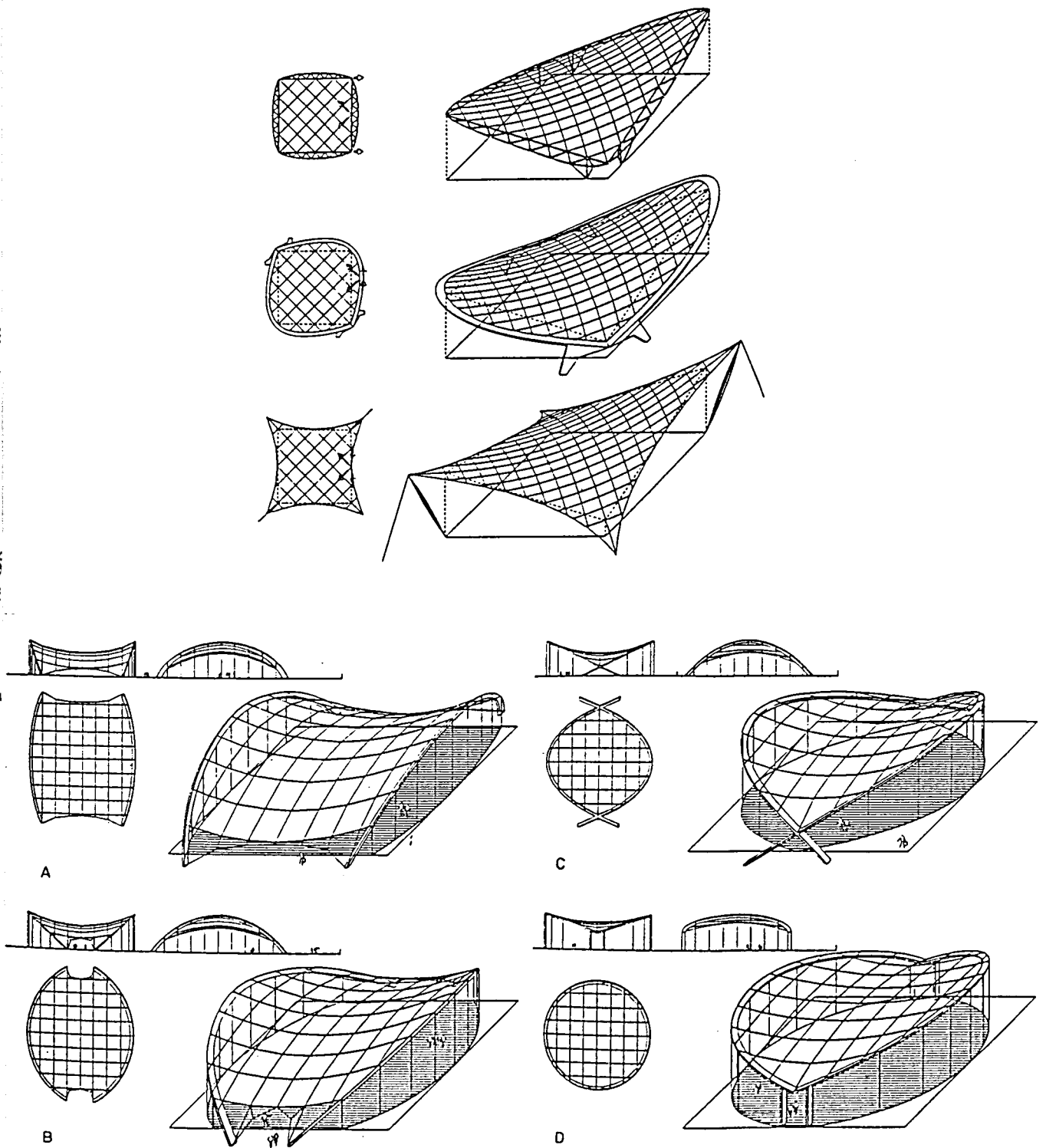


Fig. 2.19 - a) Sistemas de bordos de redes de cabos com curvaturas opostas.

O estudo da forma da estrutura de bordo das superfícies de cobertura H.P. é mais importante do que propriamente o estudo da superfície. Uma superfície limitada por um cabo hiperbólico é mais vantajosa do que limitada por um cabo parabólico, pois permite e garante uma maior rigidez local e geral da rede de cabos. Obtém-se ainda uma melhor distribuição da curvatura na zona de bordo. Os principais tipos de rede que obedecem a estas condições são ilustrados na Fig. 2.19 e a distinção topológica é definida à custa da inclinação dos arcos de bordadura.

A cobertura A é um sistema muito aberto, limitado por uma viga em arco pouco pronunciado. Os cabos portantes são limitados pelo arco rígido enquanto que os cabos estabilizadores são ancorados a um cabo flexível. Na cobertura B a viga tem uma curvatura mais pronunciada e mais inclinada, com a possibilidade de existir uma única fundação para as extremidades dos dois arcos. No caso C dá-se uma intersecção dos dois arcos, dando origem a um sistema fechado. A secção de intersecção dos dois arcos é fortemente comprimida. No sistema de cobertura D, a estrutura de bordo é contínua e neste caso nenhuma força horizontal é transmitida à fundação. A estrutura de bordo quando projectada num plano horizontal dá origem a um círculo.

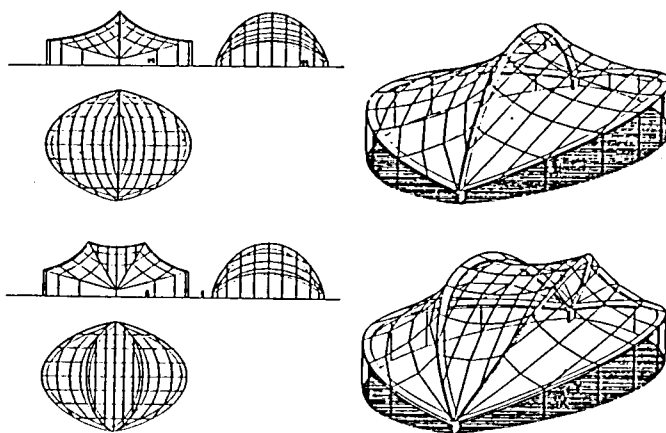


Fig. 2.20 - Rede de cabos com nervuras centrais.

Outro tipo de solução, é o das redes de cabos possuírem nervuras centrais constituídas por vigas em arcos dispostos de diversas formas (Fig. 2.20). Nestas condições, os esforços transmitidos às vigas de bordaduras são reduzidos, podendo esta topologia ser condicionada quando as coberturas estão sujeitas a cargas assimétricas ou quando o seu vão cresce de modo que, na ausência de nervuras centrais, a estrutura de bordo tornar-se-ia muito pesada.

As nervuras centrais estão habitualmente solicitadas à compressão. Exemplos destas estruturas são as coberturas da Universidade Yale, em New Haven, e da Igreja de Rutiglian em Bari.

A malha de uma rede de cabos pode ter diversas formas, desde trama regular ou irregular (Fig. 2.21). A escolha do tipo de malha é condicionada por factores de execução, montagem e económicos tendo em conta o tipo de material da cobertura. A malha mais frequentemente empregue é a quadrangular e triangular.

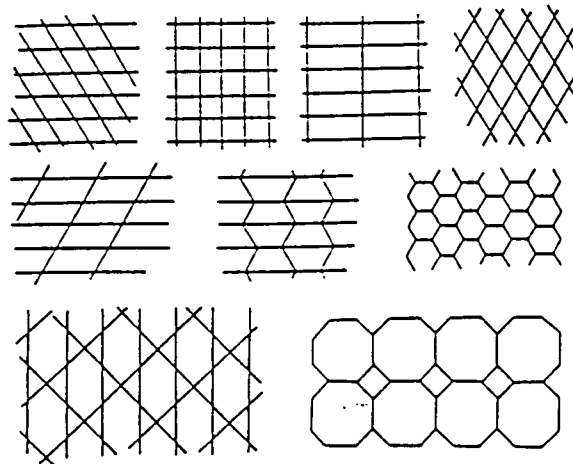


Fig. 2.21 - Alguns exemplos do tipo de malha usado nas redes de cabos.

2.4.3.3 - Configurações livres dos sistemas de rede

Por razões arquitectónicas e estéticas, as redes de cabos podem possuir formas indefinidas analiticamente (cujo exemplo mais significativo é o Parque Olímpico de Munique, 1972). Estas superfícies, em geral, têm origem na tradicional tenda de abrigo. Este tipo de superfície é hoje em dia muito empregue, uma vez que os materiais de cobertura que se dispõem são mais resistentes que as telas tradicionais .

O esqueleto estrutural destas tendas é constituído por cabos de alta resistência, capazes de suportar elevados esforços, permitindo assim cobrir grandes vãos. A superfície é limitada por cabos de bordo. Os vértices das tendas são, geralmente, reforçados através de um dos métodos ilustrados na Fig. 2.26.

Simultaneamente, o elemento de suporte rígido, perimetral e contínuo é, em parte ou na totalidade, substituído por elementos estruturais de ancoragem isolados, porventura interiores à cobertura.

Apresenta-se na Fig. 2.22 um conjunto de soluções esquemáticas de superfícies utilizando o parabolóide hiperbólico e outras de forma livre, algumas das quais correspondentes a aplicações concretas.

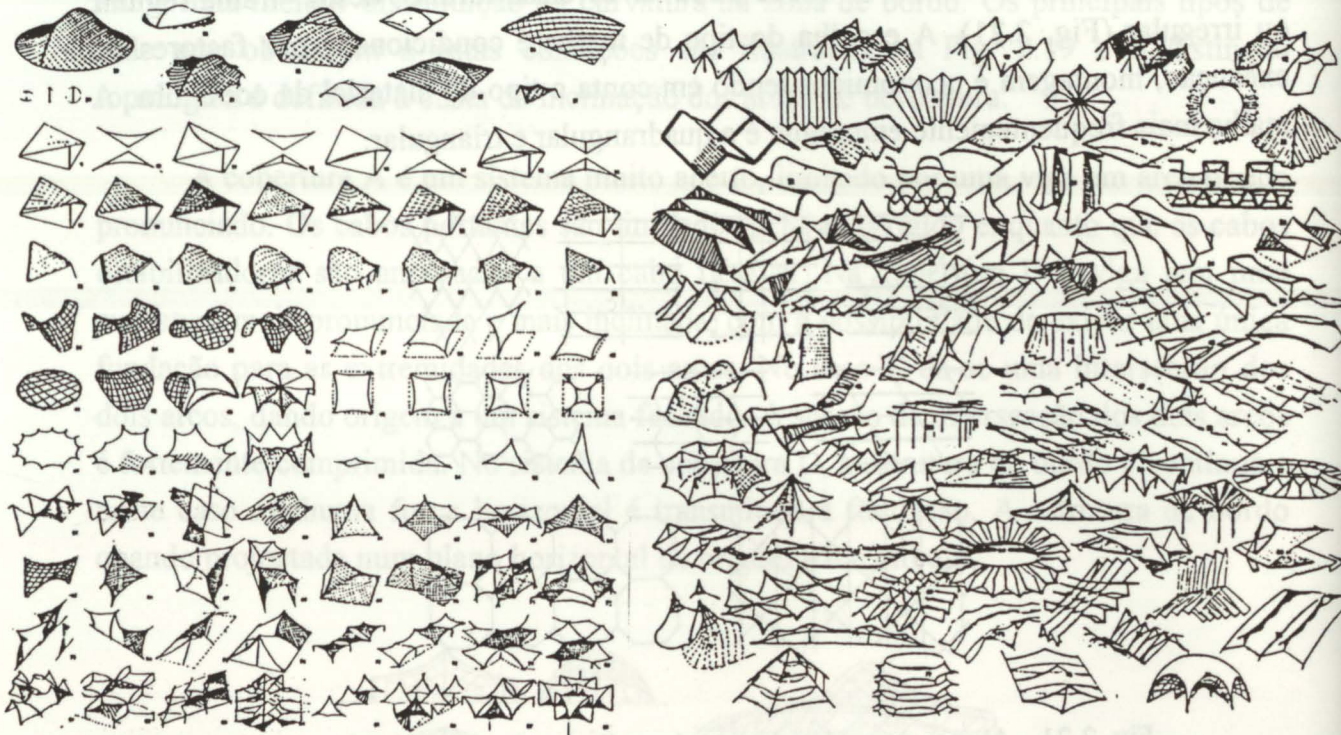


Fig. 2.22 - Esquemas de soluções de sistemas planos, de rede e membrana.

2.4.3.4 - Configurações de rede de cabos com dupla camada

A superfície obtida para o extradorso e intradorso de uma cobertura pode ser convexa ou côncava (Fig. 2.23).

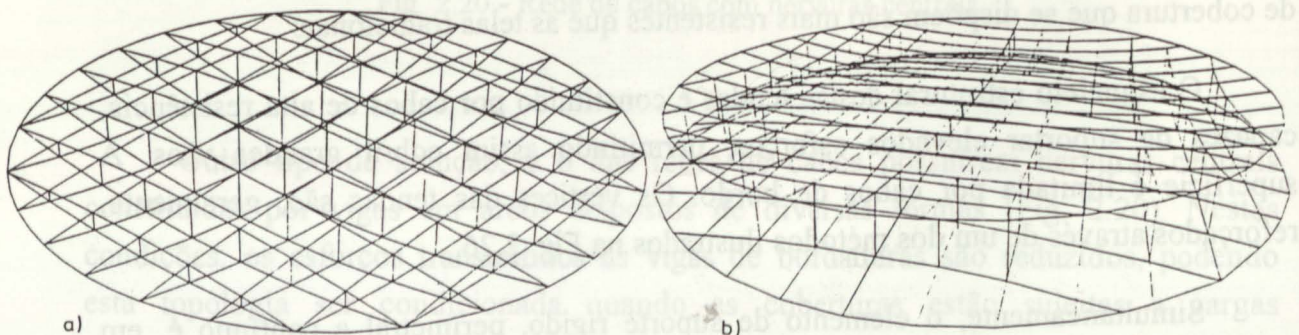


Fig. 2.23 - Rede de cabos com dupla camada: a) convexa; b) côncava.

A escolha deste tipo de rede de cabos deve-se, em geral à consideração dos seguintes aspectos:

- a) - ausência duma estrutura central para ancoragem dos cabos, representando um aligeiramento da estrutura na zona em que é mais sensível ao carregamento;
- b) - permite uma melhor distribuição dos cabos, logo uma superfície de membranas mais uniforme quando esta possui uma topologia radial;
- c) - a possibilidade da transmissão de esforços de membrana à viga de bordadura, uniformemente distribuídos;
- d) - poder utilizar uma malha triangular o que permite obter uma maior rigidez conjunta da estrutura anel de bordadura-rede de cabos;
- e) - a eliminação de uma série de problemas de projecção, execução, transporte e montagem da estrutura central típica de uma rede de topologia radial de sistemas planos.

A topologia que prevê uma dupla camada de malha triangular com elementos comprimidos verticais é aquela que garante uma distribuição mais uniforme das forças de ancoragem no anel de bordadura.

Em coberturas que vencem vãos modestos têm-se empregue estruturas com funcionamento misto de tensão-compressão, designadas por "tensegrity". A característica fundamental deste tipo de estrutura, é que em cada nó, apenas pode existir um só elemento de compressão. A Fig. 2.24 mostra um exemplo deste tipo de estrutura.

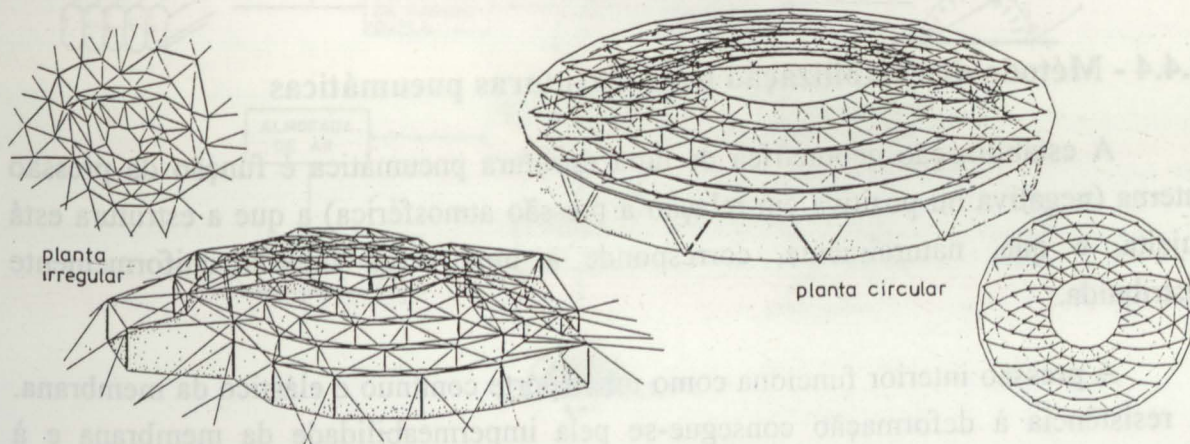


Fig. 2.24 - Exemplo de uma estrutura "TENSEGRITY".

Este tipo de estrutura é constituído por uma rede de cabos e barras à compressão, com as suas extremidades ligadas aos nós da rede.

A estabilização da rede é feita pela pré-tensão das barras intercaladas na rede de cabos. A pré-tensão pode ser obtida também através de um aumento das barras ou por um encurtamento de alguns cabos.

As barras estão dispostas de modo que, quando a cobertura esteja sob pré-tensão, estas não se toquem directamente umas às outras.

Neste tipo de estrutura pode-se definir as mais diversas configurações modelares utilizando diferentes topologias de malhas de rede de cabos.

O custo das estruturas "tensegrity" é elevado devido, quer ao material empregue, quer à mão de obra requerida. Mas através da fabricação de módulos, os quais permitem uma facilidade de transporte, pode-se reduzir substancialmente o seu custo. Os elementos de ligação são do mesmo tipo que os utilizados nas redes de cabos. As fundações deste tipo de cobertura são simples, não sendo necessárias as ancoragens de cabos ao terreno pois as coberturas são estabilizadas por pré-tensão.

Comparando este tipo de estrutura, com as referidas nos pontos anteriores observa-se que as coberturas formadas por estruturas "tensegrity" poderão ser, para pequenos vãos, mais apropriadas, uma vez que as redes de cabo são, em geral, muito complexas e gastam muito material ao longo dos bordos, necessitando por vezes de outro tipo de estrutura, enquanto estas, não precisam de estruturas de ancoragem nos bordos das estruturas. No entanto, as barras de "tensegrity" são mais difíceis de fabricar do que os cabos constituintes de uma rede de cabos.

2.4.4 - Método de estabilização para estruturas pneumáticas

A estabilização geométrica de uma estrutura pneumática é função da pressão interna (negativa ou positiva em relação à pressão atmosférica) a que a estrutura está sujeita, e que, naturalmente, corresponde a uma carga interna uniformemente distribuída.

A pressão interior funciona como um suporte contínuo e elástico da membrana. A resistência à deformação consegue-se pela impermeabilidade da membrana e à tensão de tracção a que está submetida.

Este tipo de estrutura obriga a que haja um contínuo dispêndio de energia.

O elemento resistente é assim, para este tipo de estruturas, a membrana e o sistema de pressurização.

As superfícies das estruturas pneumáticas são, em geral, sinclásticas embora possam ocorrer formas anticlásticas nas junções entre superfícies sinclásticas contíguas.

Refira-se contudo, que a estrutura do material para a membrana condiciona e permite outras topologias das estruturas pneumáticas.

A relação intrínseca das estruturas de membrana com as formas naturais torna possível uma verdadeira integração com a paisagem.

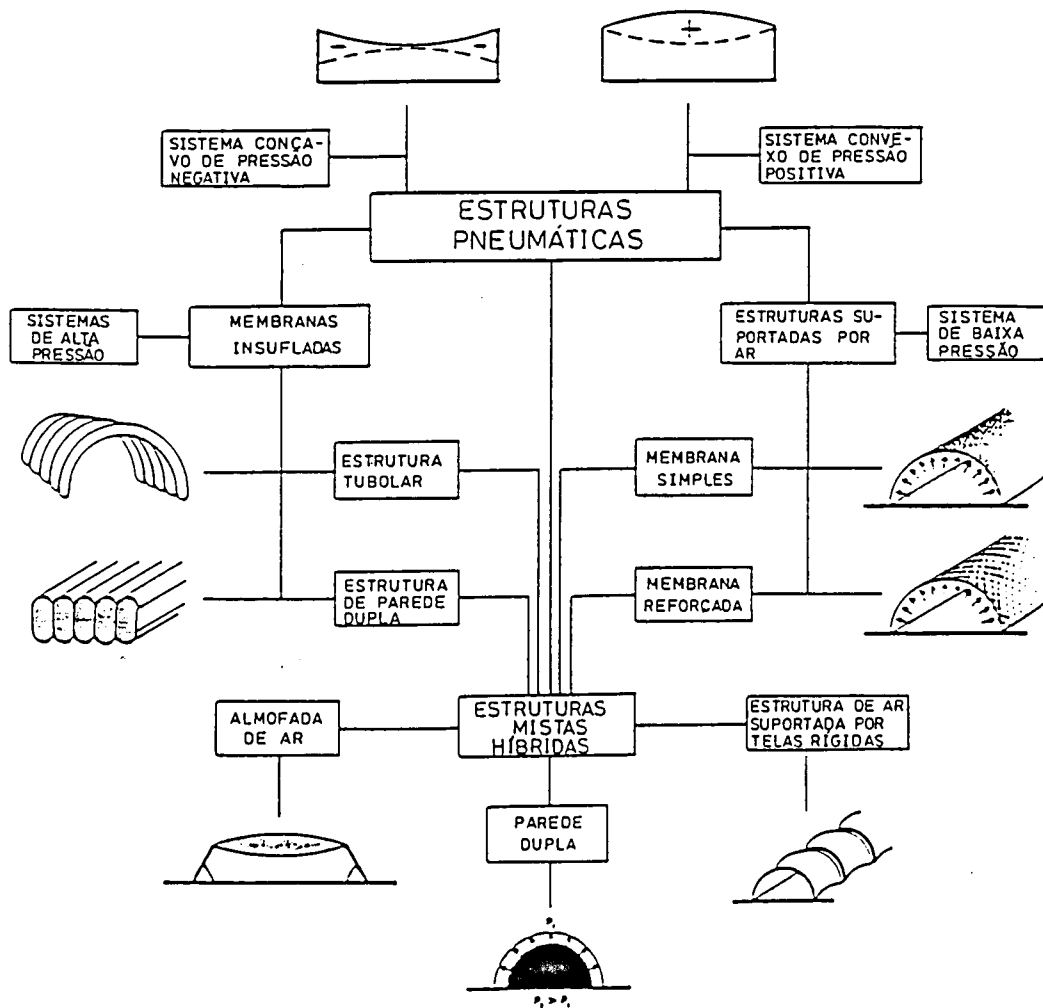


Fig. 2.25 - Classificação das estruturas pneumáticas.

As estruturas pneumáticas podem ser classificadas inicialmente em três grandes grupos: as estruturas de uma membrana, também designadas por sistemas de baixa pressão, e membranas insufladas, ou sistemas de alta pressão. Podem ainda considerar-se sistemas híbridos dos anteriores com estruturas de suporte rígidas. As primeiras englobam aqueles cujo espaço utilizável é pressurizado.

As estruturas pneumáticas são definidas e classificadas como mostra a Fig. 2.25.

As membranas podem ser ou não reforçadas com um sistema de cabos, sendo possível conseguir-se o abaixamento da estrutura, o que permite obter benefícios estruturais tornando-a menos sensível à acção do vento ou benefícios de utilização como o melhoramento acústico.

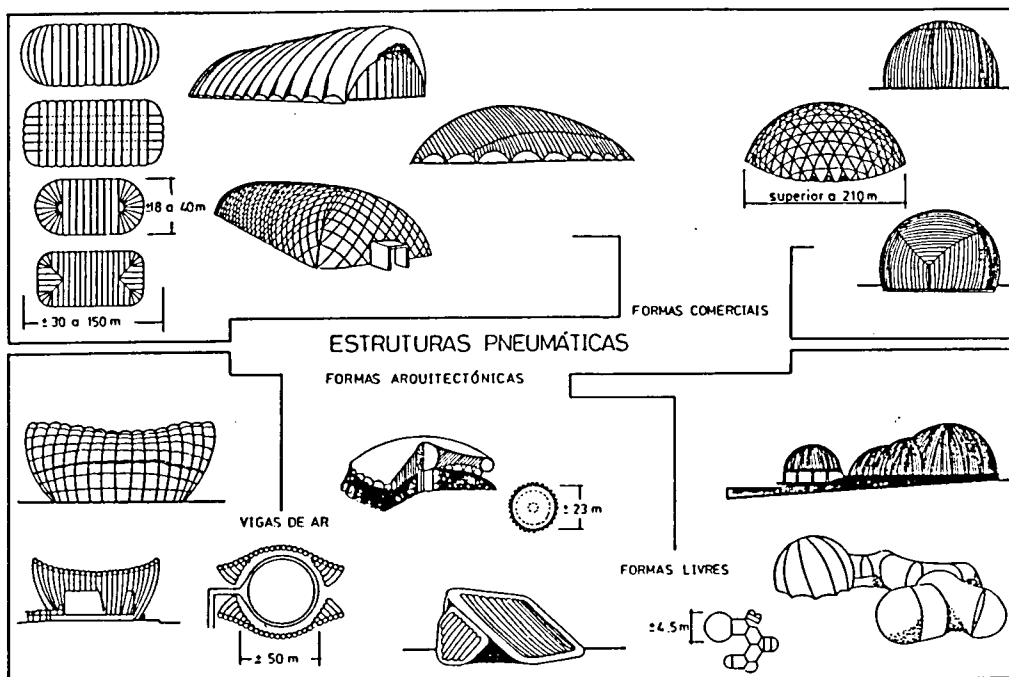
Por intermédio de pontos de apoio intermédios das membranas (na zona central), reduz-se o raio de curvatura e por consequência as tensões de membrana (ver Fig. 2.26c).

Nas estruturas suportadas por ar o valor da pressão interna depende das condições de vento, da possível carga devida à neve, da dimensão da estrutura e da sua estanqueidade: permeabilidade da membrana e ligação com a base, tipo e número de portas e janelas e exigência dos elementos ventiladores, cujo número mínimo é de dois.

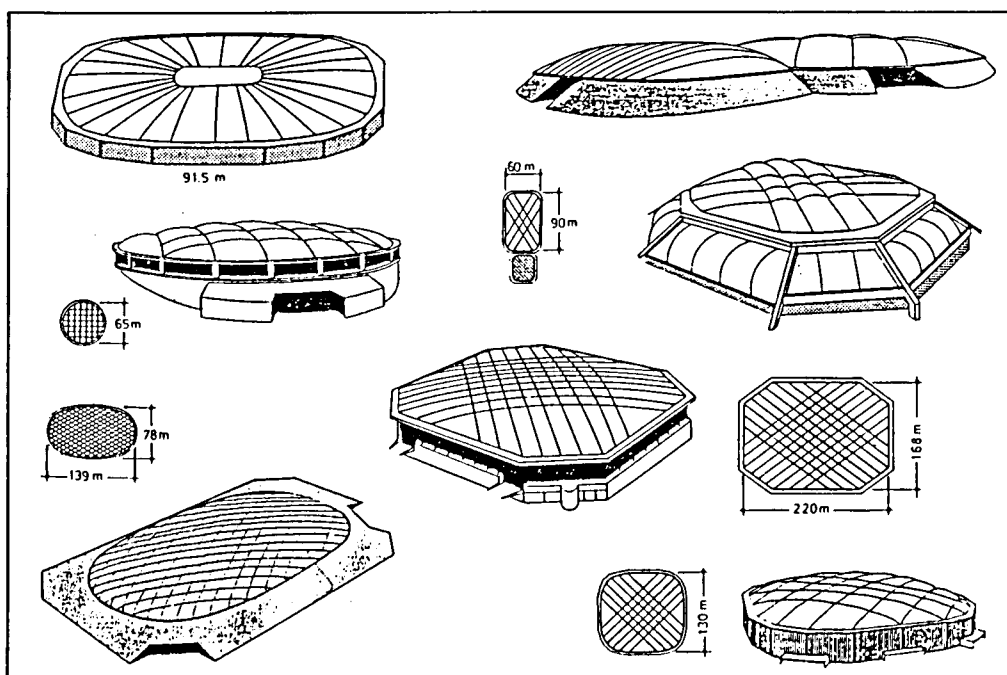
Nos pontos de concentrações de tensões, como na vizinhança de aberturas ou no local de ligação da membrana a elementos estruturais rígidos devem-se tomar precauções especiais no reforço da membrana e na estanqueidade das juntas quando necessárias.

O sistema estrutural das estruturas de ar insuflado consiste em membranas fechadas pressurizadas, que formam elementos com capacidade de transmitir solicitações para os elementos de suporte por compressão e flexão. O princípio mecânico é semelhante ao de betão pré-esforçado mas, a tensão induzida é neste caso de tracção.

A Fig. 2.26 ilustra exemplos de estruturas suportadas por ar, constituídas por membranas simples e membranas reforçadas.



a)



b)

Fig. 2.26 - a) Perfis topológicos convencionais das estruturas de simples membrana; b) exemplos de estruturas de grande vão e de grande curvatura.

Os exemplos mostrados na Fig. 2.26b apresentam um anel horizontal comprimido cuja forma, ou corresponde à solução clássica em regime de membrana para um campo de forças uniforme e direcção ortogonal, ou, para construções com planta rectangular, torna-se conveniente configurar o anel como uma super-elipse cuja definição é dada pela expressão:

$$\left[\frac{x}{a} \right]^m + \left[\frac{y}{b} \right]^m = 1 \quad (2.2)$$

Este esquema da viga de bordadura é a mais utilizada nas actuais realizações mais importantes. Mostra-se na Fig. 2.27 uma família de super-elipses.

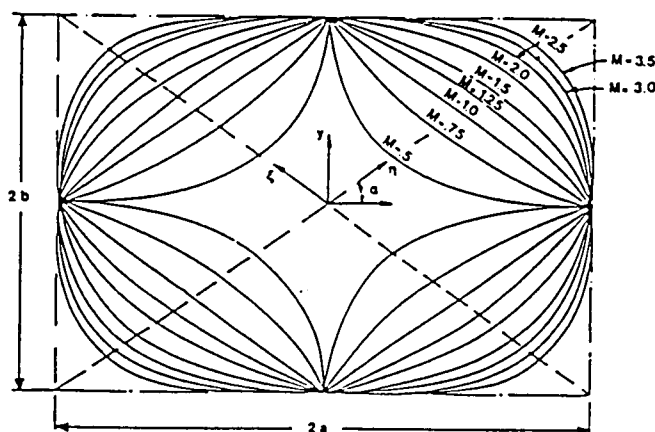


Fig. 2.27 - Uma família de super-elipses.

Verifica-se que as estruturas suportadas por ar são as mais frequentemente usadas podendo-se afirmar que o mérito do seu emprego reside no reduzido tempo de execução e montagem e no seu custo inicial.

2.4.5 - Método de estabilização para estruturas de membrana

Supondo que uma rede de cabos da cobertura possui uma malha muito fechada de tal modo que pareça uma membrana contínua, obtém-se uma estrutura do tipo indicado na Fig. 2.28.

Se a membrana for constituída por um material fisicamente contínuo (tecido sintético, poliéster revestido de PVC), impermeável e resistente à acção das cargas directamente aplicadas, é possível criar uma estrutura resistente.

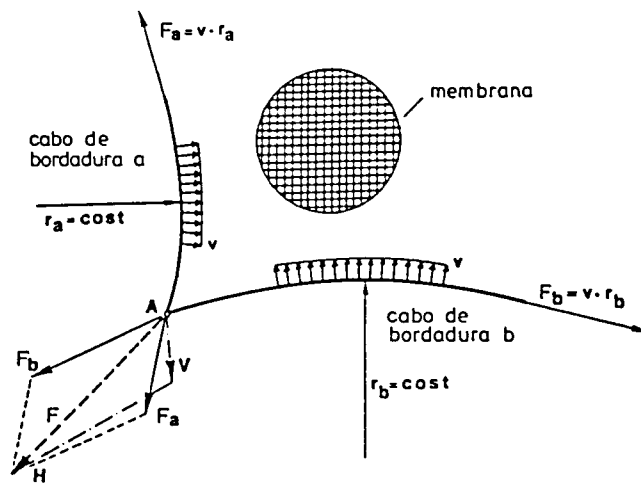
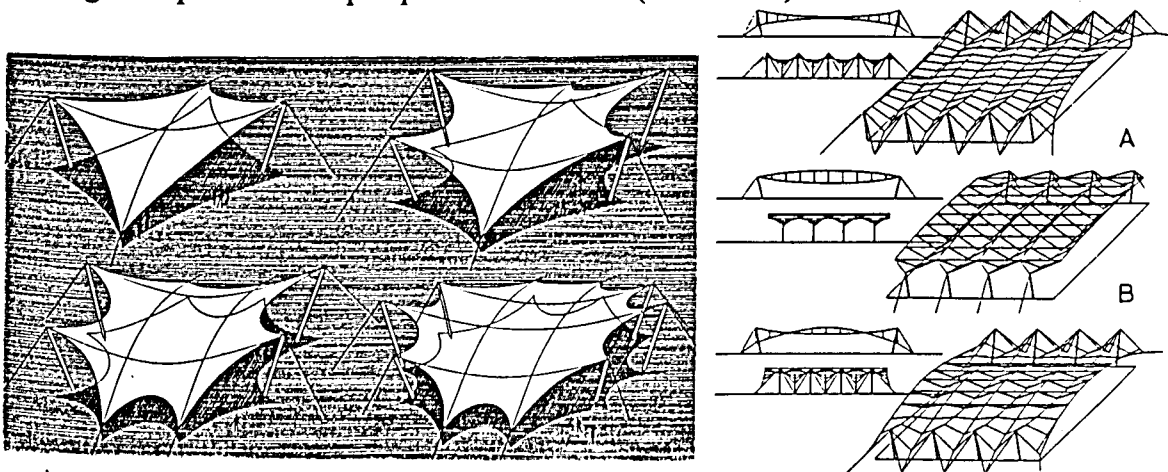


Fig. 2.28 - Mecanismo de estabilização de uma membrana limitada por cabos de bordo.

Este tipo de estrutura é por vezes designada por "estrutura de tenda" ou "cobertura em vela".

Quando se utilizam membranas sintéticas neste tipo de estruturas apenas se podem construir coberturas de pequeno vão e de carácter temporário ou semi-permanente. No caso de terem de vencer grandes vãos é necessário reduzir o emprego da membrana introduzindo redes de cabos de suspensão. Neste caso o material de membrana tem uma função estrutural secundária e assume o papel de cobertura.

Na Fig. 2.29a, apresentam-se estruturas de membrana podendo-se observar que o tipo de tratamento de bordo é o de concentrar os esforços em elementos discretos de ancoragem representados por pilares e tirantes ("cavalete").



a) Fig. 2.29 - a) Exemplos de estruturas de membrana; b) sistemas de superfícies onduladas.

Na Fig. 2.29b mostra-se sistemas de superfícies onduladas recorrendo-se a elementos de compressão, nos exemplos B e C, para o contraventamento correspondendo sistemas aberto e misto, respectivamente.

Os sistemas construtivos cabo-membrana têm-se revelado um óptimo compromisso funcional-económico para um grande número de aplicações.

Em estruturas do tipo permanente, as membranas podem ser metálicas (aço, aço inox, alumínio).

2.5 - SISTEMAS DE ANCORAGEM

2.5.1 - Sistemas planos

As coberturas de cabos, além de serem classificadas segundo a sua flexibilidade, a acção do seu peso próprio e método de estabilização, são também relacionadas pelo tipo de ancoragem a que os cabos estão sujeitos, uma vez que tem um papel preponderante no equilíbrio de um dado sistema estrutural. Existem fundamentalmente três tipos de ancoragem para sistemas de cabos isolados ou sistemas planos: coluna cantilever (pilar em consola), o cavalete e a viga de bordadura horizontal (Fig. 2.30).

O sistema de ancoragem mais elementar é o representado por uma consola, embora resulte em geral pouco económica pois está sujeita a esforços de flexão (não existem cabos de ancoragem) acarretando custos acrescidos nos elementos de fundação.

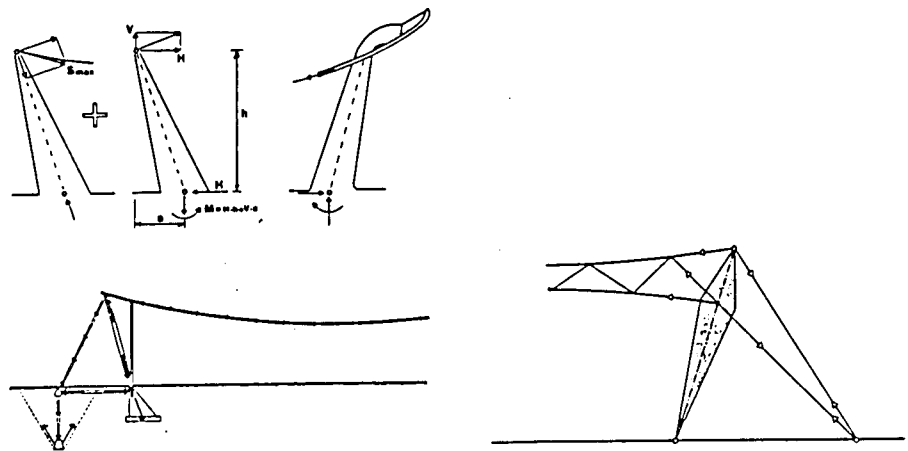


Fig. 2.30 - Sistemas de ancoragem de cabos.

Outro tipo de sistema de ancoragem muito utilizado é o "cavelete", constituído por um pilar vertical ou inclinado e um tirante ancorado ao terreno.

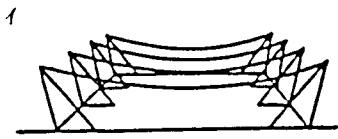
Os esforços de tracção desenvolvidos no cabo são absorvidos pelo tirante e o pilar, e decomposto à cota zero do terreno segundo duas direcções, horizontal e vertical. Na extremidade do tirante ancorado a força vertical é absorvida pelo tirante ancorado em profundidade, enquanto a força horizontal é transmitida à fundação do pilar. O pilar transmite duas componentes de força absorvidas em conjunto por uma fundação apropriada.

A fundação é dimensionada em função da carga mais desfavorável (normalmente, a acção da neve mais o peso próprio) actuantes sobre o cabo portante. Em casos particulares, dependendo das características da fundação de projecto, pode por vezes evitar-se o bloco de fundação correspondente ao tirante ancorado optando-se por:

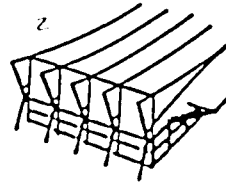
- a) - ancorar o cabo de contraventamento a uma estrutura de construção tradicional;
- b) - ancorar o cabo a um anel circular ou elíptico;
- c) - ancorar o cabo à estrutura da tribuna, no caso de um estádio ou de um palácio de desporto.

A fim de otimizar o dimensionamento da estrutura de ancoragem é importante considerar a influência da distância entre o tirante e o pilar à cota zero do terreno, assim como o ângulo que este forma, com o tirante externo. Pode-se construir um diagrama dos esforços de tracção em função da distância dos blocos de ancoragens, concluindo-se naturalmente que, o esforço de tracção no tirante e compressão no pilar diminui com o aumento da distância, permitindo um dimensionamento mais correcto daqueles blocos.

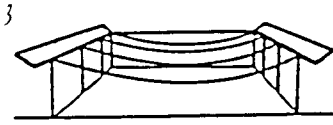
Apresenta-se na Fig. 2.31 um conjunto de soluções adoptadas em estruturas de bordo e de ancoragem.



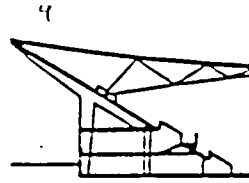
Série de robustos pilares com o objectivo de absorver os momentos na fundação. Limita o espaço interior.



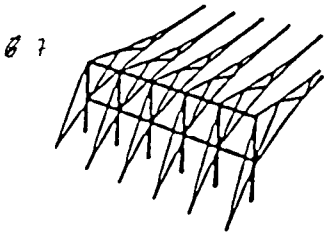
Ancoragem dos cabos numa estrutura exterior. É o esquema adoptado quando é impossível ancorar com tirantes. O custo estrutural aumenta devido aos esforços de flexão.



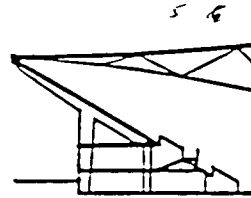
Viga de bordo ligada às extremidades dos pilares e apenas sujeita a esforços de flexão. Descarrega sobre a parede de forma a estar sujeita a esforços de compressão.



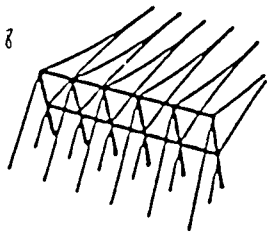
Neste caso existe colaboração estrutural da bancada. Este sistema pode ser adoptado com conveniência na construção de estádios em que a bancada participe com o seu peso próprio no equilíbrio dos tirantes de ancoragem.



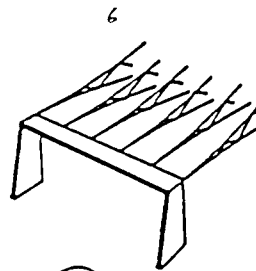
Ancoragem pontual. Os esforços dos cabos principais são absorvidos pelo solo num único ponto.



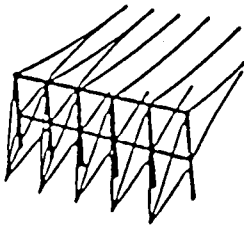
Este sistema é uma variante do precedente. Adopta-se geralmente para coberturas do tipo circular ou oval, podendo ainda ser utilizado quando os cabos se dispõem paralelamente.



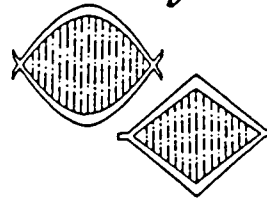
Elementos de ancoragem paralelos com escora inclinada. É possível combinar este esquema com o precedente.



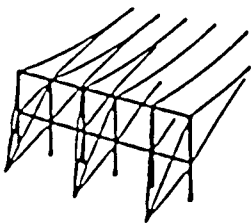
Esquema variante do anterior com uma viga de bordo na qual confluem os dois cabos principais.



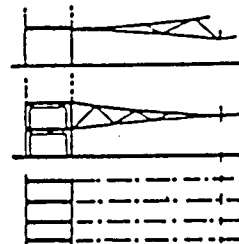
Ancoragem com disposição dos tirantes em "V". O sistema permite, por consequência, o contraventamento.



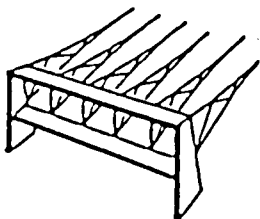
Vigas de bordo não coplanares e suspensas por pilares ao longo do perímetro da construção. O sistema de ancoragem trabalha por contrabalanço. Dimensionando criteriosamente a estrutura de bordo é possível reduzir ao mínimo os esforços de flexão.



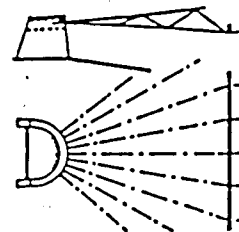
Ancoragem pontual na qual apenas confluem esforços devido a dois cabos portantes e dois cabos estabilizadores. O sistema permite o contraventamento.



Sistema que prevê a ancoragem dos cabos principais à construção previamente existente, ou predisposta para tal objectivo. Esta solução prevê uma disposição paralela dos cabos.



Bordos realizados com elementos rígidos aos quais vêm ancorar os cabos portantes e estabilizadores.



"Torre de ancoragem" com cabos convergentes.

Fig. 2.31 - Exemplos de estruturas de bordo e ancoragem.

2.5.2 - Sistemas espaciais

Podem-se definir basicamente mais dois tipos de sistemas de ancoragem, embora de utilização corrente nos sistemas espaciais: paredes ou vigas com eixo não plano inclinadas ou verticais e formas específicas de contorno para determinados sistemas.

Não são necessários elementos de ancoragem para transmitir esforços horizontais se se utilizarem anéis equilibrados com o sistema estrutural, como por exemplo os anéis de compressão (em situações de cargas simétricas deverão ter uma forma do funicular correspondente para que o esforço dominante seja o de compressão).

Suportes com formas complexas poderão ser utilizados em estruturas anticlásticas como os mencionados na sequência.

Tal como nos sistemas planos, as fundações terão que estar dimensionadas para fazer face às componentes verticais e horizontais devidas a solicitações exteriores ou à pré-tensão inicial.

As diferentes maneiras nas quais as fundações ou ancoragens ao solo podem suportar aquelas componentes são indicadas na Fig. 2.32, tal como outras considerações gerais.

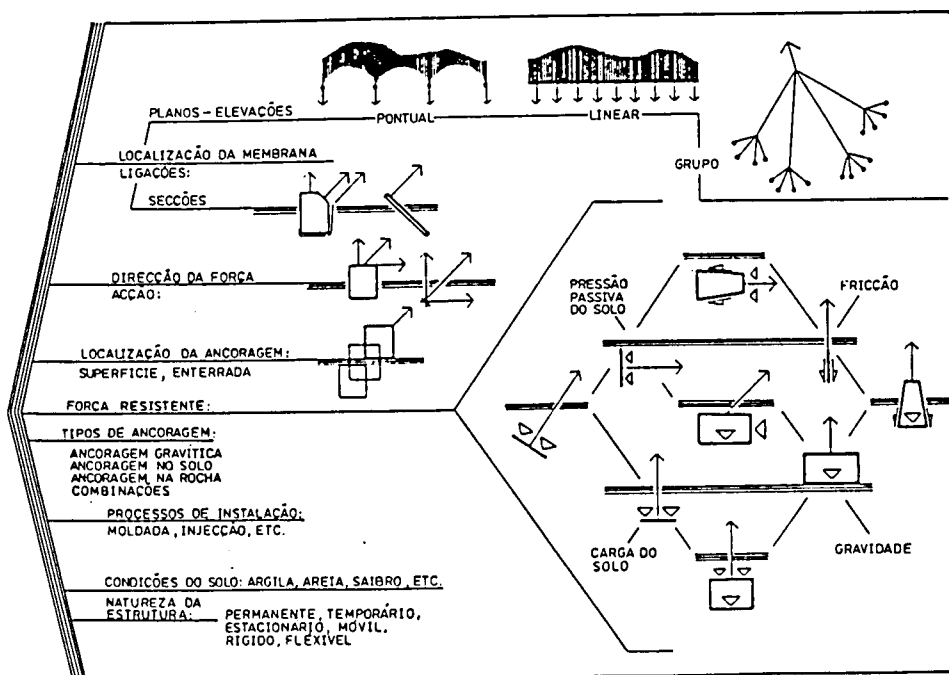


Fig. 2.32 - Princípios do funcionamento das fundações.

As reacções verticais podem ser resistidas pelo efeito de gravidade (tal como o peso próprio da fundação, balastro ou peso de terras) ou pela fricção da ancoragem ao longo da superfície de contacto com o solo, ou ainda pela combinação dos anteriores.

As reacções horizontais podem ser resistidas por estruturas que transmitem esforços de um lado para outro, por anéis de compressão ou pela mobilização de impulso passivo ou atrito do elemento de ancoragem com o solo.

As reacções típicas de estruturas de membrana podem ser transferidas às fundações de uma forma contínua (por exemplo recorrendo a sapatas), ou por intermédio de cabos a determinados pontos, como elementos de ancoragem ou pilares (no caso de transmitirem esforços de grande magnitude pode-se utilizar um conjunto de cabos secundários unidos a um grupo de ancoragens).

Tal como nos sistemas planos, a selecção do sistema de ancoragem depende, para além de outros critérios: do valor das forças, da capacidade do solo, da resistência da membrana (no caso de estruturas pneumáticas ou de membrana), a capacidade e espaçamento do sistema de ancoragem e a natureza da estrutura.

Vários tipos de fundações foram classificados como indica a Fig. 2.33.

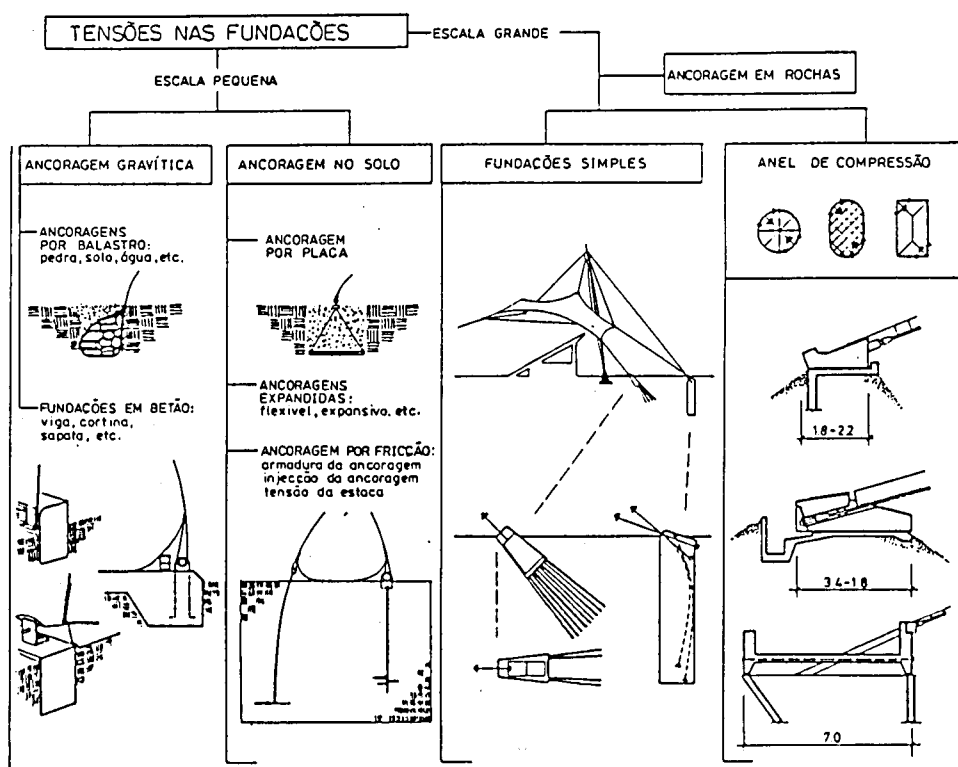


Fig. 2.33 - Classificação das fundações para sistemas espaciais.

Para a combinação de acções mais desfavorável adopta-se frequentemente um factor de segurança de 3,0 para o dimensionamento de ancoragens instaladas por rotação, enquanto que esse valor baixa para 1,5 na presença de fundações de betão.

CAPÍTULO 3

DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL

3.1 - INTRODUÇÃO

O objectivo deste capítulo é determinar a configuração geométrica inicial da estrutura quando está apenas sujeita à pré-tensão, de modo a satisfazer o equilíbrio estático e dinâmico em qualquer parte da estrutura, nas diversas condições de solicitação, considerando que a superfície geométrica da estrutura obedece a determinadas imposições arquitectónicas definidas no projecto.

A definição da geometria inicial, designada também por estado inicial "0" é uma consequência do estado de pré-tensão e da condição de fronteira.

A determinação do estado inicial é constituída por duas fases:

1ª Fase: Preliminar e Empírica onde se emprega o modelo arquitectónico;

2ª Fase: De Execução, na qual se aplica o modelo matemático.

3.2 - MODELO ARQUITECTÓNICO

O Modelo Arquitectónico é um método de planificação, isto é, fornece toda a informação volumétrica, distributiva, funcional e estética da superfície de cobertura. Na definição da geometria inicial da estrutura, emprega-se frequentemente os seguintes modelos:

- Modelo de "bola de sabão";
- Modelo em material elástico;
- Modelo em fios de aço harmónico.

Nenhum destes modelos arquitectónicos dá qualquer certeza quanto ao equilíbrio estrutural da estrutura sob-tensão e, além disso, demoram bastante tempo a

ser elaborados, acarretando custos elevados de execução. Logo, o único modo conveniente de projectar uma estrutura sob tensão, será representa-la através de um modelo matemático, que permita a utilização de gráficos interactivos, a partir dos modernos sistemas de desenho assistido por computador .

Nos sub-capítulos posteriores faz-se uma breve referência a cada um destes modelos arquitectónicos, largamente utilizados nos primeiros estudos realizados na projecção horizontal de coberturas sob-tensão.

3.2.1 - Modelo da "bola de sabão"

O modelo "bola de sabão" é baseado no princípio da membrana de água com sabão formada sob um apoio perimetral fechado não necessariamente rígido, constituindo uma superfície caracterizada por possuir uma distribuição uniforme de tensão em cada ponto. A membrana de sabão permite observar a disposição de equilíbrio de uma membrana no caso de bordos flexíveis, com a possibilidade de se poder rapidamente alterar a disposição geométrica das condições de fronteira.

O modelo da "bola de sabão" é um modelo substancialmente fotogramétrico, o qual apenas pode ser obtido a uma escala muito reduzida, não permitindo uma precisão de um eventual relevo. Além disso apenas permite a identificação numa superfície unívoca mínima, isto é, para a mesma condição de fronteira, não se podem obter outras superfícies com curvaturas locais diferentes.

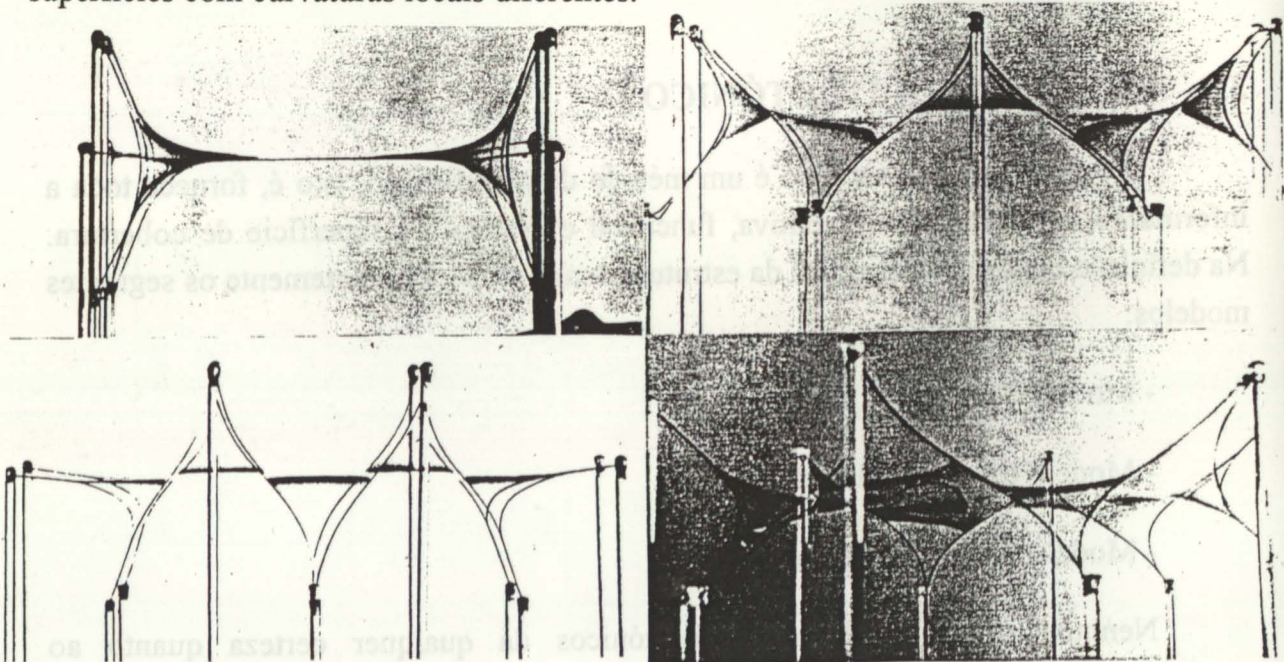


Fig. 3.1 -Alguns modelos de "bola de sabão".

3.2.2 - Modelo em material elástico

O modelo em material elástico é realizado com uma rede de material elástico ortotrópico de poliéster (tule) ou com uma membrana elástica (borracha). O modelo em material elástico pode ser realizado com uma escala superior à do modelo da "bola de sabão", sendo no entanto, mais trabalhoso.

O modelo em tule permite analisar as características geométricas funcionais e estéticas da superfície de cobertura, podendo assim controlar e determinar a altura e distribuição volumica interna mais satisfatória, de modo a evitar a presença de zonas planas na cobertura. Além disso, serve para estudar a disposição corrente adoptada para a condição de fronteira (apoios, ancoragem, curvatura dos cabos de bordo), assim como estudar a possibilidade de pré-fabricação dos elementos estruturais da cobertura.

O modelo de tule definido pode ser utilizado no túnel de vento para se estudar as características aerodinâmicas da superfície de cobertura, e ainda, para um primeiro controle das características geométricas futuras, obtidas através do modelo matemático.

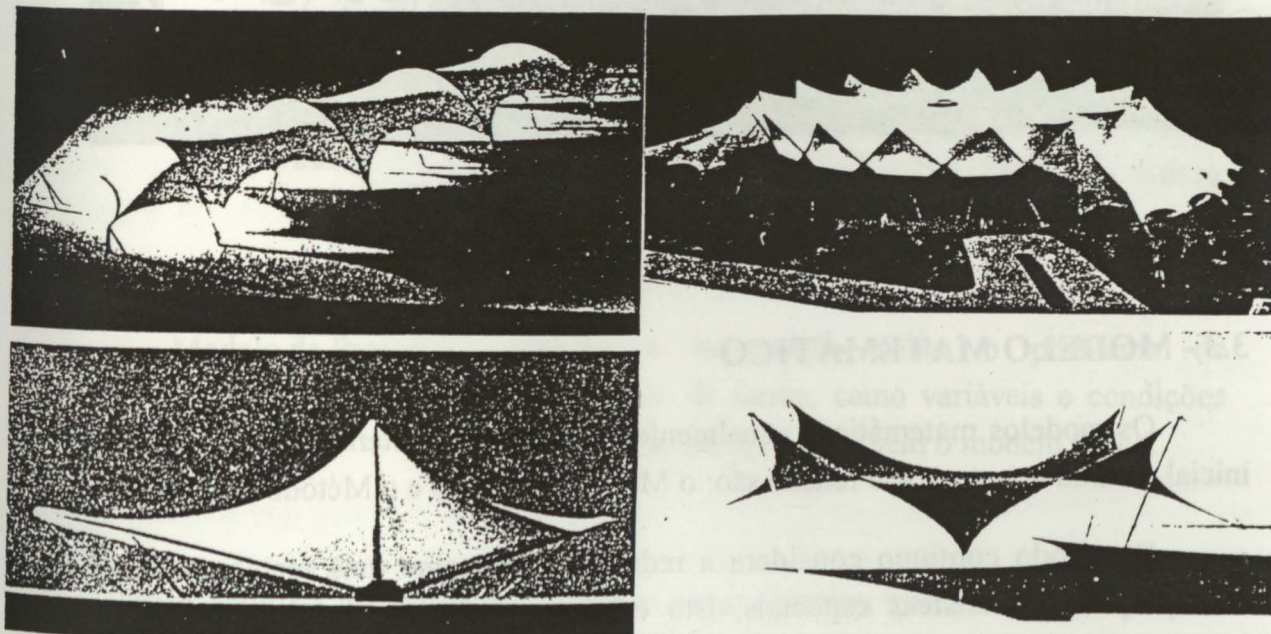


Fig. 3.2 - Alguns modelos em material elástico.

3.2.3 - Modelo em fio de aço harmónico

O modelo em fio de aço harmónico é empregue para obter informações sobre o comportamento tensional e de deformação da estrutura sujeita apenas à pré-tensão e às acções das cargas acidentais, principalmente a neve e o vento. Este modelo baseia-se no pressuposto que o modelo e a estrutura real possuem características geométricas e comportamento elástico e estático semelhante. Com o decorrer dos anos, os estudos efectuados demonstraram que estes modelos de fios de aço harmónico conduziam a erros aproximadamente de 50% sobre os valores dos esforços que realmente actuam na estrutura real. Na Fig. 3.3 apresenta-se o modelo em fio de aço da cobertura da Expo 1967, de Montreal.



Fig. 3.3 - Modelo em fio de aço.

3.3 - MODELO MATEMÁTICO

Os modelos matemáticos usualmente empregues na determinação da geometria inicial de uma estrutura sob tensão são: o Método Contínuo e o Método Discreto.

O método contínuo considera a rede de cabos como uma membrana flexível com propriedades físicas especiais, isto é, faz supor que os cabos se encontram infinitamente próximos uns dos outros, de modo a constituírem uma "membrana".

O método discreto subdivide o cabo em elementos recto limitados por nós, que não são mais do que os pontos de intersecção dos cabos constituintes da estrutura ou os pontos de ancoragem dos cabos. Obtém-se, por isso, um grande número de equações, pois existem tantas equações de equilíbrio, quantos os nós.

Note-se que a rede de cabos é essencialmente um sistema discreto, isto é, os cabos encontram-se realmente afastados uns dos outros, resultando que o método contínuo seja aproximado. Além disso, a par do grande desenvolvimento técnico de projecção das estruturas sob-tensão, verificou-se uma grande evolução do hardware permitindo o desenvolvimento do software de forma a possibilitar a resolução de problemas mais complexos, com um grau de precisão maior, num espaço de tempo menor. Então, a determinação da geometria inicial da estrutura sob-tensão passou a ser determinada pela discretização da estrutura através do Método dos Elementos Finitos.

Por sua vez, constatou-se que o Modelo Matemático deve conter toda a informação necessária para a descrição das características relevantes do elemento estrutural. Assim, o Modelo Matemático adoptado pode-se decompor nos seguintes sub-modelos, de acordo com a informação acumulada em cada um:

- Modelo Geométrico: Descrição da geometria do problema;
- Modelo Físico Informação sobre as características físicas, como as propriedades dos materiais, forças aplicadas e deslocamentos restringidos, correspondentes à configuração existente num determinado instante. Inclui também a geometria, englobando assim o modelo geométrico;
- Modelo de Elementos Finitos Contém informação semelhante à do modelo físico mas, adoptada à utilização dos elementos finitos, isto é, o domínio discretizado em elementos, as forças aplicadas nos nós, etc.
- Modelo de Projecto Contém a informação sobre o problema de optimização de forma, como variáveis e condições de fronteira, incluindo também o modelo físico.

Para definir a geometria é necessário traçar as linhas que assinalam a fronteira do domínio. Essas linhas podem ser splines cúbicas naturais, curvas de Bézier, simplesmente arcos de círculo ou segmentos de recta. O sistema deverá ser constituído de forma a permitir a adição de todos estes tipos de curvas.

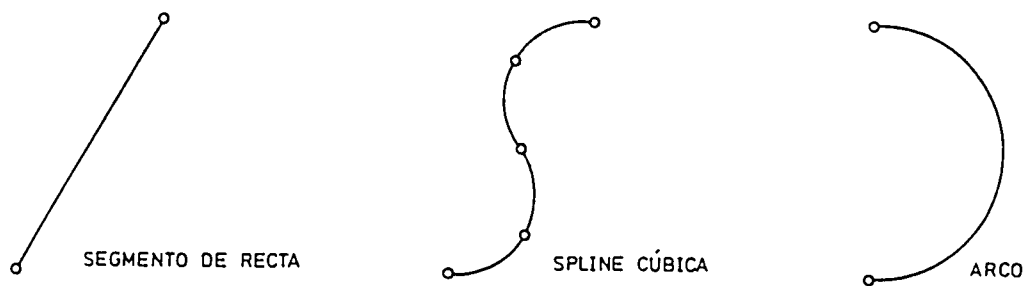


Fig. 3.4 - Linhas utilizadas na definição da geometria.

Baseado nestas linhas, define-se o modelo geométrico, que é constituído por um ou mais blocos, sendo cada um destes um conjunto de linhas. Cada conjunto é ordenado pois o início de cada linha, com excepção da primeira, corresponde ao fim da anterior e o fim da última linha corresponde ao início da primeira.

O modelo geométrico pode ser construído de raiz ou a partir de linhas pertencentes a um desenho que foram importadas de outro sistema. No primeiro caso, é necessário traça-las, assinalando as coordenadas dos nós de cada linha e, em seguida formar com as linhas sub-domínios fechados ou blocos.

Para cada um dos blocos ou sub-domínios, indicam-se as linhas que o constituem, no sentido directo, adicionando informação suplementar destinada ao gerador de malha. No segundo caso apenas esta última fase é executada.

Para obter o modelo físico completo, acrescenta-se o índice que identifica as propriedades do material utilizado, as forças aplicadas e as restrições ao movimento, e que constam de um ficheiro. Para definir as forças e restrições basta indicar a linha que delimita a fronteira onde estas condições estão aplicadas, juntamente com a grandeza das forças e os graus de liberdade restringidos.

O modelo projecto contém, para além da anterior, toda a informação relativa a variáveis de projecto e a constrangimentos, pois é sobre este modelo que actua o

módulo de optimização. Para cada posição das variáveis, o sistema cria um modelo físico e a partir deste, automaticamente, um modelo de elementos finitos.

Nos parágrafos seguintes faz-se uma análise mais exaustiva do modelo matemático adoptado.

3.3.1 - Descrição do domínio: Método dos Elementos Finitos

A resolução da equação diferencial de equilíbrio de um elemento infinitesimal de membrana apresenta diversas limitações, como seja a representação da condição de contorno, especialmente para o nó livre, e a escolha de um referencial de referência fixo para a superfície geométrica pré-definida. Para obviar tais restrições procede-se à triangularização da superfície de cobertura através de elementos de cabos compostos por 2 nós (Fig. 3.5).

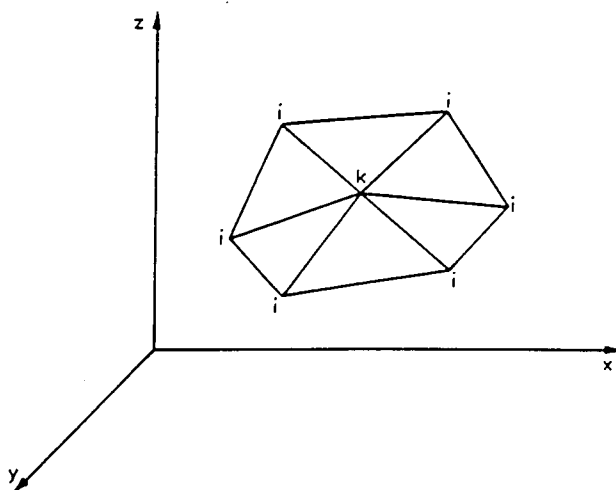


Fig. 3.5 - Triangularização da superfície de cobertura.

Suponha-se que cada elemento triangular composto pelos nós (1, 2 e 3), referido a um referencial de coordenadas locais, está submetido a um estado de tensão constante (Fig. 3.6).

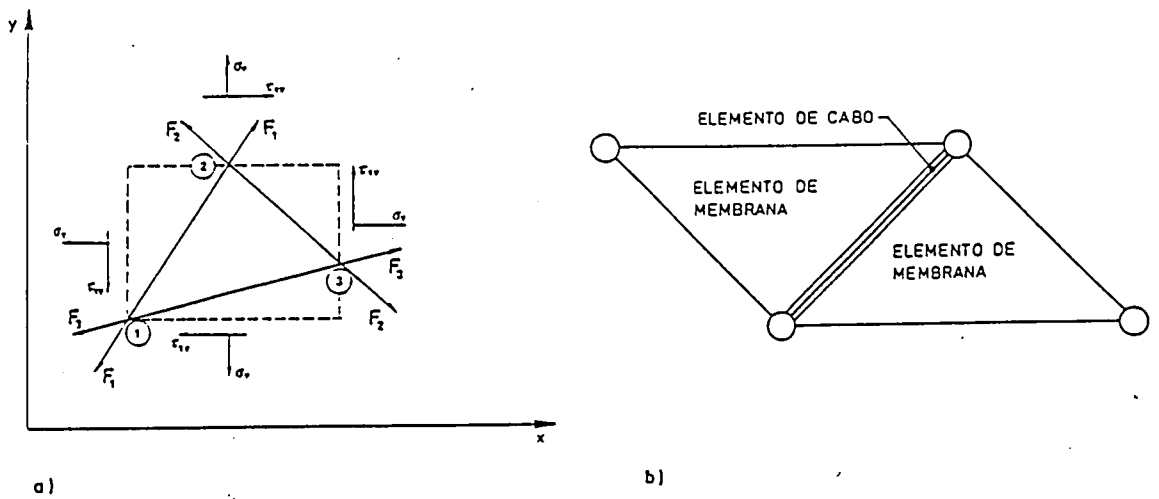


Fig. 3.6 - a) Elemento Triangular; b) elemento de cabo.

Considerando as forças F_1 , F_2 e F_3 , estaticamente equivalentes ao campo de tensão constante, segundo a direção de cada lado tem-se:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [T] \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

em que:

$$T = \frac{2}{t} \begin{bmatrix} \frac{l_{12}^2}{h_3} & \frac{l_{23}^2}{h_1} & \frac{l_{31}^2}{h_2} \\ \frac{m_{12}^2}{h_3} & \frac{m_{23}^2}{h_1} & \frac{l_{31}^2}{h_2} \\ \frac{l_{12}m_{12}}{h_3} & \frac{l_{23}m_{23}}{h_1} & \frac{l_{31}m_{31}}{h_2} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

e as variáveis têm o seguinte significado:

- t - espessura da membrana;
- h_1, h_2, h_3 - altura dos vértices 1, 2 e 3, respectivamente;
- $l_{ki} m_{ki}$ - cosenos directores do lado k_i .

A esquematização efectuada da distribuição da tensão em cada elemento, permite pensar que o esforço actuante no nó genérico k é equivalente a uma haste fictícia, concorrente no nó (Fig. 3.6a). Considera-se então que a estrutura efectiva contínua pode ser substituída por uma estrutura reticulada formada pelos lados adjacentes do triângulo e a haste é constituída pela união dos lados adjacentes do triângulo (ver Fig. 3.6b).

A haste situada entre os dois nós é do tipo elemento de cabo, o qual pode ser agregado directamente por somatório.

Esta consideração permite, após ter determinado a força F através da equação (3.1), obter o estado de tensão, assim como a individualização das tensões principais do material contínuo de que é composto o invólucro portante.

3.3.2 - Equação de Equilíbrio

Ao proceder-se à assemblagem de todos os elementos de cabo, a equação de equilíbrio nodal expressa sob a forma vectorial é a seguinte:

$$\sum_{i=1}^m \bar{F}_{ki} = P_i \sum_{i=1}^m \bar{n} A_{ki} + \bar{P}_k = \bar{P}_k^0 \quad k=(1,u) \quad (3.3)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

n - número de nós;

m - número de elementos de cabo concorrentes no nó k ;

P_i - pressão normal à superfície de cobertura (vento, pressão interna na estrutura pneumática);

\bar{P}_k - carga genérica que actua sobre o nó k ;

\bar{F}_{ki} - esforço equivalente dirigido segundo o lado do elemento constituído pela soma das forças dos dois lados adjacentes;

\bar{n} - versor da normal à área genérica de um elemento com vértice em k ;

A_{ki} - área do elemento genérico com vértice em k ;

Escrevendo sob a forma escalar no referencial localizado tem-se:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{l_i^0} \Delta x_i^0 &= P_{x,k}^0 \\ \sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{l_i^0} \Delta y_i^0 &= P_{y,k}^0 \\ \sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{l_i^0} \Delta z_i^0 &= P_{z,k}^0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

em que:

$$\begin{aligned} \Delta x_i^0 &= x_k^0 - x_j^0 \\ \Delta y_i^0 &= y_k^0 - y_j^0 \\ \Delta z_i^0 &= z_k^0 - z_j^0 \\ s_i^0 &= \sqrt{(\Delta x_i^0)^2 + (\Delta y_i^0)^2 + (\Delta z_i^0)^2} \end{aligned}$$

F_i^0	Força equivalente no elemento de cabo, i , limitado pelos nós k e j na fase inicial "0". Não é mais que o esforço a que está submetido o elemento de cabo, ou seja, a força de pré-tensão a que o elemento de cabo está submetido;
s_i^0	Comprimento do elemento de cabo, i , na fase inicial "0";
$x_k^0; y_k^0; z_k^0;$	Coordenada de nó genérico, k , na fase inicial "0";
$P_{x,k}^0; P_{y,k}^0; P_{z,k}^0;$	Componente de carga actuante no nó, k , na fase inicial, "0", segundo a direcção x , y e z .

Escrevendo a equação (3.4) para cada nó interno da malha, sendo n , o número de nós internos livres obtém-se o seguinte sistema de equações sob a forma matricial.

$$[A]_{3n \times m} \{ F^0 \}_m = \{ P \}_{3u} \quad (3.5)$$

em que os símbolos têm o seguinte significado:

F^0 - vector das forças equivalentes;

A - matriz dos cosenos directores do elemento de cabo;

P - vector de carga.

Dado dispor-se unicamente desta condição de equilíbrio, existem duas vias de resolução:

- i) - fornecido o estado de acção, obter a geometria da estrutura sob-tensão, o que equivale a, fornecidos os m valores sobre F_i , obter $3n$ coordenadas do nó k ;
- ii) - definida a geometria inicial da estrutura sob-tensão, determinar o estado de acção o que equivale a: dados $3n$ coordenadas do nó k , obter m valores de F_i .

Elimina-se logo à partida a 2ª via de resolução, visto que $m < 3n$ (a indeterminação é igual a $3n - m$).

A fase inicial "0" consiste na determinação da geometria inicial da estrutura sob-tensão quando está descarregada e se aplica as forças de pré-tensão inicial, F_i^0 . Estas forças de pré-tensão possuem normalmente uma grandeza muito elevada em relação à rigidez que seria necessária para manter todos os varões traccionados e para que os deslocamentos não excedam certos valores limites impostos. Além disso, influenciam muito as estruturas de apoio, concluindo assim que, tanto as forças de pré-tensão como a geometria da estrutura sob-tensão são incógnitas. Logo, uma forma de solucionar este problema é o de realizar um projecto estrutural.

Uma via possível de resolução do sistema de equações (3.5) de acordo com o ponto i, é supor que a estrutura de apoio e as forças de pré-tensão actuantes são conhecidas, podendo assim determinar as coordenadas dos nós internos da estrutura sob-tensão. A geometria inicial da estrutura assim obtida, normalmente não satisfaz as hipóteses de projecto, como seja por exemplo não estar garantida a estabilidade estática e dinâmica quando numa cobertura actuam quaisquer cargas, permanentes ou variadas. Daí ser necessário introduzir restrições genéricas que garantam as condições tecnológicas, limites impostos nos deslocamentos e as técnicas de construções a empregar.

Pode-se encontrar restrições do seguinte tipo:

- os esforços serem constantes numa determinada zona estrutural;
- os elementos de cabos de uma rede possuírem todos o mesmo comprimento, de modo a facilitar a pré-fabricação dos elementos constituintes da cobertura;
- os cabos possuírem todos a mesma secção transversal;
- a geometria inicial da estrutura sob-tensão ser o mais idêntica possível à do modelo arquitectónico;
- as forças de pré-tensão não ultrapassarem determinado valor, para a estrutura de apoio não ser demasiado pesada ou antieconómica;
- etc.

A outra via possível de resolução da determinação conjunta das $3n+m$ incógnitas (ou seja, das coordenadas dos nós e das forças de pré-tensão) é a da generalização do problema, de acordo com a técnica de construção empregue, impondo o equilíbrio estrutural do conjunto haste-nós e, eventualmente, condições de fronteira do tipo geométrico ou estado de deformação-tensão.

3.3.3 - Generalização da determinação do estado inicial "0"

A determinação generalizada da geometria inicial da estrutura sob-tensão é efectuada com aplicação do princípio da minimização da energia potencial total da estrutura, traduzida pela equação:

$$W_t = W_s + W_p \quad (3.6)$$

onde W_s representa a energia de tensão da estrutura e W_p , a energia potencial das cargas aplicadas. Quando a estrutura está descarregada e em equilíbrio, W_t é expresso por:

$$W_t = \sum_{j=1}^m E_j - P^T D \quad (3.7)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

m - número total de elementos de cabo;

E_s - energia de tensão de cada elemento;

$\{D_k\}$ - vector de deslocamento geométrico;

$\{P_k^0\}$ - vector de carga no estado inicial "0" actuante sobre o nó genérico k .

Supondo que o elemento de cabo está apenas submetido à acção de forças axiais e a um estado de tensão inicial, o equilíbrio do elemento é conseguido a partir do princípio da energia potencial total, pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} W_T^0 &= \sum_{k=1}^{k=k+1} \frac{1}{2} \int_V \sigma^0 \varepsilon^0 dV + \{D_k\}^t \{P_k^0\} \\ W_T^0 &= \sum_{k=1}^{k=k+1} \frac{1}{2} F^0 (1-l^0) + \{D_k\}^t \{P_k^0\} \end{aligned} \quad (3.8)$$

onde, as variáveis têm o seguinte significado:

σ^0 - estado de tensão inicial do elemento de cabo;

ε^0 - estado de deformação inicial do elemento de cabo.

As condições de fronteira a adicionar à equação (3.8) são, normalmente, as seguintes:

a) - Condição sobre geometria inicial:

$$\left\{ \begin{array}{l} x - \bar{x}^0 \\ y - \bar{y}^0 \\ z - \bar{z}^0 \end{array} \right\}_k = 0 \quad \varphi (x; y; z) = 0 \quad (3.9)$$

em que $\bar{x}^0; \bar{y}^0; \bar{z}^0$ representam os valores atribuídos às coordenadas do nó k ;

b) - Condição sobre o comprimento do elemento de cabo

$$\varphi (x ; y ; z) = l_{k;k+1}^0 - \bar{l}_{k;k+1}^0 = 0 \quad (3.10)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

$\bar{l}_{k;k+1}^0$ - valor atribuído para comprimento do elemento de cabo

limitado pelos nós k e k+1 e em que $\begin{cases} K = l - r^r \\ r^r < m \end{cases}$;

r^r - índice "de condição de comprimento";

m - número de elementos de cabo;

c) - Condição imposta sobre a força de pré-tensão

$$\varphi (s) = F_{k;k+1}^0 - \bar{F}_{k;k+1}^0 = 0 \quad (3.11)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

$\bar{F}_{k;k+1}^0$ - força de pré-tensão actuante na fase inicial "0", no elemento de

cabo limitado pelos nós k e k+1 em que:

$$\begin{cases} K = l - r^r \\ r^r < m \end{cases}$$

r^r - índice "de condição de força de pré-tensão";

d) - Condição sobre o comprimento indeformável do elemento de cabo

$$\varphi (x ; y ; z) = \frac{K_{k;k+1} l_{k;k+1}^0 - F_{k;k+1}}{K_{k;k+1}} - \bar{l}_{k;k+1}^0 = 0 \quad (3.12)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

$K_{k;k+1}$ - rigidez do elemento de cabo (k;k+1);

$\bar{l}_{k;k+1}^0$ - comprimento "standard" de pré-fabricação, ou seja comprimento

do elemento do cabo.

A resolução da equação (3.8) juntamente com as condições de fronteira (equações 3.9 a 3.12) e, obtida por aplicação do Método dos Mínimos Quadrados à função real $W^0(x; y; z; F)$, com n variáveis sujeitas a m condições de fronteira, tal que $m < n$, obtém-se

$$\begin{cases} \mathfrak{G}_1(x; y; z; F) = 0 \\ \mathfrak{G}_2(x; y; z; F) = 0 \\ \dots \\ \mathfrak{G}_m(x; y; z; F) = 0 \end{cases} \quad (3.13)$$

Diferenciando no espaço de n variáveis, aplicando o método dos multiplicadores de Lagrange é possível obter a solução da equação (3.8). Considerando a função Φ , a condição necessária para obter o mínimo da função $W^0(x; y; z; F)$ sujeita à condição (3.13) é a seguinte:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x_1} = \frac{\partial \phi}{\partial x_2} = \dots = \frac{\partial \phi}{\partial x_n} = 0 \quad (3.14)$$

onde:

$$\phi [x_1, L, x_u] = W^0 [x; y; z; F] + \sum_{j=1}^m \lambda_j \varphi_j [x; y; z; F] \quad (3.15)$$

em que λ representa o multiplicador de Lagrange.

É possível obter $n+m$ incógnitas

$$\begin{cases} (x; y; z)_k & k=1-n \\ \lambda_j & j=1-m \end{cases} \quad (3.16)$$

das $m+n$ equações (3.13) e (3.14).

Nem sempre se tem à disposição as $3n$ equações mais r equações de condição de fronteira, em que $r=m$. No caso de $r < m$, será necessário proceder-se ao estudo da optimização da forma da superfície.

3.4 - MODELO DO PROJECTO

3.4.1 - Formulação Generalizada do Problema de Optimização Não Linear

Neste parágrafo propõe-se a determinação da forma óptima da rede, de tal modo que esta se encontre em equilíbrio quando sob acção de carga externa que origina forças de tracção ao longo do cabo. Além disso, a forma da rede tem de estar de acordo com as exigências de carácter estético determinadas pelo arquitecto, logo está-se perante o seguinte problema:

$$\begin{array}{ccc} \text{FORMA} & \Leftrightarrow & \text{EQUILÍBRIO} \\ \text{(ESTÉTICA/ARQUITECTURA)} & & \text{(FORÇAS/ENGENHARIA)} \end{array}$$

A forma da rede pretendida pode não estar em equilíbrio estático e dinâmico quando as cargas previstas no projecto actuam, embora esse equilíbrio possa ser obtido em presença de forças inaceitáveis para várias regiões do cabo.

Outro problema possível é o das forças de pré-tensão possuírem um valor muito elevado em relação à rigidez necessária para manter os cabos traccionados de modo que os deslocamentos máximos impostos nos cabos não sejam ultrapassados.

O problema consiste em determinar a forma da rede o mais próxima da pré-estabelecida no projecto arquitectónico, com força de pré-tensão mínima, sem que os cabos ultrapassem determinados valores de deslocamento vertical ou entrem em

cedência. Logo, para encontrar-se a forma da rede pretendida, tem que se impôr as condições de limite inferior e superior.

As limitações inferiores são impostas por exigência de obter uma adequada força em todo o cabo quando sujeito à acção de uma carga externa, a fim de garantir a estabilidade e rigidez da rede de cabos. Ou seja, os cabos não podem deixar de estar traccionados ou, sob o ponto de vista de deslocamentos, não se devem verificar encurtamentos do cabo quando carregado.

As limitações superiores são impostas por razões de ordem tecnológica e económica, isto é, os cabos não atingem a cedência, nem os seus deslocamentos verticais ultrapassem determinados valores.

Está-se perante um problema de optimização não linear, onde a função objectivo representa uma generalização do princípio da energia potencial total, sujeita a restrições genéricas que estão associadas a técnicas de construção, tecnológicas e limites de deslocamentos. O problema de optimização não linear, pode ser expresso de uma forma sintética e generalizada, pelas seguintes expressões:

- Função objectivo:

$$\min F = \sum_{k=1}^n C_1 \left[(x_k^F - x_k^0)^2 + (y_k^F - y_k^0)^2 + (z_k^F - z_k^0)^2 \right] + \sum_{i=1}^m C_2 (F_i^F - F_i^0)^2 \quad (3.17)$$

- Sujeita a: $g(x^F, y^F, z^F, F^F) = 0 \quad ; \quad F > 0 \quad (3.18)$

- Variáveis: $[x^F; y^F; z^F; F^F] \quad (3.19)$

A função objectivo tem por finalidade minimizar um conjunto de valores que determinam a forma inicial de uma estrutura sob-tensão. As variáveis têm o seguinte significado:

C_1, C_2 - São coeficientes de penalização que possuem um determinado peso, proporcional à solução pretendida, consoante se quer que prevaleça a condição geométrica ou tensional;

$x_k^F; y_k^F; z_k^F$ - Coordenadas variáveis do nó k ;

F^F - Força equivalente variável agente no elemento de cabo;

$x^0; y^0; z^0$ - Coordenadas do nó genérico k , referida pelo projecto arquitectónico;

F_i^0 Força equivalente de projecto referida no elemento de cabo genérico i .

Segundo Krishna (1978), a situação ideal é a de definir redes cuja forma pode variar livremente e de grande curvatura, aplicar pouco pré-esforço e não restringir as deformações, o que na realidade não têm aplicação na prática.

Nos estudos efectuados por vários investigadores, tomou-se conhecimento que os custos das ancoragens e das estruturas de apoio realizam-se de uma forma directa em relação às deformações da estrutura suspensa e, inversamente em relação à relaxação dos cabos, concluindo-se que a pré-tensão deveria ser também optimizada.

Em análises efectuadas por Luis Simões (1988), ao pretender minimizar um conjunto de objectivos como sejam, os custos, deslocamentos nodais, componente horizontal de forças de pré-tensão, etc., verificou que as redes de cabos são por vezes muito sensíveis a pequenas variações das forças de pré-tensão inicial, de tal modo que alguns troços deixam de estar traccionados, sem que este fenómeno seja acompanhado de variações sensíveis de deformações. Perante este comportamento da rede de cabos, julga-se não ser objectivo a obtenção de um óptimo, que, para diferentes condições de carregamento esteja próximo da não linearidade física, mas sim reduzir o custo do dimensionamento inicial sem por em causa a segurança da estrutura suspensa.

3.4.2 - Ilustração da Técnica Numérica

No sentido de fornecer uma visualização da técnica numérica aplicada a uma determinação da geometria inicial de uma rede de cabo o mais próximo possível da do modelo experimental proposto, respeitando o equilíbrio e as condições de fronteira, imaginou-se uma rede de cabos com a geometria conferida pelo modelo experimental.

Segundo o método exposto por Cannarozzi (1979), supôs-se uma rede de cabos com os bordos rígidos de acordo com a Fig. 3.7.

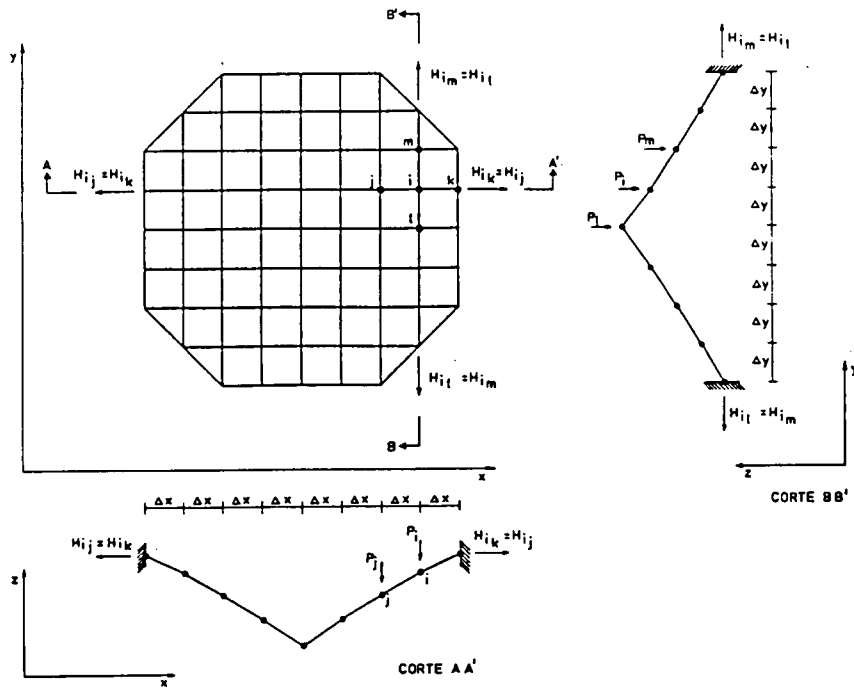


Fig. 3.7 - Rede de cabos no plano e respectivos cortes $\overline{AA'}$ e $\overline{BB'}$.

A rede de cabos é constituída por L cabos que se intersectam em N nós internos e apoiados numa estrutura de bordo rígida em M nós. A malha formada pelos cabos é rectangular tendo cada lado da malha um comprimento constante, respectivamente, Δx e Δy consoante é dirigido segundo o eixo dos xx ou dos yy .

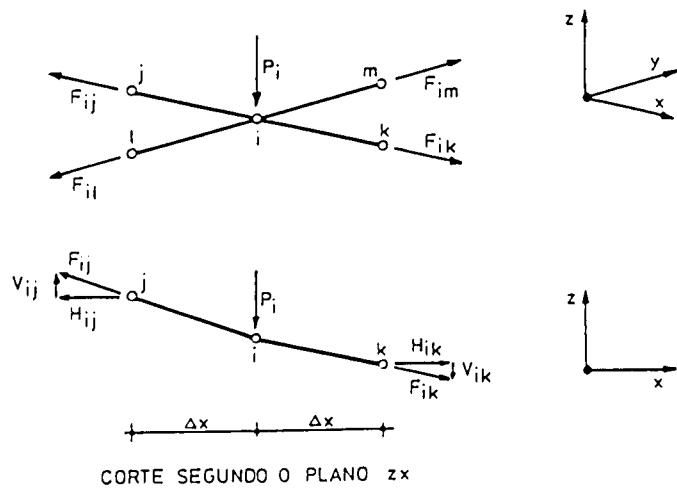


Fig. 3.8 - Equilíbrio das forças de pré-tensão actuando no nó genérico i .

Quando a rede de cabos está submetida a cargas verticais concentradas nos nós, origina o aparecimento de forças de pré-esforço no cabo. Estas forças concorrentes no nó i podem decompor-se segundo o eixo dos xx e dos yy obtendo a força $H_{im} = H_{il}$ e $H_{ik} = H_{ij}$, respectivamente. Estas forças são constantes ao cabo.

Obedecendo à notação apresentada na Fig. 3.8, determina-se a condição de equilíbrio para o nó genérico i .

A componente vertical da força de pré-tensão do elemento de cabo \bar{ij} é:

$$V_{ij} = H_{ij} \times \text{tang } \alpha = H_{ij} \times \frac{z_j - z_i}{\Delta x} \quad (3.20)$$

Por semelhança, determinam-se as outras componentes verticais das forças de pré-tensão actuantes no nó i .

$$V_{ik} = H_{ik} \times \frac{z_k - z_i}{\Delta x} \quad (3.21)$$

$$V_{im} = H_{im} \times \frac{z_m - z_i}{\Delta y} \quad (3.22)$$

$$V_{il} = H_{il} \times \frac{z_l - z_i}{\Delta y} \quad (3.23)$$

logo, a equação de equilíbrio para o nó genérico i , segundo o eixo dos zz é dada por:

$$\frac{H_{ij}}{\Delta x} (z_j - z_i) + \frac{H_{ik}}{\Delta x} (z_k - z_i) + \frac{H_{il}}{\Delta y} (z_l - z_i) + \frac{H_{im}}{\Delta y} (z_m - z_i) - P_i = 0 \quad (3.24)$$

em que $H_{ij} = H_{ik}$ e $H_{il} = H_{im}$.

Uma vez que o valor de H , componente horizontal da força de pré-tensão em cada cabo, se mantém constante ao longo do cabo, pode-se considerar um vector h constituído por L componentes horizontais de força de pré-tensão do cabo, onde L é o número de cabos que constituem a rede.

Como se possui N nós internos pertencentes à rede de cabos, a equação (3.24) pode escrever-se uma forma matricial do seguinte modo:

$$J(h)z = P + B(h)\hat{z} \quad (3.25)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

- J - É a matriz jacobiana, constituída por N linhas e N colunas, cujos coeficientes dependem de h e da cota, z , do nó i interno;
- B - É a matriz constituída por N linhas e M colunas, cujos coeficientes dependem de h e da cota \hat{z} dos nós de bordo;
- N - Número de nós internos;
- M - Número de nós de bordo (ancorados);
- z - Cota dos nós internos;
- \hat{z} - Cota dos nós de bordo (ancorados);
- h - Vector das componentes horizontais da força de pré-tensão;
- P - Vector da carga externa.

Obtém-se então um sistema linear de N equações a N incógnitas Z_i . A matriz $J(h)$ é não singular quando a componente horizontal da força de pré-tensão no cabo estabilizador toma o sinal positivo (tracção). Então, o sistema de equações (3.22) consente que se determine a cota z correspondente a cada distribuição atribuída à componente horizontal h .

Indicando por $t_i(h,z)$ o primeiro membro da equação (3.24), esta pode ser expressa da seguinte forma concisa:

$$t(h,z)=0 \quad (3.26)$$

no qual t é o vector função com N componentes.

Determinando a primeira derivada em ordem a z da equação (3.26), esta apresenta a mesma configuração que a matriz jacobiana $J(h)$. Demonstrando-se assim que apenas os nós internos pertencentes à rede é que mudam de cota em relação à sua configuração inicial.

Atribuindo a C^0 a configuração inicial da rede de cabos caracterizada pela cota z_i^0 , $i=1,2,\dots,M$ dos nós internos, o deslocamento vertical, ou seja a distância entre a configuração inicial atribuída e a aproximada é limitada pela seguinte função:

$$\delta = \text{Máx} \left\{ |z_i - z_i^0|, i = 1, 2, \dots, N \right\} \quad (3.27)$$

Além disso, a componente horizontal de força de pré-tensão está limitada superiormente pelo valor da tensão de cedência, h^u , e limitada inferiormente pela tensão, h^c , de forma a impedir que os cabos deixem de estar traccionados, ou seja, $h^c \leq h \leq h^u$.

O problema matemático de optimização não linear, tem por objectivo minimizar a equação (3.27), adoptando para variáveis, as cotas dos nós internos de uma rede de cabos de modo a satisfazer as limitações superiores e inferiores de deslocamentos e da componente horizontal da força de pré-tensão no cabo e a equação de equilíbrio (3.24), podendo ser exposto do seguinte modo:

$$\min \delta \quad (3.28)$$

$$\text{Sujeito a:} \quad t(h,z)=0 \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} z - z^0 - I \delta &\leq 0 \\ z^0 - z - I \delta &\leq 0 \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned} h^u - h &\leq 0 \\ h - h^c &\leq 0 \end{aligned} \quad (3.31)$$

$$\delta \leq 0 \quad (3.32)$$

em que I é matriz de identidade.

O problema de optimização vem resolvido através de uma sucessão de problemas de programação linear, obtidos por linearização da equação (3.30).

Suponha-se que a componente horizontal de pré-tensão tem um valor igual a h^c , satisfazendo as restrições (3.31). Para tal distribuição da componente horizontal de pré-tensão determina-se, através do sistema (3.25), a nova configuração C e C^0 .

Em correspondência com z pode definir-se o valor da função objectiva como sendo o módulo da diferença máxima entre as cotas dos nós correspondentes à configuração C e C^0 . Linearizando a equação $t(h^c, z^c)=0$ em ordem z^c e h^c , obtém-se

$$\left[\nabla_h t(h^c, z^c) \right] (h - h^c) + \left[\nabla_z t(h^c, z^c) \right] (z - z^c) = 0 \quad (3.33)$$

Observa-se que a matriz $\left[\nabla_z t(h^c, z^c) \right]$ coincide com a matriz $J(h^c)$, do sistema de equações (3.25). Se $J(h^c)$ for uma matriz não singular, é possível resolver a equação (3.33) em ordem a z^c e substituir em (3.30 e 3.31), obtendo-se assim um problema linear tendo como variáveis somente h e d . Obtém-se assim um valor \hat{h} para valor da componente horizontal de pré-tensão. Movendo na direcção, d , dado pela seguinte equação:

$$d = (h - \bar{h}^c) \quad (3.34)$$

obtém-se um novo conjunto de valores da componente horizontal de pré-tensão h^c para h

$$\hat{h} = h^c + \lambda^c d \quad (3.35)$$

com:

$$\lambda^c = \text{MAX} \{ \lambda, 0 < \lambda \leq 1 \} \quad (3.36)$$

Uma nova configuração \hat{C} , caracterizada pelas cotas nodais \hat{z}^c é determinada mediante o sistema de equações (3.25). Esta nova configuração \hat{C} está distanciada da configuração inicial, δ^c , valor inferior no obtido na configuração $C(\delta^c)$. Este conjunto de operações são repetidas até encontrar-se uma configuração mais próxima da projectada, satisfazendo os requisitos de carácter estático. O procedimento ilustrado gera uma sucessão de valores δ^c , monotonamente decrescente, a qual termina quando se obtém:

$$\left\| \bar{h}_r^c - h_r^c \right\| \leq \varepsilon \quad (3.37)$$

no qual ε é o valor da precisão com que se pretende determinar essa configuração, possuindo sempre uma grandeza positiva de pequenas dimensões e r é o índice relativo a cada ciclo de iteração.

Através deste método, obtém-se uma sequência de configurações que se aproxima, cada vez mais, da forma pretendida pelo projectista para a rede de cabos,

satisfazendo os requisitos de carácter estático, como se ilustra do exemplo exposto por Majowiecki (1985) na Fig. 3.9.

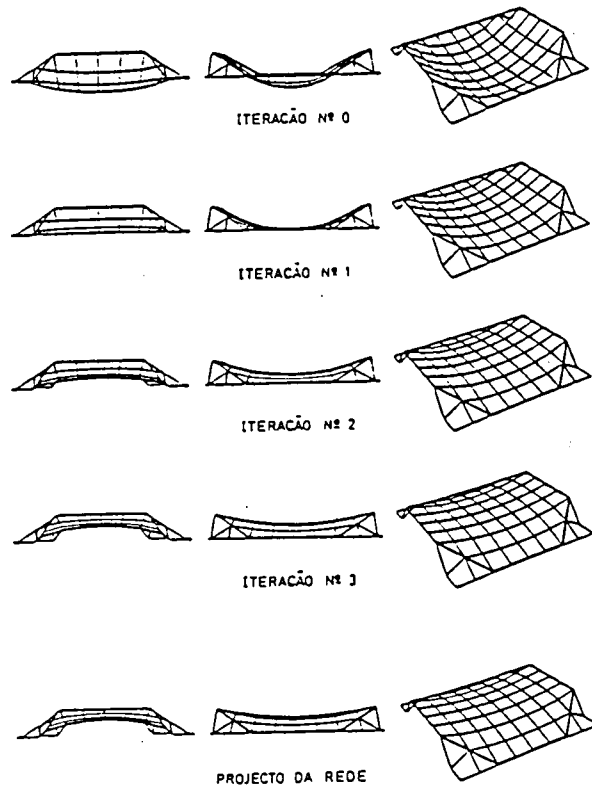


Fig. 3.9 - Uma rede de cabos.

Como se observa na Fig. 3.9, para a terceira iteração, a configuração da rede de cabos já se aproxima da pretendida, para um erro da ordem de 10^{-14} .

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE ANÁLISE APROXIMADA DE ESTRUTURAS DE REDE DE CABOS

4.1 - INTRODUÇÃO

Uma cobertura de cabos é um sistema estrutural relativamente complexo, sendo o seu comportamento estático, resultado de uma forte interacção entre os principais elementos que a constituem: estrutura de suporte (rede de cabos), estrutura perimetral de apoio (ancoragem dos cabos) e revestimento da cobertura propriamente dita.

Neste capítulo expõem-se algumas breves considerações sobre os aspectos particulares da aplicação dos princípios gerais de verificação da segurança das coberturas de cabos.

Apresenta-se também a análise de um método aproximado de dimensionamento da cobertura suspensa por uma rede de cabos, admitindo que o seu carregamento é realizado num curto intervalo de tempo. Este método permitirá também verificar e controlar os resultados obtidos através do método estático não linear que se expôs no Capítulo 5.

4.2 - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESCOLHA DO SISTEMA ESTRUTURAL

A escolha do sistema estrutural de cobertura de um determinado edifício resulta de uma análise efectuada em conjunto pelo arquitecto e o engenheiro e que contempla: a forma geométrica do edifício em planta, o vão a vencer, a variação de curvatura, o tempo de vida útil do edifício, o revestimento a empregar, a facilidade de montagem, a estrutura de ancoragem, fundação, custos, etc. A escolha da solução resulta assim de um estudo em que intervêm múltiplos parâmetros, podendo citar como os mais condicionantes o funcionalismo, o técnico e o económico.

Suponha-se, por exemplo, que o edifício em estudo é um pavilhão de desportos. O tipo de estrutura de cobertura a escolher, tendo em atenção a forma geométrica em planta, a distribuição das escadas em planta e ao número de espectadores, pode ser: uma rede de cabos, vigas de cabos ou uma estrutura pneumática. Os parâmetros principais que vão condicionar a escolha da estrutura da cobertura são: o vão, a variação da curvatura, sistema estrutural de apoio e vida útil da cobertura.

Se o vão a vencer for modesto, a estrutura a adoptar pode ser constituída por cabos suspensos estabilizados pela acção do seu peso próprio. Quando o vão for superior a 30 metros, a estrutura mais conveniente será a de cabos pré-traccionados, tipo "viga-cabo" fechada ou mista, pois se obtém uma razoável economia no material de revestimento da cobertura, visto a superfície a revestir vir reduzida de 40% a 60% na zona de compressão. Os custos das estruturas de apoio e de ligação vêm no entanto acrescidos, devido a estarem, parcialmente ou na totalidade, submetidos a esforços de compressão.

Quando o vão for muito grande, adopta-se a rede de cabos por esta ser constituída por apenas uma camada, permitindo uma notável versatilidade arquitectónica e ser, além disso, bastante económica.

Um outro parâmetro condicionante é a curvatura da superfície de cobertura, pois esta está intimamente relacionada com a capacidade máxima de carregamento do cabo, através da equação:

$$q = \frac{H d^2 Z}{dx^2} \quad (4.1)$$

Verificou-se, em estudos efectuados ao longo dos anos, que nas superfícies de coberturas com curvaturas negativas, se têm de ter atenção ao sistema de estabilização a adoptar, dada a sua importância.

Além disso a variação de curvatura de uma superfície têm a ver com o tipo de revestimento a escolher, pois deve existir compatibilidade geométrica e de deformações entre este e o sistema estrutural de suspensão. Por último, a escolha do sistema de apoio a adoptar deve-se à forma da superfície, curvatura da cobertura e com a vida útil desta (permanente, temporária ou semi-permanente).

4.3 - ANÁLISE DAS CARGAS

A grandeza e direcção da actuação das cargas varia com o material, topologia estrutural, finalidade da cobertura e a sua localização.

As acções de cálculo são classificadas, de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, em: acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente, de acordo com a natureza e duração de actuação da carga.

As acções permanentes consideradas são os pesos próprios dos elementos que constituem o sistema de cobertura e a pré-tensão dos cabos.

As acções variáveis são a neve e o vento e assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

A seguir apresentam-se algumas observações particulares, a ter em consideração na análise de cargas.

4.3.1 - Acções permanentes

4.3.1.1 - Peso próprio

O peso próprio é constituído pelo peso dos seguintes elementos: rede de cabos, ligações, revestimento da cobertura, isolamento térmico-acústico, tecto falso e eventual equipamento suspenso da estrutura (instalação eléctrica, passarelas, condutas de ar, etc).

4.3.1.2 - Pré-tensão

A pré-tensão dada a um cabo é analisada como sendo uma carga equivalente uniformemente distribuída ao longo do cabo.

4.3.2 - Acção variável

4.3.2.1 - Acção da neve

A intensidade da carga uniformemente distribuída correspondente à acção da neve depende da norma considerada, da localização da obra e da configuração geométrica da cobertura, pois se verifica por vezes acumulações de neve na zona plana da cobertura, o que na maior parte das vezes é consequência da acção do vento.

Nas estruturas pneumáticas a acção da neve é particularmente traiçoeira. Se num dado ponto há uma acumulação de neve, a pressão interna não está equilibrada devido à subida da carga externa e forma-se nesse ponto uma superfície horizontal. Daí o perigo de um nevão, numa estrutura pneumática, poder originar o colapso gradual da cobertura, sendo então conveniente elevar a temperatura ou a pressão interior para restabelecer o equilíbrio das forças em jogo.

4.3.2.2 - Acção do vento

Não é possível a partir da leitura técnica sobre a acção do vento esquematizar, de um modo geral, as condições e combinações de acção do vento sob as coberturas suspensas. Por exemplo, na cobertura do tipo cilíndrico é possível distinguir 2 tipos de acção do vento consoante a direcção de actuação deste:

- a primeira é uma distribuição global, a qual exerce pressão uniformemente distribuída em todo o vão;
- a segunda é uma distribuição parcial, isto é, metade do vão encontra-se carregado (sob pressão) e outra descarregado (sob depressão).

No caso das coberturas que possuem uma geometria que não permita individualizar uma aceitável esquematização da distribuição da acção do vento, é recomendável realizar ensaios em túnel de vento.

4.4 - ESTADOS DE EQUILÍBRIO

Segundo o Professor Majowiech (1985), numa estrutura suspensa, a variação do estado de equilíbrio deve-se à variação de carga accidental, considerando como os

estados de equilíbrio mais desfavoráveis, para o dimensionamento de uma estrutura suspensa pré-traccionada, os seguintes:

- Estado "0" - Também designado por estado de tensão-geométrico inicial, apenas se considera a acção do peso próprio dos cabos e as forças de pré-tensão a que está submetida a estrutura suspensa. O estado inicial induzido no sistema deverá ser suficiente para garantir a estabilidade estática e dinâmica das estruturas noutras condições de carga, uma vez que é nesta fase que se procede à definição da geometria inicial da estrutura.
- Estado "1" - Este estado, além de considerar todas as cargas previstas no estado "0", adiciona o peso do revestimento da cobertura, isto é, analisa a rede de cabos sob acções permanentes. Nesta situação os esforços nos cabos portantes vêm aumentados enquanto que nos cabos estabilizadores os esforços diminuem. Especialmente no caso de estruturas suspensas planas, esta fase associada à fase inicial, impõe a geometria inicial da estrutura.
- Estado "2" - Neste estado, as cargas actuantes são as acções permanentes e a acção da neve. É durante esta fase que os cabos portantes apresentam o estado de tensão mais desfavorável e por consequência a máxima deformação. Logo, os cabos portantes devem ser dimensionados para esta fase de carregamento, assim como deve ser verificado a sua máxima flecha. É também neste estado que se deve verificar o mínimo resíduo admissível de pré-tensão no cabo estabilizador, que se impõe ser sempre superior a zero.
- Estado "3" - Neste estado, as cargas actuantes são as acções permanentes e a acção do vento. O estado de tensão nos cabos portantes vem bastante diminuído, o mesmo não acontecendo aos cabos estabilizadores, o qual pode ser bastante agravado. É para este estado que se procede à verificação da resistência máxima dos cabos estabilizadores e cálculo da sua máxima deformação. Também neste estado se deve verificar o mínimo resíduo admissível de pré-tensão em cada cabo portante que deve ser sempre superior a zero.

4.5 - VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Não existe regulamentação portuguesa específica da verificação da segurança de coberturas de cabos. No entanto, em conformidade com a regulamentação portuguesa de estruturas de betão armado e pré-esforçado, apresentam-se algumas breves considerações sobre a verificação da segurança em relação aos estados limites nas estruturas de cabos. Comentou-se igualmente alguma regulamentação estrangeira sobre o assunto, nomeadamente do "American Iron and Steel Institute".

4.5.1 - Estado limite de utilização

Os estados limites de utilização são um grande condicionante na concepção e verificação da segurança das estruturas de cabos, particularmente a relativa à deformação, durabilidade e vibração.

4.5.1.1 - Deformação

Uma cobertura de cabos é geralmente classificada como uma estrutura flexível. A limitação ao deslocamento vertical da cobertura não pode ser considerado, por isso, igual ao das estruturas convencionais de aço ou de betão armado pré-esforçado.

Não havendo contudo um regulamento específico referente a coberturas de cabos, na prática limita-se a deformação a um valor aceitável, fixo em bases tecnológicas e fisiológicas:

- Tecnológicas: os deslocamentos não podem pôr em perigo e integridade da cobertura, nem dos elementos que possam estar suspensos (tecto falso, condutas de ar, electricidade, aparelhos de iluminação, etc.);
- Fisiológicas: as pessoas que se encontram no interior do edifício não se podem sentir inseguras.

Além disso, os deslocamentos podem ser estáticos ou dinâmicos, sendo estes últimos os mais desfavoráveis e impossíveis de passar despercebidos aos utentes do edifício. Já os deslocamentos estáticos dependem das considerações tecnológicas não provocando qualquer sentimento de insegurança.

Num estudo, verificou-se que na maior parte das estruturas de cabos existentes, a flecha varia entre os valores $L/100$ a $L/400$ (L - comprimento do vão), sendo o valor mais frequente $L/200$.

Constata-se que possuem valores de deslocamento vertical que respeitam os limites impostos pelo R.E.B.A.P. em relação a estruturas de betão armado ou pré-esforçado. No entanto, tais limitações podem ser muito severas, conduzindo a cabos de secções sobre-dimensionadas, do ponto de vista da capacidade resistente.

A deformação de um cabo, segundo o AISI "Steel Cable Manual", não deve produzir danos sobre o material de revestimento da cobertura, ou seja, tem que se verificar a compatibilidade de deformação entre a rede de cabos e o material de revestimento da cobertura.

Conclui-se assim que muitas vezes o dimensionamento do cabo fica condicionado, não pela sua resistência como seria de esperar, mas sim pela sua deformação.

4.5.1.2 - Durabilidade

O estado limite de durabilidade tem ganho uma importância cada vez maior já que comporta vários parâmetros. Em termos de projecto têm sido definidas essencialmente regras de protecção dos cabos em função da qualidade, da agressividade do ambiente e segurança em relação à acção do fogo.

O aparecimento dos cabos revestidos surgiu inicialmente associado à ideia de evitar a corrosão dos cabos devido à acção de meios ambientes agressivos.

Os primeiros sistemas usados limitavam-se a impregnar as armaduras em massas lubrificantes que depois eram envolvidas em papel em fita enrolado. Verificou-se que este sistema era inadequado pois surgiram problemas de corrosão, resultantes não só da insuficiente protecção dos cabos, como também da ligação às ancoragens, onde o cabo fica exposto numa pequena extensão.

Mais tarde, com o desenvolvimento comercial e técnico deste sistema deu-se o aparecimento das bainhas plásticas, aplicadas por extrusão. Nos Estados Unidos, foram largamente utilizadas até 1985, sem que houvesse recomendações e especificações sobre o seu fabrico e utilização. Hoje em dia, nos sistemas comerciais internacionais

de cabos, as bainhas são aplicadas por extrusão imediatamente após a saída das fieiras. As suas características preenchem os requisitos estipulados nas exigências prescritas pelo PTI "Specification for Unbonded Simple - Strand Tendons" de 1985 na América ou pela FIP "Recommendations for Corrosion Protection of Unbonded Tendons" de 1986.

No que se refere à protecção das estruturas de cabos ao fogo, não há regulamentação ou código específicos, por causa dos seus grandes vãos e da sua geometria invulgar.

Em estudos efectuados sobre o comportamento de uma estrutura de cabos sob acção do fogo verificou-se que:

- para um acréscimo de temperatura, a flecha do cabo cresce o que provoca um decréscimo de tensão, havendo também uma relaxação da pré-tensão;
- a resistência do cabo é reduzida para altas temperaturas.
- a redução de tensão pode ser tão grande que os cabos passam a ter um comportamento simplesmente suspenso.
- como para altas temperaturas, ocorrem grandes deformações na estrutura de cabo, estas podem causar grandes prejuízos no revestimento ou nos restantes elementos construtivos.

Jawerth demonstrou que uma estrutura de cabos de aço se mantém estável durante um período compreendido entre 30 a 60 minutos desde o começo do incêndio.

Conclui-se pois que em estruturas deste tipo se deve, sempre que possível, empregar revestimentos à prova de fogo e elementos de prevenção e manutenção tais como: alarmes de observação da estrutura, extintores de incêndio, ventiladores, etc.

4.5.1.3 - Vibração

Por último, outro fenómeno de elevada importância quanto à verificação da segurança das estruturas é a vibração das mesmas induzida por acções dinâmicas, fenómeno que assume particular importância quando o vão a vencer é bastante

elevado. Devido à especificidade do assunto em questão e à sua difícil quantificação e análise, o mesmo não será aqui desenvolvido, sendo certo que se trata de um problema de dinâmica.

4.5.2 - Estado limite último

4.5.2.1 - Combinação de acções

O dimensionamento dos cabos constituintes da cobertura é obtido a partir da comparação entre o valor de cálculo das tensões actuantes e o valor de cálculo da tensão resistente à rotura.

Segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, os valores de cálculo das tensões actuantes são obtidas a partir das seguintes combinações de acções:

$$S_d = 1,5 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Qk}) \quad (4.2)$$

$$S_d = 1,5 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Sk}) \quad (4.3)$$

$$S_d = 1,5 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Wk}) \quad (4.4)$$

$$S_d = 1,0 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Wk}) \quad (4.5)$$

As combinações das acções preconizadas pelo AISI, "Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings", são os seguintes:

$$S_d = 2,2 (S_{Gk} + S_{Pk}) \quad (4.6)$$

$$S_d = 2,2 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Qk}) \quad (4.7)$$

$$S_d = 2,0 [S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Qk} + S_{Wk}] \quad (4.8)$$

$$S_d = 2,0 [S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Wk}] \quad (4.9)$$

$$S_d = 2,2 (S_{Gk} + S_{Pk} + S_{Sk}) \quad (4.10)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

S_d - Valor da tensão actuante;

S_{Pk} - Tensão no cabo produzida pela acção da pré-tensão;

S_{Gk} - Tensão no cabo produzida pela acção do peso próprio;

S_{Sk} - Tensão actuante sob acção da neve;

S_{Wk} - Tensão actuante sob acção do vento.

Pela simples observação das equações constata-se que as acções finais actuantes, segundo a norma da AISI, são muito mais desfavoráveis.

Quando se consideram os esforços instalados no cabo, devidos à variação térmica, deve-se considerar actuando simultaneamente as restantes acções conducentes ao estado de tensão mais gravoso.

Deve garantir-se um resíduo mínimo de tracção especificado para cada combinação de acção no cabo portante e no cabo estabilizador.

4.5.2.2 - Estado limite último de equilíbrio

O equilíbrio da estrutura global deve ser verificado e os elementos de suporte convenientemente dimensionados, tendo em consideração as acções estabilizantes efectuadas por valores adequados dos coeficientes parciais de segurança.

4.5.2.3 - Verificação de segurança dos cabos

Na verificação da segurança dos cabos deve ter-se em conta os critérios de resistência e de fadiga.

O critério de resistência é, em geral expresso em termos de limites de tensões para as acções actuantes, sendo usualmente o limite máximo da ordem de 45% da tensão última do aço utilizados nos cabos, $\sigma_{m\acute{a}x}=0,45 f_{puk}$. Este critério tem origem nas recomendações alemãs DIN 1073 publicadas em 1974 e actualmente em processo de revisão.

A verificação da segurança consiste em garantir que os valores das tensões instaladas nos cabos sejam inferiores aos valores resistentes, obtidos em geral a partir de ensaios e afectados por valores adequados dos coeficientes parciais de segurança a considerar para este. Os diversos sistemas de cabos existentes no mercado possuem valores de resistência à fadiga compreendidos entre 200 a 300 N/mm² [VSL Internacional, Ltd; Fressynet International; BBR, Ltd].

As variações das tensões nos cabos são fundamentalmente dependentes da relação entre as sobrecargas e as cargas permanentes.

Neste tipo de estruturas, a verificação da segurança à fadiga não é condicionante do dimensionamento dos cabos.

4.6 - EQUAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE COBERTURA

4.6.1 - Superfície H.P.

A geometria geralmente adoptada para este tipo de coberturas é a do parabolóide hiperbólico (H.P.), superfície anticlástica (de 2ª ordem), pois em qualquer dos seus pontos, as curvaturas principais são de sinal diferente (Fig. 4.1).

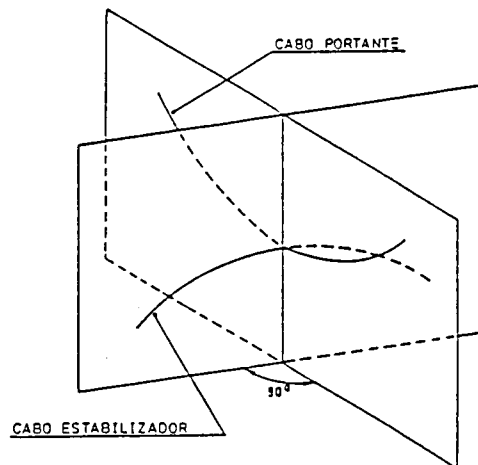


Fig. 4.1 - Mecanismo estrutural da cobertura H.P.

É uma superfície simples e regular, pois em qualquer ponto da superfície as propriedades geométricas são semelhantes. Daí que estas superfícies possam ser expressas por funções do tipo

$$Z = ax^2 + by^2 + c \quad (4.11)$$

podendo assim, definir superfícies cilíndricas.

Neste sistema encontra-se duas famílias diferentes de cabos. A primeira família possui todos os cabos com forma parabólica, paralelos entre si e dirigidos segundo uma dada direcção, os quais se encontram carregados, com uma relação $l^2/f =$

constante. Esta condição assegura uma grandeza constante da tensão actuante em todos estes cabos: são os cabos portantes.

A segunda família de cabos constitui o sistema de estabilização, é formada por uma combinação de cabos paralelos, espaçados igualmente entre si e perpendiculares aos cabos portantes. A forma geométrica dos cabos estabilizadores é hiperbólica, os quais, sob tensão transmitem ao cabo portante uma carga uniforme, sem que a superfície inicial da cobertura sofra qualquer mudança. Devido às características mencionadas acima, a superfície H.P. é a que possui a melhor configuração geométrica para uma rede de cabos pré-tensionados.

4.6.2 - Equação geral

A equação geral do parabolóide hiperbólico no sistema de coordenadas com origem a uma distância c , do centro da superfície é: $Z = ax^2 + by^2 + c$.

A determinação das incógnitas a , b e c são obtidas considerando que o cabo portante e o cabo estabilizador se intersectam no eixo dos \overline{OZ} a uma altura Z da origem.

O coeficiente a corresponde ao cabo portante, ao qual se podem associar duas situações:

- i) - O cabo portante possui uma forma parabólica simétrica em relação à origem, sendo então o coeficiente a , dado por:

$$a = \frac{4f_I}{L_I^2} \quad (4.12)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

f_I - flecha do cabo portante;

L_I - vão do cabo portante;

I - índice relativo à parábola portante;

- ii) - O cabo portante possui uma forma parabólica não simétrica em relação à origem e o coeficiente é dado por:

$$a = \frac{Z_1' - c}{(L_1')^2} = \frac{Z_1'' - c}{(L_1'')^2} \quad (4.13)$$

onde $(L_1'; Z_1')$ e $(L_1''; Z_1'')$ são as coordenadas das extremidades do cabo portante.

O coeficiente b corresponde ao cabo estabilizador, possui um valor igual em grandeza ao do coeficiente a , mas de sinal oposto.

Ao coeficiente c , associa-se a distância do ponto de intersecção do cabo parabólico com o cabo hiperbólico à origem do sistema de coordenadas ao longo do eixo \overline{OZ} .

Logo, a equação de uma superfície parabolóide hiperbólica no sistema de coordenadas com o eixo no centro da superfície e simétrica é dada por:

$$Z = \frac{4f_I}{L_I^2} x^2 - \frac{4f_{II}}{L_{II}^2} y^2 \quad (4.14)$$

4.7 - CÁLCULO APROXIMADO DA REDE DE CABOS

O cálculo de uma cobertura suspensa com a forma parabolóide hiperbólico compreende:

- determinação da equação da superfície de cobertura;
- dimensionamento dos elementos;
- verificação da estabilidade da resistência.

O primeiro e último ponto, já foram referidos anteriormente, pelo que se passará a abordar o segundo através de uma "análise aproximada do dimensionamento dos cabos".

4.7.1 - Determinação do coeficiente de rigidez de deslocamento vertical

Suponham-se um cabo parabólico submetido a uma carga uniformemente repartida (Fig. 4.2).

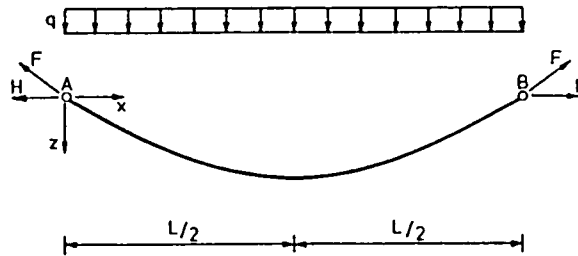


Fig. 4.2 - Cabos sob acção da carga q.

A reacção vertical em A e B é:

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} \quad (4.15)$$

A tensão horizontal a meio vão é:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8f} \quad (4.16)$$

O momento numa secção qualquer do cabo é nulo devido ao cabo ser perfeitamente flexível, pelo que

$$M - H \cdot Z = 0 \quad (4.17)$$

sendo M, o momento flector nesse ponto considerando que o cabo é uma viga vindo:

$$M = \frac{q \cdot l \cdot x}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2} = q \cdot x \cdot (l - x) \quad (4.18)$$

Substituindo em (4.17) obtém-se:

$$Z = \frac{M}{H} = \frac{qx(1-x)}{2H} \quad (4.19)$$

Substituindo o valor de H, dado pela equação (4.16), a deformação vertical é traduzida pela expressão:

$$Z = \frac{4fx(1-x)}{l^2} \cong 4f \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] \quad (4.20)$$

Calculando a segunda derivada desta equação encontra-se o valor da curvatura do cabo, o qual é constante para todos os cabos pertencentes à mesma família e com a mesma configuração geométrica.

$$Z'(x) = \frac{4f}{L} \left[1 - 2 \frac{x}{L} \right] \quad (4.21)$$

$$Z''(x) = -\frac{8f}{L^2} \quad (4.22)$$

A condição de equilíbrio de um cabo submetido a uma carga uniformemente vertical constante é dada por:

$$HZ''(x) + q = 0 \quad (4.23)$$

Integrando entre 0 e L obtém-se:

$$Z = \frac{qx}{2H}(L-x) \quad (4.24)$$

Como para $x = L/2$ o valor de $Z = f$, é possível encontrar o valor da componente horizontal de tensão, H, do seguinte modo:

$$H = \frac{q.l^2}{8f} \quad (4.25)$$

O comprimento inicial do cabo, L_0 é dado por:

$$\begin{aligned}
 L_0 &= \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{dx^2 + dy^2} \\
 &= \int_0^l \sqrt{1 + Z'^2(x)} dx \\
 &\approx \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} Z'^2(x) \right) dx \\
 &= \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right] \cdot L
 \end{aligned} \tag{4.26}$$

O acréscimo de flecha do cabo, devido ao aumento de carga, é obtido diferenciando o comprimento inicial do cabo em ordem a f , ou seja:

$$\frac{dL_0}{df} = \frac{16}{15} \cdot \frac{f}{L} \left(5 - 24 \frac{f^2}{L^2} \right) \tag{4.27}$$

Desprezando o termo entre parênteses ($24 \frac{f^2}{L^2} \ll 1$), pode-se considerar o acréscimo de comprimento dado por:

$$\Delta l = \Delta f \frac{16}{3} \frac{f}{L} = \frac{1}{\mu} \Delta f \tag{4.28}$$

donde

$$\Delta f = \mu \Delta l \tag{4.29}$$

A tensão do cabo, depois de um acréscimo de carga, muda para $H_1 - H_0$ e além disso sofre um alongamento Δl .

Considerando que a mudança de forças ao longo do cabo é relativamente pequena, podendo toma-la como uma deformação elástica tem-se:

$$\Delta l \cong \frac{\Delta H l}{EA} \quad (4.30)$$

em que as variáveis têm o seguinte significado:

- A - secção transversal do cabo;
- E - módulo de elasticidade do cabo;
- l - vão do cabo.

Tendo presente a equação (4.29), o acréscimo da flecha é dado por:

$$\Delta f \cong \Delta H \frac{l}{EA} \frac{1}{(16/3)(f/L)} \quad (4.31)$$

Substituindo o valor de ΔH pela equação tem (4.25) tem-se:

$$\Delta f \cong \frac{\Delta q L^2}{8f} \frac{l}{EA} \frac{1}{(16/3)(f/L)} \quad (4.32)$$

Impondo que o vão do cabo é unitário e que o valor $\Delta f = 1$, obtém-se o coeficiente de rigidez de deslocamento vertical:

$$k_n = \frac{128 EA f^2}{3 L^4} \quad (4.33)$$

É possível em seguida, por aproximação, omitir a constante e afirmar que:

$$k_n \cong \frac{f^2 EA}{L^4} \quad (4.34)$$

4.7.2 - Definição do coeficiente de repartição

Como é impossível calcular manualmente a deformação e a tensão da rede de cabos sob acção de uma carga uniformemente distribuída é necessário recorrer a hipóteses simplificativas.

Consistem em imaginar uma rede de cabos equivalente aos cabos principais de uma treliça, não ligados ao centro. Esta equivalência é demonstrada na Fig. 4.2 por esquema de "sketches". A Fig. 4.2a mostra uma treliça composta por cabos não ligados ao centro. O cabo superior e inferior da treliça pode ser assumido como equivalente a dois cabos ortogonais, um portante e outro estabilizador, tal como mostra a Fig. 4.2b, os quais podem tornar-se equivalentes a uma membrana de largura unitária como na Fig. 4.2c. Os cabos centrais da rede, mostrados a cheio na Fig. 4.3d, são representados por essa membrana unitária da Fig. 4.3c.

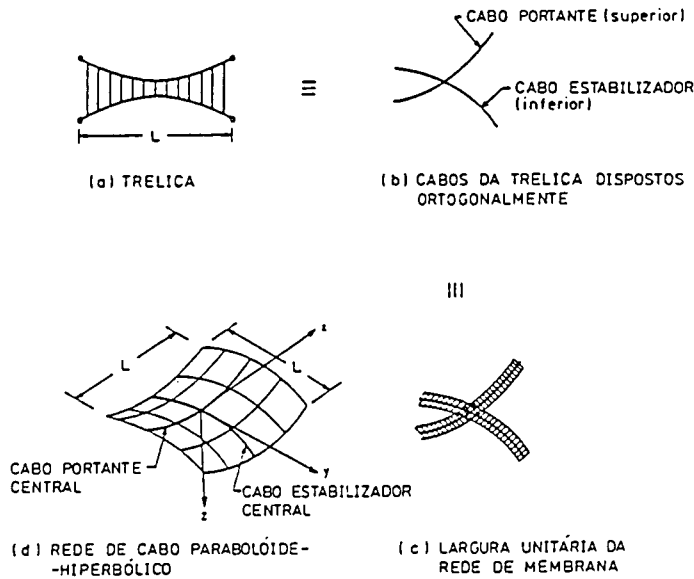


Fig. 4.3 - Equivalência entre uma rede de cabos e uma treliça de cabos.

A configuração paraboloide hiperbólica dos cabos portantes e estabilizadores, mantém-se após a deformação, caracterizada pelos iguais deslocamentos verticais do cabo portante e estabilizador no ponto de cruzamento, isto é, $\Delta f_I = \Delta f_{II}$.

A força de pré-tensão é substituída por uma carga equivalente uniformemente distribuída ao longo do cabo.

Apenas as cargas verticais uniformemente distribuídas são consideradas.

A não linearidade geométrica do cabo é desprezada, ou seja as deformações do cabo apenas se dão em regime elástico.

Com base nestas hipóteses é possível estabelecer um coeficiente de repartição, que permita subdividir as cargas actuantes nos cabos proporcionalmente aos seus coeficientes de rigidez.

Indicando com os índices I e II, as grandezas relativamente ao cabo portante e estabilizador, respectivamente, os coeficientes de repartição são:

$$C_I = \frac{k_I}{k_I + k_{II}} \quad C_{II} = \frac{k_{II}}{k_I + k_{II}} \quad (4.35)$$

sendo então:

$$k_I = \frac{E_I A_I f_I^2}{L_I^4} \quad k_{II} = \frac{E_{II} A_{II} f_{II}^2}{L_{II}^4}$$

4.7.3 - Determinação da carga genérica e dos impulsos actuantes

Designando por:

- \bar{P} - a pré-tensão, considerada como se fosse uma carga uniformemente distribuída;
- $\Delta\bar{P}$ - a variação da pré-tensão, como se fosse uma carga uniformemente distribuída;
- $\bar{P} - \Delta\bar{P}$ - o resíduo da pré-tensão, como se fosse uma carga uniformemente distribuída;
- q_w - o peso próprio do cabo por metro linear;
- q_i - a carga variável por metro linear, corresponde a combinação de acção i , em análise.

Generalizando as cargas actuantes, resulta:

- Para o cabo portante

$$(q_w + \bar{P}) + (q_i - \overline{\Delta P}) = (q_w + \bar{P}) + (q_i \cdot C_I) \quad (4.37)$$

- Para o cabo estabilizador

$$(\bar{P} - \overline{\Delta P}) = (\bar{P} - q \cdot C_{II}) \quad (4.38)$$

Através da equação (4.25), obtida para um cabo submetido a uma carga uniformemente distribuída, pode-se determinar a tensão horizontal no cabo portante e estabilizador do seguinte modo:

$$H_I = \frac{[(q_w + \bar{P}) + (q_i - \overline{\Delta P})] L_I^2}{8f_I} \quad (4.39)$$

$$H_{II} = \frac{(\bar{P} - \overline{\Delta P}) L_{II}^2}{8f_{II}} \quad (4.40)$$

As correspondentes componentes verticais da tensão são:

$$V_I = [(q_w + \bar{P}) + (q_i - \overline{\Delta P})] \frac{L_I}{2} \quad (4.41)$$

$$V_{II} = (\bar{P} - \overline{\Delta P}) \frac{L_{II}}{2} \quad (4.42)$$

O impulso actuante em cada cabo é dado por:

$$S_I = \sqrt{H_I^2 + V_I^2} \quad (4.43)$$

$$S_{II} = \sqrt{H_{II}^2 + V_{II}^2} \quad (4.44)$$

4.8 - APLICAÇÃO DO MÉTODO APROXIMADO A UMA REDE DE CABOS

De acordo com o método aproximado exposto neste capítulo, implementou-se o programa "Dimax", prevendo uma repetição do cálculo na fase 2 (cobertura mais neve), quando o valor do resíduo de pré-tensão no cabo estabilizador fosse inferior, ou igual a zero.

Por meio deste programa, analisou-se o comportamento de uma rede de cabos, com a configuração apresentada na Fig. 4.4, quando se faz variar os seguintes parâmetros: secção transversal do cabo, flecha e o valor da pré-tensão.

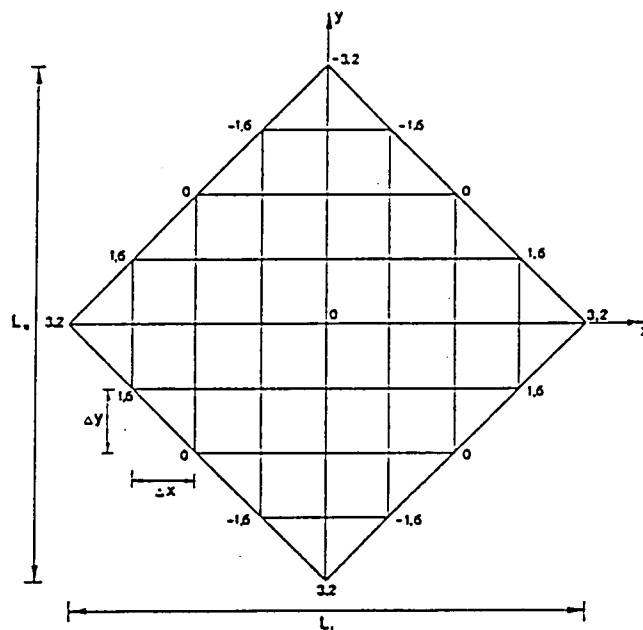


Fig. 4.4 - Configuração da rede de cabos analisada.

A rede de cabos toma a forma parabolóide hiperbólica, segundo a equação:

$$z = 5\left(\frac{x}{20}\right)^2 - 5\left(\frac{y}{20}\right)^2 \quad (4.45)$$

Os cabos portantes estão dispostos segundo o eixo OX e os cabos estabilizadores segundo o eixo OY. Eles formam uma malha quadrada com $\Delta x = \Delta y = 4\text{m}$.

Dados: $L_I = L_{II} = 32\text{m}$

$$A_I = A_{II} = 2 \text{ cm}^2$$

$$f_I = f_{II} = 3,2 \text{ m}$$

$$E_I = E_{II} = 16500 \text{ kN/cm}^2$$

Carga equivalente de pré-tensão: $P = 2400 \text{ N/m}$

Supõe-se que as cargas actuantes são as seguintes:

- peso próprio do cabo:	50 N/m^2
- cobertura:	400 N/m^2
- neve:	600 N/m^2
- vento:	-600 N/m^2

4.8.1 - Variação da flecha

Examinando o exemplo apresentado verificou-se que:

- o cabo portante apresenta tensões mais elevadas, quando se está a analisar o valor de H obtido pela combinação de acção que considera a neve como acção de base, como mostra a curva 3 do Gráfico 1 (Fig. 4.5);
- o cabo estabilizador apresenta tensões mais elevadas na combinação de acção que adopta como acção de base o vento, como mostra a curva 6 do Gráfico 1 (Fig. 4.5).

Para reduzir ao mínimo os esforços de tracção nos cabos, deve-se adoptar para F , um valor próximo do valor máximo admissível. De facto, da observação do comportamento das curvas (Fig. 4.5), verifica-se que aumentando a flecha inicial do cabo, a componente horizontal H diminui de um modo aproximadamente parabólico.

Todas as curvas H são assíptotas e tendem, no infinito, para valores de flecha próximos de zero. Quando se admitem flechas muito reduzidas (coberturas rígidas), há necessidade de ter uma estrutura de apoio importante, pois a bordadura terá de resistir a valores de tensão nos cabos muito elevados.

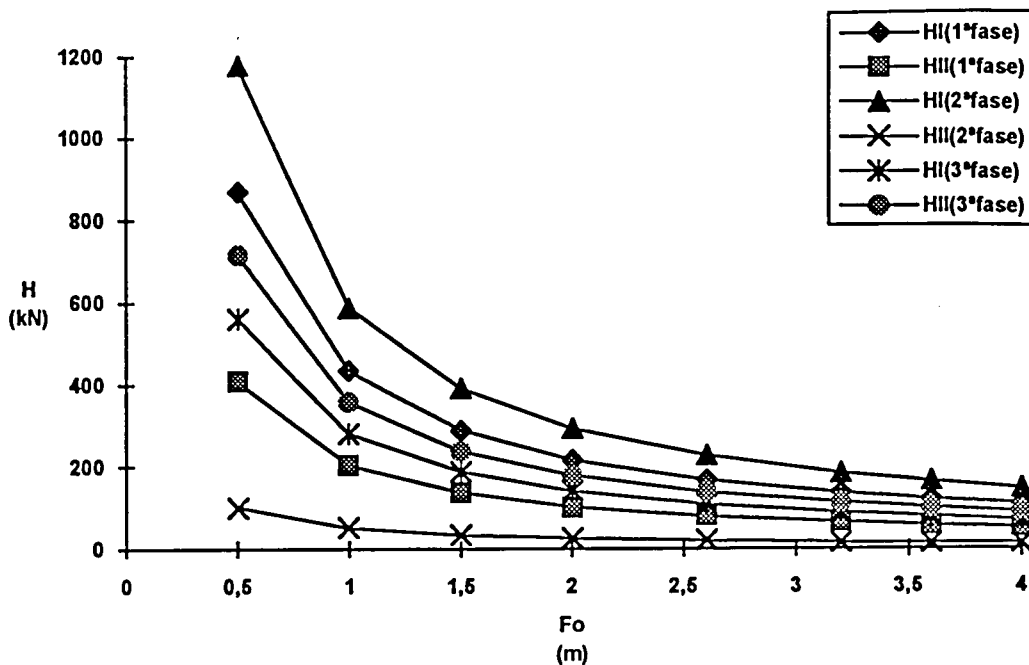


Fig. 4.5 - Gráfico 1: variação da flecha com a componente horizontal de tensão, H.

4.8.2 - Variação da secção transversal do cabo

Aumentando a secção transversal do cabo, a deformação vertical vai diminuindo de forma aproximadamente hiperbólica, sendo este andamento mais acentuado durante a segunda fase (Gráfico 2, Fig. 4.6).

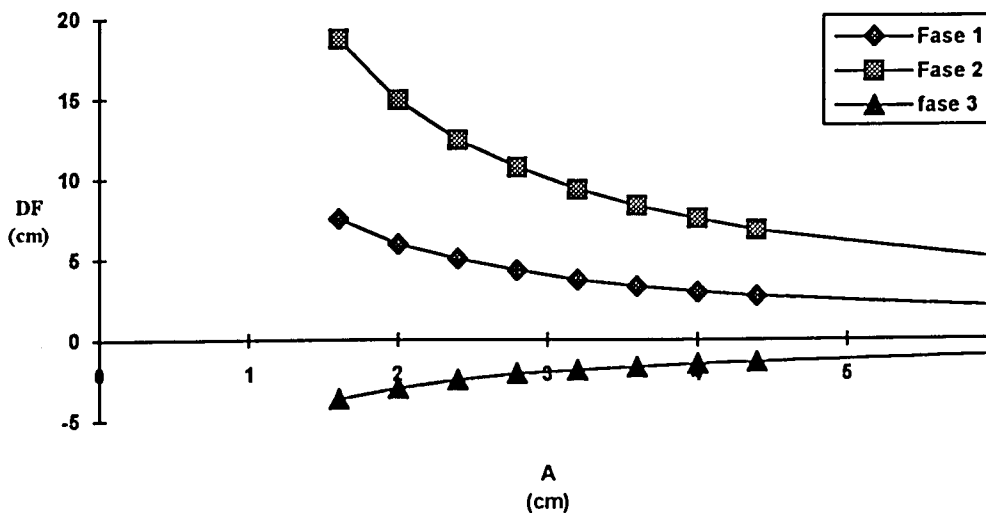


Fig. 4.6 - Gráfico 2: variação da flecha com a secção transversal do cabo.

As curvas são assíntotas, o que confirma que, para reduzir a deformação vertical é necessário aumentar fortemente a secção dos cabos estabilizadores e portantes.

Além disso, verifica-se que estas curvas apresentam desenvolvimento semelhante às curvas do Gráfico 1, que representam a variação da flecha com a componente horizontal de tensão H .

No Gráfico 3 (Fig. 4.7) constata-se que a componente horizontal de tensão de tracção, H , aumenta ligeiramente com o aumento da secção transversal do cabo, visto que a deformação do cabo diminui.

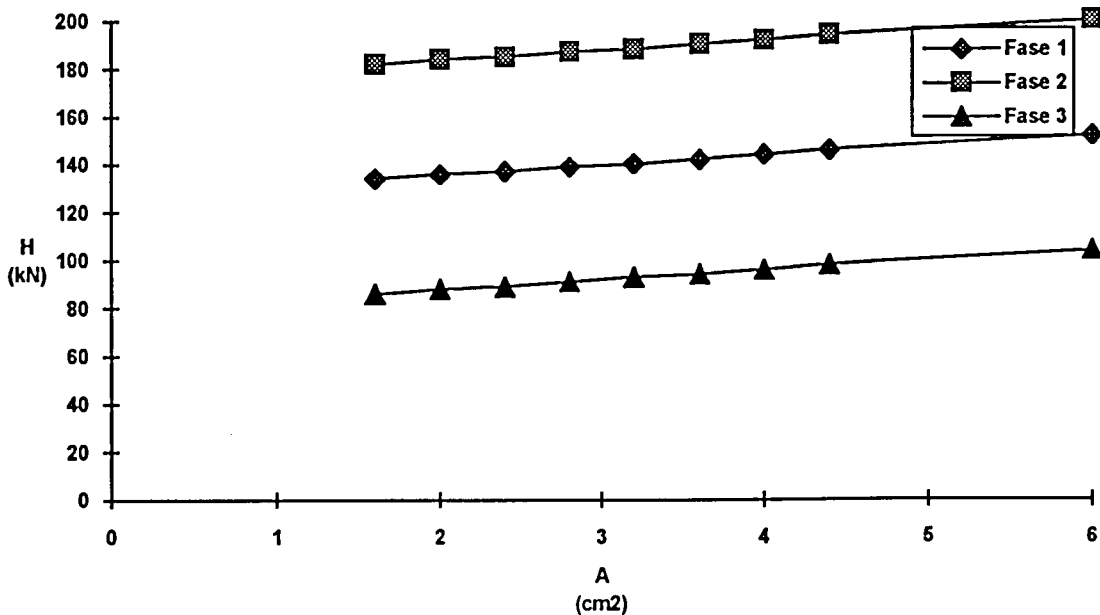


Fig. 4.7 - Gráfico 3: variação da componente horizontal, H , com a secção transversal do cabo.

4.8.3 - Variação do valor da pré-tensão

Aumentando a força de pré-tensão, o valor da componente horizontal de tensão aumenta ligeiramente, mantendo o valor das restantes cargas constantes (Fig. 4.8).

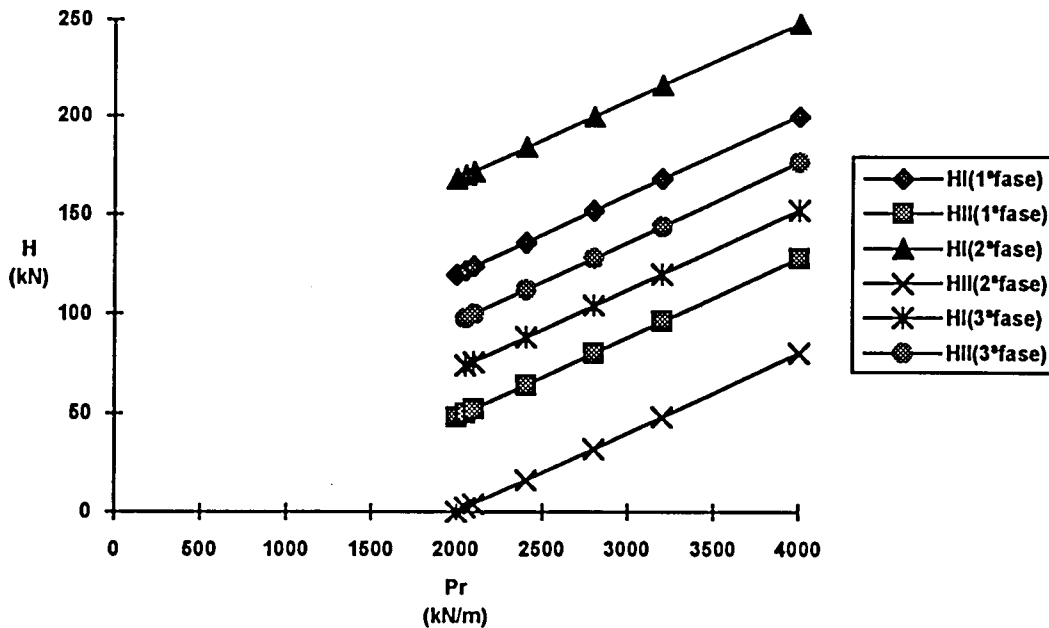


Fig. 4.8 - Gráfico 4: variação do valor da pré-tensão com a componente horizontal de tensão, H.

Os valores da componente horizontal de tensão mais desfavoráveis no cabo portante verificam-se durante a fase 2 (Cobertura mais neve), o que corresponde ao previsto. Os valores da componente horizontal de tensão mais desfavoráveis no cabo estabilizador verificam-se durante a fase 3 (Cobertura mais vento).

Para assegurar a estabilidade da cobertura de cabos, os valores da componente horizontal de tensão, H, devem ser positivos. Assim, o valor da pré-tensão está condicionado pela fase 2, quando se determina o valor de H no cabo estabilizador, isto é, o resíduo da carga deve ser sempre positivo para assegurar a estabilidade da cobertura. Daí que o primeiro valor admissível de carga equivalente de pré-tensão encontrado neste exemplo, seja de 2050N/m.

4.8.4 - Conclusão

O dimensionamento de uma rede de cabos, destinada a suportar uma cobertura é condicionada pelos seguintes factores: flecha máxima admissível no nó central da rede e pela curvatura dos cabos constituintes da mesma.

A geometria da cobertura é, todavia, escolhida de acordo com as condições arquitectónicas, tecnológicas e fisiológicas.

Para que a secção transversal do cabo e o valor de H seja o menor possível, é necessário que os cabos apresentem as maiores flechas.

No dimensionamento dos cabos é conveniente verificar que os impulsos dos cabos portantes e estabilizadores, para todas as combinações de acções, apresentem valores positivos, para a rede estar estabilizada. Se os cálculos demonstrarem que o cabo estabilizador possui impulsos negativos, isto é, o cabo está comprimido, é necessário modificar os valores da curvatura de uma das famílias de cabos ou o limite da flecha máxima, ou ainda, o valor da pré-tensão.

É de notar que este método de análise aproximada deve ser utilizado para um dimensionamento preliminar, especialmente se a superfície de cobertura possuir zonas de curvatura muito diferentes.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE NÃO LINEAR DE UMA ESTRUTURA DE CABOS

5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a formulação desenvolvida para análise não linear de uma estrutura sob tensão constituída por redes de cabos pré-esforçados.

Os efeitos não lineares podem ser subdivididos em dois grupos:

- Comportamento não linear do cabo;
- Não linearidade geométrica.

Cada um destes efeitos não lineares é analisado separadamente, apresentando-se os aspectos do comportamento relativos a cada um deles e os modelos numéricos adoptados na sua simulação.

O comportamento não linear do cabo, devido ao seu peso, é apresentado no sub-capítulo próprio (5.2), pelo facto deste poder ser abordado como um problema de natureza fisicamente não linear, uma vez que é possível definir a variação de rigidez do cabo de forma a ter em conta a deformação localizada do elemento de cabo.

A não linearidade geométrica caracterizada nas estruturas suspensas pelas suas grandes deformações, embora associadas a pequenas extensões, é analisada com base no método dos deslocamentos, apresentada no sub-capítulo 5.3.

No sub-capítulo 5.4 expõem-se as técnicas numéricas que tornam possível aplicar a análise não linear ao estudo das estruturas reais. Faz-se uma breve discussão sobre os métodos numéricos para a resolução dos sistema de equações não-lineares e conclui-se pela aplicação do método incremental iterativo de Newton-Raphson modificado. Referem-se ainda alguns aspectos particulares da aplicação deste método à formulação desenvolvida e ao caso específico das estruturas suspensas por redes de cabos.

Por último faz-se uma análise de uma rede de cabos calculada através deste método.

5.2 - COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS CABOS

O revestimento de uma cobertura suspensa é geralmente muito leve e flexível, podendo-se afirmar que o revestimento não transmite nenhuma rigidez à estrutura, isto é, apenas os cabos são elementos estruturais.

Os cabos são caracterizados por resistirem apenas a esforços de tracção, isto é, são elementos flexíveis. Além disso, como estes cabos vencem grandes vãos, deformam-se por acção do seu peso próprio. Uma vez que os cabos não têm praticamente rigidez à flexão, eles só podem equilibrar o seu peso próprio tomando a forma de uma catenária.

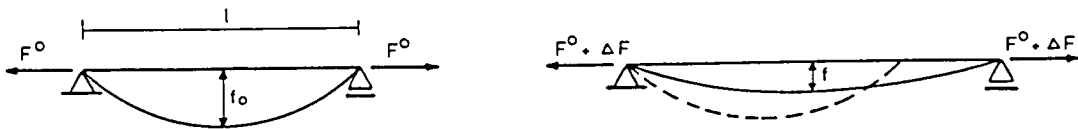


Fig. 5.1 - Comportamento não linear do cabo.

Assim, para um determinado acréscimo de forças nas extremidades do cabo, uma parte deste conduzirá à redução da flecha inicial f_0 , sem deformação elástica do cabo. Uma vez que a flecha é função do estado de tensão instalado no cabo, a sua variação de deformação e, portanto a sua rigidez é também função da tensão. Esta-se perante um problema geometricamente não linear, que pode também ser simulado como um efeito materialmente não linear, desde que seja possível definir uma rigidez equivalente que torne compatíveis as variações de alongamento do cabo e da flecha.

Na análise deste problema, tem sido normalmente considerado um cabo inclinado sujeito a cargas verticais uniformemente distribuídas. Esse cabo toma a forma de uma catenária, a qual pode ser substituída por uma parábola do 2º grau

quando a relação flecha/vão seja inferior a 0,15. Verifica-se que os cabos constituintes de uma cobertura têm sempre relações f/l inferiores a este valor, o que está de acordo com esta hipótese.

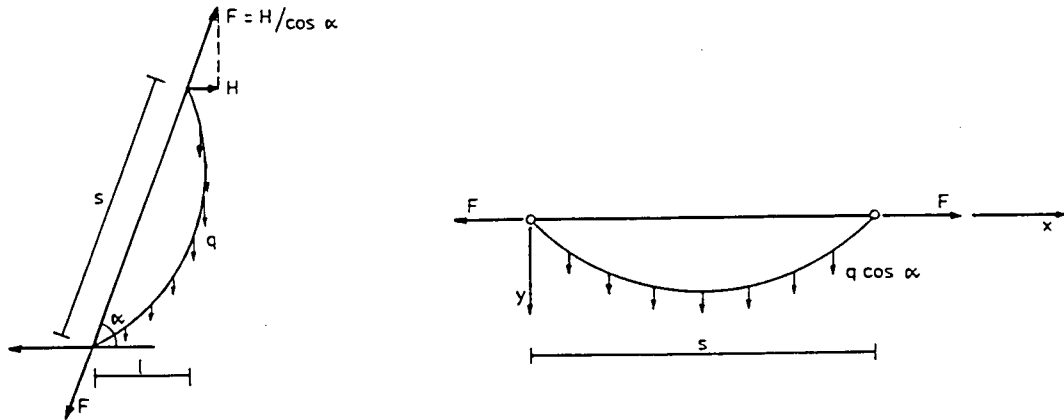


Fig. 5.2 - Substituição do cabo com forma catenária por um cabo parabólico.

Como os cabos de uma cobertura estão tensionados a um nível de tensão relativamente elevado, o comportamento não linear será portanto moderado. Assim sendo, pode-se calcular a flecha a partir da equação da deformada do cabo.

A equação da deformada do cabo segundo os plano xoy, de acordo com a notação da Fig. 5.2, pode-se escrever da seguinte forma:

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = - \frac{q \cos \alpha}{F} \quad (5.1)$$

Obedecendo às condições de fronteira (0,0); (s,0) obtém-se a equação da deformada parabólica:

$$y = \frac{q \cos \alpha}{2 F} x (s - x) \quad (5.2)$$

A flecha a meio vão, medida na vertical, é dada por:

$$f = \frac{q s^2 \cos \alpha}{8 F} / \cos \alpha = \frac{q s^2}{8 F} \quad (5.3)$$

O comprimento do arco da deformada é obtido através da diferenciação em ordem a F da equação (5.2),

$$l = s + \frac{q^2 s^3 \cos^2 \alpha}{24 F^2} \quad (5.4)$$

onde a variação de comprimento Δs devido à acção da força $F = \frac{H}{\cos \alpha}$, é dado por:

$$\Delta s = \frac{q^2 l^3 \cos \alpha}{24 H^2} = \frac{q^2 s^3 \cos^2 \alpha}{24 F^2} \quad (5.5)$$

em que $s = \frac{l}{\cos \alpha}$.

Para um acréscimo de força no cabo de dF , o alongamento da corda de comprimento Δs é de $d\Delta s$. A tensão no cabo varia de $d\sigma = \frac{dF}{A}$ e a extensão varia de

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + d\varepsilon_{ap} \quad (5.6)$$

A variação de ε pode ser composta por duas parcelas: deformação elástica do cabo e deformação devido à variação da curvatura, traduzidas pelas relações (5.7) e (5.8), respectivamente.

$$d\varepsilon_e = \frac{d\sigma}{E_c} \quad (5.7)$$

$$d\varepsilon_{ap} = \frac{d\Delta s}{s} \quad (5.8)$$

Em presença deste tipo de deformações, Ernst (1965) propôs que:

$$d\varepsilon_{ap} = \frac{d\sigma}{E_{ap}} \quad (5.9)$$

ou seja

$$E_{ap} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon_{ap}} = \frac{dF \cdot s}{A d\Delta s} \quad (5.10)$$

Pode-se escrever o módulo de elasticidade equivalente como:

$$E_{eq} = \frac{d \sigma}{d \varepsilon} = \frac{d \sigma}{d \varepsilon_e + d \varepsilon_{ap}} \quad (5.11)$$

Substituindo $d\varepsilon_e$ e $d\varepsilon_{ap}$ obtém-se a seguinte expressão:

$$E_{eq} = \frac{E_e}{1 + \frac{E_e}{E_{ap}}} \quad (5.12)$$

Derivando a equação (5.5) em ordem a F e substituindo o seu valor na equação (5.9) encontra-se:

$$E_{ap} = \frac{12 \sigma^3}{\gamma^2 \sigma^2 \cos^2 \alpha} = \frac{12 \sigma^3}{\gamma^2 l^2} \quad (5.13)$$

Introduzindo o valor E_{ap} na expressão que fornece o módulo de elasticidade equivalente tem-se a fórmula conhecida de Ernst, também designada por módulo de elasticidade tangente.

$$E_{eq} = \frac{E_e}{1 + \frac{\gamma^2 l^2}{12 \sigma^3} E_e} \quad (5.14)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

E_{eq} - módulo de elasticidade equivalente;

E_e - módulo de elasticidade do aço constituinte do cabo;

γ - peso específico do cabo, ou peso por unidade de volume;

σ - valor da tensão no cabo;

l - projecção horizontal do comprimento do cabo.

O módulo de elasticidade equivalente depende principalmente do comprimento dos cabos e do nível de tensão neles instalado. Fazendo variar os valores de σ e l obtêm-se as curvas apresentadas na Fig. 5.3.

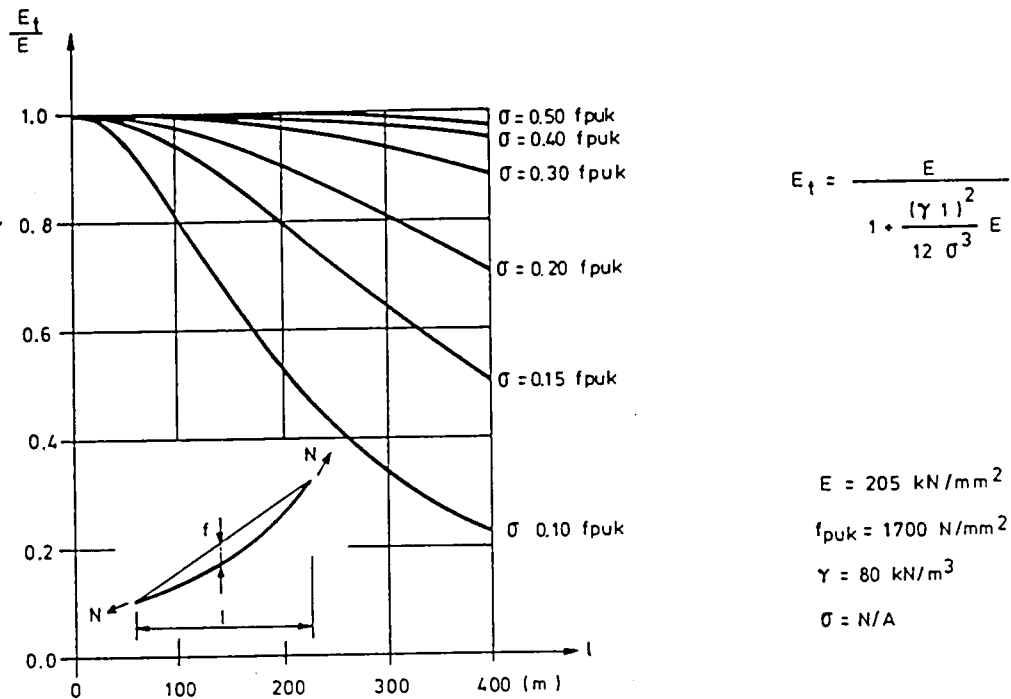


Fig. 5.3 - Variação do módulo de elasticidade equivalente, com a tensão e o comprimento do cabo.

Constata-se que, quanto mais alto for o nível de tensão instalado no cabo, maior é a sua rigidez.

Ernst (1965) determinou o módulo de elasticidade equivalente, no caso dos cabos serem constituídos por cordões fechados ("locked-coil") e com tensão constante.

Acontece que o cabo está sujeito a vários tipos de carregamento, daí que, para cada tipo de carga, ele está submetido a uma determinada tensão e curvatura. Ou seja, a variação de tensão depende das relações existentes entre a sobrecarga e as acções permanentes. Devido a este fenómeno, Ernst modificou a sua expressão base (5.14) por uma baseada no valor inicial e final de tensão a que o cabo está sujeito, designando por módulo de elasticidade secante, o qual é dado pela seguinte expressão:

$$E_{sec} = \frac{E_e}{1 + \frac{E_e}{24} \frac{(\gamma l)^2 (\sigma_i + \sigma_f)}{(\sigma_i \sigma_f)}} \quad (5.15)$$

em que σ_i e σ_f são, respectivamente, os valores das tensões iniciais e finais no cabo e as restantes variáveis têm o significado anteriormente apresentado.

Numerosos investigadores propõem a determinação do módulo de elasticidade através de técnicas iterativas, quer com base na equação do módulo de elasticidade tangente (5.14), quer com base na equação do módulo de elasticidade secante (5.15).

Num processo de análise, para um nível de carga fixo, a utilização exclusiva do módulo de elasticidade tangente não permite a garantia de convergência para a solução correcta, enquanto que uma análise incremental conduz a relações que se afastam progressivamente da solução exacta.

Em relação às técnicas baseadas no módulo de elasticidade secante, a sua utilização conduz em geral a um processo de convergência muito lento.

Face às considerações apresentadas, a resolução numérica adoptada para a determinação do módulo de elasticidade equivalente é o método Newton-Raphson modificado uma vez que se conhecem as equações (5.14) e (5.15), estando perante um problema unidimensional.

Para um acréscimo de deformação $\Delta\varepsilon$, uma primeira estimativa da tensão final no cabo σ_i^1 é determinada utilizando o módulo de elasticidade equivalente dado pela relação (5.14), correspondente à tensão inicial σ_i . Conhecendo σ_i^1 e utilizando o módulo de elasticidade secante dado pela equação (5.15) entre σ_i e σ_i^1 calcula-se o valor de ε_f^1 , ficando definido o ponto 1 do gráfico da Fig. 5.4. Esta sequência é repetida até que se atinja, a menos de um erro absoluto pré-fixado, o ponto correspondente à deformação final $\varepsilon_f = \varepsilon_i + \Delta\varepsilon$, como se representa esquematicamente na Fig. 5.4

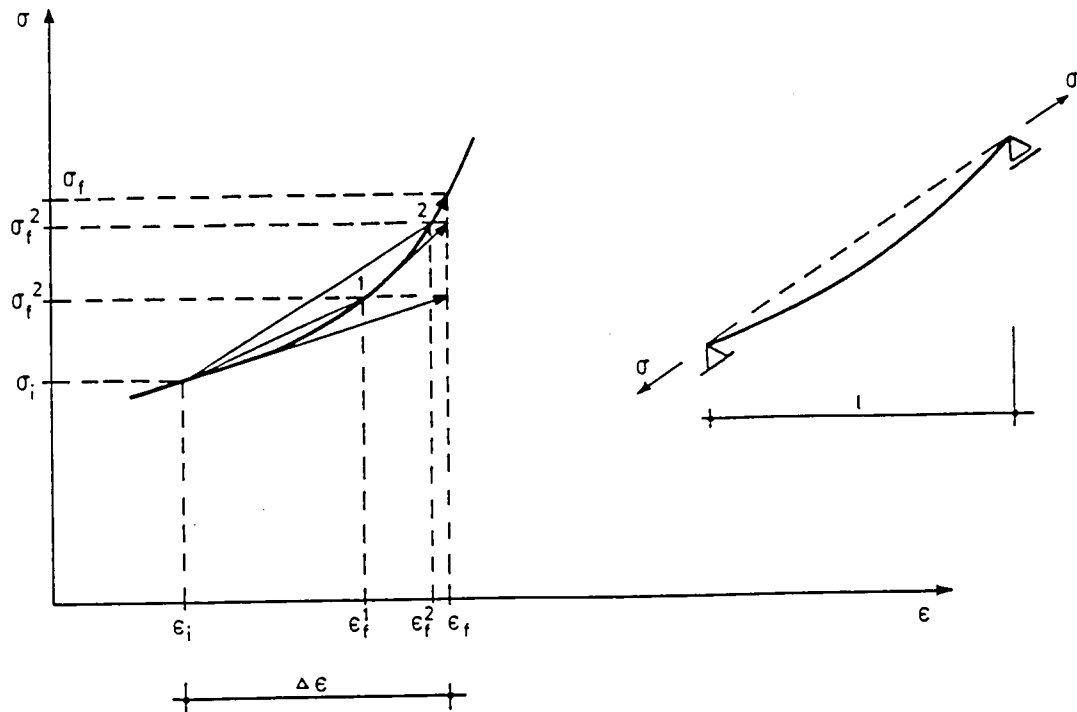


Fig. 5.4 - Aplicação do método de Newton-Raphson à simulação do comportamento não linear dos cabos.

Trata-se de uma técnica muito simples, para a qual se verifica uma convergência extremamente rápida, sendo em geral suficiente duas ou três iterações e para os níveis de tensão iniciais e variações de tensão que ocorrem frequentemente nos cabos.

5.3 - NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

5.3.1 - Introdução

Neste sub-capítulo introduz-se a formulação adoptada para a consideração dos efeitos geometricamente não lineares na análise de estruturas sob tensão.

As primeiras formulações baseavam-se na consideração de modelos de suspensão contínua, isto é, supunham-se os cabos infinitamente próximos uns dos outros, de modo a constituírem uma "membrana" de suspensão. Esta aproximação permitia transformar uma estrutura discreta, isto é, com um número finito de graus de liberdade, numa estrutura contínua, conduzindo a uma equação diferencial de

4ª ordem, estabelecida na configuração deformada e cuja solução permitia estimar a distribuição de esforços na estrutura.

Com o grande desenvolvimento verificado no meio do cálculo automático, permitindo a resolução de sistemas de equações que regem o comportamento das estruturas com muitos graus de liberdade, modificou-se completamente a abordagem estrutural, verificando-se o acompanhamento do avanço dos métodos de análise com os dos meios de cálculo.

Efectivamente, a estratégia que consistia em passar do discreto ao contínuo deixou de ter sentido, dando lugar à preocupação de discretizar.

Os cabos são então representados por elementos finitos (elementos de cabo), permitindo assim uma simulação discreta de uma rede de cabos e de uma interpretação notável das mais diversas topologias estruturais e condições de funcionalismo que a estrutura sob-tensão possa ter.

O elemento de cabo é constituído por um elemento linear de dois nós com secção constante, no qual o estado de tensão e deformação inicial (σ^0, ϵ^0) a que está sujeito, corresponde ao esforço de tracção positivo (pré-esforço).

O cabo apresenta um comportamento não linear, não só devido à não linearidade geométrica já abordada no sub-capítulo 5.2, mas também devido à não linearidade física que corresponde à deformabilidade localizada dos segmentos de cabo pré-tensionados entre os nós que não podem estar sujeitos a compressões.

A dificuldade reside na medida em que as forças que actuam no cabo são justamente as incógnitas, e a parte do impulso a elas devido não é conhecido à priori.

Adoptou-se o método dos deslocamentos, visto ser mais facilmente automatizável que o método das forças, e além disso permite considerar com facilidade os efeitos devido aos esforços de tracção internos a que o cabo está sujeito quando submetido a cargas verticais, somando às matrizes de rigidez usuais dos vários elementos, as matrizes de rigidez geométricas.

Neste trabalho, os efeitos geometricamente não lineares são considerados com base numa descrição exacta das condições de equilíbrio e compatibilidade.

Estas relações são não lineares por: serem expressas em termos de variáveis totais, se admitirem grandes deslocamentos (embora associados a pequenas extensões) no estabelecimento das equações de compatibilidade e por se definirem as condições

de equilíbrio do elemento na configuração deformada. Em consequência, a utilização destas equações requer a adopção de processos iterativos secantes, em geral de pequena eficácia numérica, e para os quais não existe mesmo garantia de convergência. Em particular quando se pretende considerar simultaneamente o comportamento fisicamente não linear dos materiais, como os referidos em alguns trabalhos apresentados recentemente no domínio da análise não linear de estruturas de betão.

Torna-se assim conveniente exprimir, com base nas relações de equilíbrio e de compatibilidade uma forma incremental.

Utilizando o método dos elementos finitos, estas equações podem ser desenvolvidas a nível elementar, sendo posteriormente agrupadas para obtenção das equações de equilíbrio e compatibilidade de toda a estrutura.

5.3.2 - Análise da Rede de Cabos através do Método dos Deslocamentos

5.3.2.1 - Hipóteses de Cálculo

Considera-se uma rede genérica de cabos constituída por m cabos e n nós. O esquema estrutural obedece às seguintes hipóteses de cálculo:

- i) - o cabo apenas está solicitado axialmente;
- ii) - é válida a lei de Hooke, isto é, cada elemento de cabo tem um comportamento elástico linear;
- iii) - não existe fenómeno de instabilidade de relaxamento, nem de deformação plástico-viscosa.
- iv) - não se transmitem os esforços de compressão, ou seja, a rigidez à compressão axial é nula, obtendo-se uma curva de tensões-extensões do seguinte tipo (Fig. 5.5).

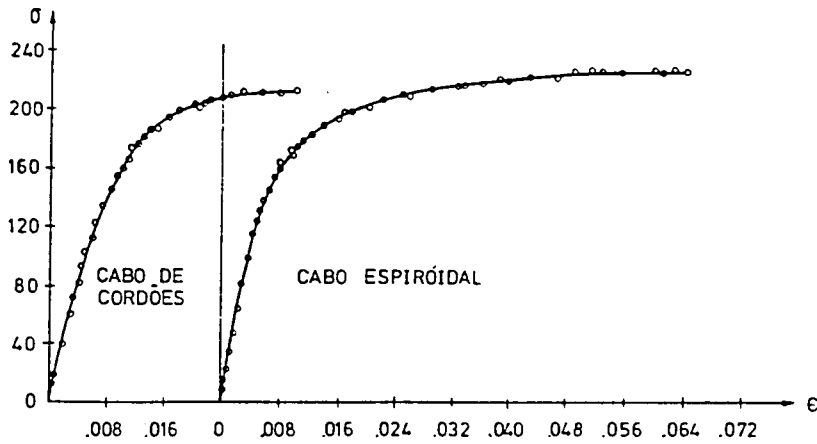


Fig. 5.5 - Diagrama de tensões-extensões do cabo.

Esta hipótese só é válida quando a estrutura se encontra carregada e não se prevejam efeitos de relaxamento ou o alongamento não ultrapasse a fase elástica.

Quando o comportamento da estrutura se encontra fora da fase elástica a curva de tensões-extensões é dada pela seguinte expressão analítica:

$$\sigma = \frac{E}{\left| 1 + \left(\frac{E \cdot \varepsilon}{\sigma_u} \right)^n \right|^{\frac{1}{n}}} \quad (5.16)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

σ_u - tensão de rotura;

ε - extensão;

E - módulo de elasticidade;

n - constante determinada experimentalmente;

v) - pequeníssimas deformações dos elementos de cabos $(\Delta l_i/l_i) \lll 1$, de modo que se pode desprezar os elementos superiores à segunda ordem;

- vi) - os nós são realizados por elementos perfeitamente rígidos coerentes com a hipótese *i*, pois os cabos estão perfeitamente juntos através de um grampo na sua intersecção;
- vii) - o revestimento da cobertura é geralmente muito leve e flexível, podendo-se afirmar que o revestimento da cobertura não transmite nenhuma rigidez à estrutura, isto é, apenas os cabos são elementos de estrutura. Além disso, como o revestimento é normalmente ligado ao cabo em vários pontos entre dois nós consecutivos, considera-se que o peso próprio da cobertura e a carga accidental actuam numa forma difusa ao longo do elemento de cabo;
- viii) - os elementos de cabo possuem alinhamento recto entre os nós. Implicitamente assume-se que todas as cargas, incluindo o seu peso próprio, actuam somente nos nós.

5.3.2.2 - Relações entre Extensão-Deslocamento

Na Fig. 5.6 representa-se um elemento de cabo genérico *j-k*, no estado inicial e final, indicando-se as grandezas necessárias à caracterização dos deslocamentos nodais e deformações do elemento de cabo *i*.

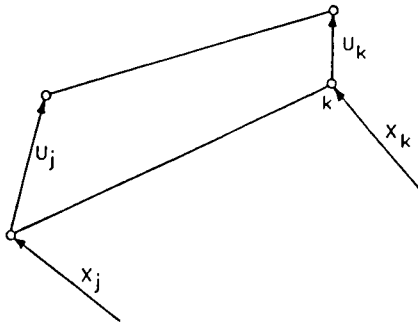


Fig. 5.6 - Elemento de cabo *j-k*.

As coordenadas dos nós são dadas em relação a um referencial cartesiano global, obtendo-se deste modo a definição da geometria inicial da rede de cabos. Complementarmente, todos os nós internos são numerados. Deste modo pode-se definir a posição dos nós *j* e *k* na fase inicial do seguinte modo:

$$\{ X \}_k^0 = \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ z_k \end{Bmatrix} \quad \text{e} \quad \{ X \}_j^0 = \begin{Bmatrix} x_j \\ y_j \\ z_j \end{Bmatrix} \quad (5.17)$$

Após aplicação de cargas externas, o elemento de cabo deforma-se e toma uma nova configuração de equilíbrio designada por estado final. A mudança das coordenadas nodais j e k e a variação de comprimento é dada respectivamente por:

$$| X |_k^f = | X |_k^0 + | U |_k = \begin{vmatrix} x_k \\ y_k \\ z_k \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} u_k \\ v_k \\ w_k \end{vmatrix} \quad (5.18)$$

$$| X |_j^f = | X |_j^0 + | U |_j = \begin{vmatrix} x_j \\ y_j \\ z_j \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} u_j \\ v_j \\ w_j \end{vmatrix} \quad (5.19)$$

$$s_i^f = s_i^0 + \Delta s_i$$

$$\text{e} \quad \dots = \left[\left(x_j + u_j - x_k - u_k \right)^2 + \left(y_j + v_j - y_k - v_k \right)^2 + \left(z_j + w_j - z_k - w_k \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5.20)$$

onde u_k, v_k, w_k e u_j, v_j, w_j , são respectivamente os deslocamentos nodais do nó k e j , relativamente aos eixos x, y e z .

A extensão sofrida pelo elemento de cabo após adição da carga externa (estado final) é dada pela razão entre o acréscimo de comprimento do elemento de cabo e o seu comprimento no estado inicial, ou seja:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta s_i}{s_i^0} \quad (5.21)$$

Note-se que, no estado inicial $\varepsilon_i=0$.

Desenvolvendo-se a equação (5.20), obtém-se:

$$\begin{aligned} (s_i^0 + \Delta s_i)^2 &= (\Delta X_{kj}^0 + \Delta U_{kj})^2 \\ &= \Delta X_{kj}^0 \Delta X_{kj}^0 + 2 \Delta X_{kj}^0 \Delta U_{kj} + \Delta U_{kj} \Delta U_{kj} \end{aligned} \quad (5.22)$$

$$(I + \varepsilon_i)^2 = I + 2 \frac{\Delta X_{kj}^0 \Delta U_{kj}}{(s_i^0)^2} + \frac{\Delta U_{kj} \Delta U_{kj}}{(s_i^0)^2} \quad (5.23)$$

em que I representa a matriz de identidade e o deslocamento linear e quadrático vêm representados pelas expressões (5.24) e (5.25), respectivamente.

$$a_i = \frac{\Delta X_{kj}^0 \Delta U_{kj}}{(s_i^0)^2} \quad (5.24)$$

$$b_i = \frac{\Delta U_{kj} \Delta U_{kj}}{(s_i^0)^2} \quad (5.25)$$

em que:

$$\Delta X_{kj}^0 = \{X_k^0 - X_j^0\} \quad (5.26)$$

$$\Delta U_{kj} = \{U_k - U_j\} \quad (5.27)$$

reescrevendo-se (5.23):

$$\begin{aligned} (I + \varepsilon_i)^2 &= I + 2\varepsilon \left(I + \frac{\varepsilon}{2} \right) \\ &= I + 2a_i + b_i \end{aligned} \quad (5.28)$$

ou seja:

$$\varepsilon \left(I + \frac{\varepsilon}{2} \right) = a_i + \frac{I}{2} b_i \quad (5.29)$$

De acordo com a quinta hipótese de cálculo, $\varepsilon \ll 1$, os deslocamentos não são necessariamente pequenos, daí que $I + \frac{\varepsilon}{2} \cong I$, obtendo-se para pequenas extensões, a seguinte expressão:

$$\varepsilon_i = \left(a_i + \frac{I}{2} b_i \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.30)$$

Desenvolvendo o produto vectorial das expressões (5.24) e (5.25) obtém-se, respectivamente:

$$a_i = \frac{I}{(s_i^0)^2} \left[(x_j - x_k)(u_j - u_k) + (y_j - y_k)(v_j - v_k) + (z_j - z_k)(w_j - w_k) \right] \quad (5.31)$$

$$b_i = \frac{I}{(s_i^0)^2} \left[(u_j - u_k)^2 + (v_j - v_k)^2 + (w_j - w_k)^2 \right] \quad (5.32)$$

podendo assim obter-se o escalar do comprimento final do elemento de cabo i .

$$s_i^f = s_i^0 (1 + 2a_i + b_i)^{\frac{1}{2}} \quad (5.33)$$

5.3.2.3 - Equações de Equilíbrio

Uma rede de cabos é representada por uma assemblagem de elementos de cabos, ligados por um número finito de nós, onde é suposto actuarem as cargas verticais concentradas.

Na determinação das equações de equilíbrio das forças actuantes num nó k genérico de uma rede de cabos, considera-se que a rede de cabos se encontra complementarmente definida no seu estado inicial pelos seguintes parâmetros:

- Coordenadas dos nós e, acumulação no vector $\{X\}^0$ dos nós pertencentes à rede de cabos

$$\{X\}^0 = \begin{Bmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_k \\ \vdots \\ X_n \end{Bmatrix} ; \quad \{X\}_k^0 = \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix}_k \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (5.34)$$

- Pré-tensão inicial no elemento de cabo: F_i^0 , i é o elemento de cabo limitado pelos nós k e j ;
- Carga externa vertical actuante no nó k ;

$$\{P\}_k^0 = \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ z_k \end{Bmatrix} \quad (5.35)$$

Após aplicação das cargas externas, P , a rede de cabos toma uma nova configuração designada por estado final, definidas pelas seguintes variações de estado:

- Variação do estado de pré-tensão

$$\{F_i\}_i^f = \{F_i\}_i^0 + \{\Delta F_i\}_i \quad (5.36)$$

onde ΔF_i é a variação de pré-tensão do elemento de cabo i ;

- Variação do estado de carregamento

$$\{P\}_k^f = \{P\}_k^o + \{\Delta P\}_k \quad (5.37)$$

onde ΔP é a variação de carga no nó k .

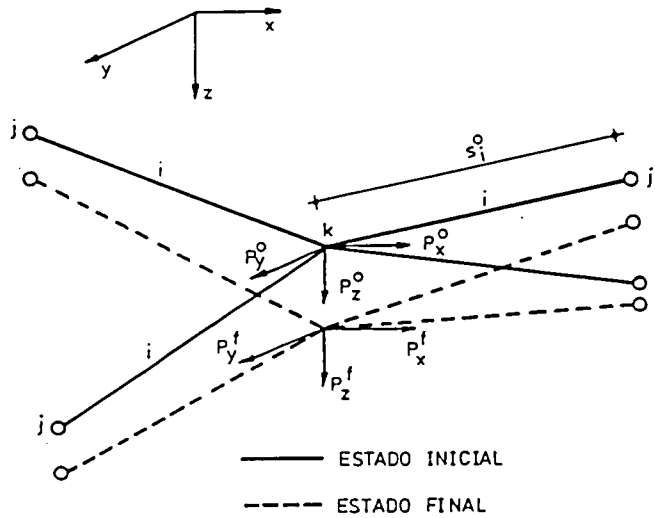


Fig. 5.7 - Forças e cargas actuantes no nó k no estado inicial e final.

Considerando o nó genérico, k , resultante da conexão dos m elementos de cabos (Fig. 5.7), pode-se exprimir as equações de equilíbrio das forças no estado inicial do seguinte modo:

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{S_i^0} [x_j - x_k] = 0 \quad ; \quad (= -P_{xk}^0)$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{S_i^0} [y_j - y_k] = 0 \quad ; \quad (= -P_{yk}^0) \quad (5.38)$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^0}{S_i^0} [z_j - z_k] = 0 \quad ; \quad (= -P_{zk}^0)$$

O estado inicial é a configuração de equilíbrio da rede de cabos sob acção das forças de pré-tensão e uma dada carga externa. O peso próprio do cabo é, em geral, muito pequeno quando comparado com a carga actuante externa, considerando-se portanto que, no estado inicial, actuam apenas as forças de pré-tensão F_i . Em consequência, nas equações (5.38) não aparece o termo P_k^0 .

No estado final, as equações de equilíbrio apresentam o seguinte aspecto:

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^f}{S_i^f} [(x_j + u_j) - (x_k + u_k)] = P_{xk}^f$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^f}{S_i^f} [(y_j + v_j) - (y_k + v_k)] = P_{yk}^f \quad (5.39)$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i^f}{S_i^f} [(z_j + w_j) - (z_k + w_k)] = P_{zk}^f$$

5.3.2.4 - Equações Resolventes

Para introduzir a formulação do método do deslocamento é necessário introduzir a relação entre a extensão e deslocamentos, expressão (5.30), nas equações de equilíbrio (5.39). Ou seja, é necessário exprimir ΔF_i em função dos deslocamentos, donde vem:

$$\Delta F_i = EA_i \varepsilon_i = EA_i \left(a_i + \frac{1}{2} b_i \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.40)$$

Desenvolvendo, na série binomial, a expressão irracional (5.30) e substituindo na equação (5.40) obtém-se:

$$\Delta F_i = EA_i \left(a_i + \frac{1}{2} b_i - \frac{1}{2} a_i^2 - \frac{1}{2} a_i b_i + \frac{1}{2} a_i^3 + \dots \right) \quad (5.41)$$

O mesmo desenvolvimento pode ser efectuado à equação (5.32) obtendo-se:

$$\frac{l}{s_i^f} = \frac{l}{s_i^o} \left(1 - a_i - \frac{1}{2} b_i + \frac{3}{2} a_i^2 + \frac{3}{2} a_i b_i - \frac{5}{2} a_i^3 \dots \right) \quad (5.42)$$

Substituindo as equações (5.41) e (5.42) nas equações (5.39) e escrevendo-as de modo que só os termos de 1ª ordem em u , v , w entrem na matriz de rigidez do elemento de cabo i obtém-se:

$$\sum_{i=1}^m \left[F_i^o \frac{u_j - u_k}{s_i^o} + (EA_i - F_i^o) \frac{x_j - x_k}{s_i^o} a_i \right] = -P_{xk}^f + R_{xk}$$

$$\sum_{i=1}^m \left[F_i^o \frac{v_j - v_k}{s_i^o} + (EA_i - F_i^o) \frac{y_j - y_k}{s_i^o} a_i \right] = -P_{yk}^f + R_{yk} \quad (5.43)$$

$$\sum_{i=1}^m \left[F_i^o \frac{w_j - w_k}{s_i^o} + (EA_i - F_i^o) \frac{z_j - z_k}{s_i^o} a_i \right] = -P_{zk}^f + R_{zk}$$

onde,

$$R_{x,k} = - \sum_{i=1}^m (EA_i - F_i^o) \left[\frac{(u_j - u_k)}{s_i^o} c_i + \frac{(x_j - x_k)}{2s_i^o} d_i \right]$$

$$R_{y,k} = - \sum_{i=1}^m (EA_i - F_i^o) \left[\frac{(v_j - v_k)}{s_i^o} c_i + \frac{(y_j - y_k)}{2s_i^o} d_i \right] \quad (5.44)$$

$$R_{z,k} = - \sum_{i=1}^m (EA_i - F_i^o) \left[\frac{(w_j - w_k)}{s_i^o} c_i + \frac{(z_j - z_k)}{2s_i^o} d_i \right]$$

em que:

$$c_i = a_i + \frac{1}{2} b_i - \frac{3}{2} a_i^2 \quad (5.45)$$

$$d_i = b_i - 3a_i^2 - 3a_i b_i + 5a_i^3 \quad (5.46)$$

As expressões R_{xk} , R_{yk} e R_{zk} são obtidas considerando os termos de ordem superior a 3 para u , v , e w nulos. Podem, no entanto, ser vistos como forças residuais que correspondem à diferença entre a análise não linear e os resultados que seriam obtidos, se se proceder a uma análise elástica linear.

Analisando uma estrutura espacial, é necessário escrever três equações por nó (5.44), obtendo-se no total $3n$ equações não lineares, sendo n , o número total de nós da estrutura projectada. A estrutura de suporte é considerada rígida, ou seja, os nós de apoio são tratados como se fossem rígidos.

Representando sob a forma matricial a equação de equilíbrio da configuração final tem-se:

$$[K]\{U\} = -\{P\} + \{R\} \quad (5.47)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

$[K]$ - matriz de rigidez global da estrutura;

$\{U\}$ - vector de deslocamentos de incógnitas u , v , w ;

$\{P\}$ - vector de carga;

$\{R\}$ - vector coluna que contém os termos das forças residuais representadas por R_{xk} , R_{yk} , R_{zk} .

Através de um algoritmo numérico determina-se os deslocamentos, u , v e w , os quais, substituídos em (5.41) fornecem o valor da variação das forças de pré-tensão, ΔF_i no cabo.

Como se pode verificar, os cabos intervêm nos dois membros da equação. Por um lado contribuem para a rigidez da estrutura, K e por outro lado, devido a estarem sob-tensão, introduzem forças de sentido contrário às estaticamente equivalentes às acções permanentes.

5.3.2.5 - Matriz de Rigidez

A matriz de rigidez global no sistema de referência global é calculada a partir das matrizes de rigidez dos segmentos de cabo no sistema localizado, tendo em

consideração a incidência dos nós de cada elemento sobre a numeração global dos nós da estrutura.

Sabendo que:

$$\alpha_i = \frac{I}{(s_i^0)^2} (\Delta x_{kj} \Delta u_{kj} + \Delta y_{kj} \Delta v_{kj} + \Delta z_{kj} \Delta w_{kj}) \quad (5.48)$$

e substituindo na primeira equação do sistema de equações (5.43), quando $\Sigma X=0$ tem-se:

$$\begin{aligned} & \frac{F_i^0}{s_i^0} (u_k - u_j) + \frac{(EA_i - F_i^0) (x_k - x_j)^2}{s_i^0 (l_i^0)^2} (u_k - u_j) + \\ & + \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} \frac{(x_k - x_j) (y_k - y_j)}{s_i^0} \frac{(v_k - v_j)}{s_i^0} + \\ & + \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} \frac{(x_k - x_j) (z_k - z_j)}{s_i^0} \frac{(w_k - w_j)}{s_i^0} = 0 \end{aligned} \quad (5.49)$$

As variáveis n_x , n_y e n_z representam os respectivos cosenos directores do elemento de cabo:

$$n_x = \frac{x_k - x_j}{s_i^0}; \quad n_y = \frac{y_k - y_j}{s_i^0}; \quad n_z = \frac{z_k - z_j}{s_i^0} \quad (5.50)$$

onde s_i é o comprimento do elemento de cabo.

Substituídos os valores dados em (5.50) na expressão (5.49) e ordenando as incógnitas da seguinte forma $u_k, v_k, w_k, u_j, v_j, w_j$ obtém-se:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x^2 + \frac{F_i^0}{s_i^0} \right) u_k + \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_y \right) v_k + \\ & + \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_z \right) w_k - \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x^2 + \frac{F_i^0}{s_i^0} \right) u_j - \\ & - \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_y \right) v_j - \left(\frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_z \right) w_j = 0 \end{aligned} \quad (5.51)$$

Efectuando-se o mesmo segundo o eixo do y e o eixo de z , isto é, $\Sigma Y=0$ e $\Sigma Z=0$, pode-se indicar esse sistema de equações da seguinte forma matricial e para um elemento de cabo genérico i limitado pelos nós j e k .

$$[K] = \begin{array}{c} \left[\begin{array}{ccc} \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x^2 + \frac{F_i^0}{s_i^0} & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_y & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_z \\ \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_y & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_y^2 + \frac{F_i^0}{s_i^0} & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_y n_z \\ \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_x n_z & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_y n_z & \frac{EA_i - F_i^0}{s_i^0} n_z^2 + \frac{F_i^0}{s_i^0} \end{array} \right] \\ \text{SIMETRICA} & & \text{NEGATIVA} \\ \text{---} & & \text{---} \\ \text{NEGATIVA} & & \text{POSITIVA} \end{array} \right.$$

(5.52)

onde, $[K]$, é a matriz de rigidez do elemento de cabo i limitado pelos nós k e j .

Analisando a matriz de rigidez constata-se que é composta pela soma de duas matrizes de rigidez, ou seja:

$$[K] = [K_E] + K_G \quad (5.53)$$

em que:

K_E é a matriz de rigidez elástica;

K_G é a matriz de rigidez geométrica.

A matriz de rigidez estática $[K_E]$ está associada ao alongamento do elemento de cabo, ou seja, representa a variação da acção axial que surge por efeito do deslocamento do nó extremo, apresentando a seguinte configuração:

$$[K_E] = \frac{EA}{l_i} \begin{vmatrix} n_x^2 & n_x n_y & n_x n_z & -n_x^2 & -n_x n_y & -n_x n_z \\ n_x n_y & n_y^2 & n_y n_z & -n_x n_y & -n_y^2 & -n_y n_z \\ n_x n_z & n_y n_z & n_z^2 & -n_x n_z & -n_y n_z & n_z^2 \\ -n_x^2 & -n_x n_y & -n_x n_z & n_x^2 & n_x n_y & n_x n_z \\ -n_x n_y & -n_y^2 & -n_y n_z & n_x n_y & n_y^2 & n_y n_z \\ -n_x n_z & -n_y n_z & -n_z^2 & n_x n_z & n_y n_z & n_z^2 \end{vmatrix} \quad (5.54)$$

A matriz de rigidez geométrica $[K_G]$, tal como o seu nome indica, indica que o equilíbrio dos nós de uma estrutura é influenciado pela variação da configuração geométrica da estrutura, a qual é expressa do seguinte modo:

$$[K_G] = \frac{F_i^0}{l_i^0} \begin{vmatrix} 1-n_x^2 & -n_x n_y & -n_x n_z & -(1-n_x^2) & n_x n_y & n_x n_z \\ -n_x n_y & 1-n_y^2 & -n_y n_z & n_x n_y & -(1-n_y^2) & n_y n_z \\ -n_x n_z & -n_y n_z & 1-n_z^2 & n_y n_z & n_x n_z & -(1-n_z^2) \\ -(1-n_x^2) & n_x n_y & n_x n_z & 1-n_x^2 & -n_x n_y & -n_x n_z \\ n_x n_y & -(1-n_y^2) & n_y n_z & -n_x n_y & 1-n_y^2 & -n_y n_z \\ n_y n_z & n_y n_z & -(1-n_z^2) & -n_x n_z & -n_y n_z & 1-n_z^2 \end{vmatrix} \quad (5.55)$$

As matrizes são referidas a um "elemento de cabo". Como é natural, a estrutura é composta por vários "elemento de cabo", onde é necessário proceder a uma assemblagem da matriz de rigidez de cada "elemento de cabo", formando a matriz de rigidez global.

Resumindo, o modo de cálculo da matriz de rigidez global passa pelas seguintes operações:

- 1º) - Cálculo de $[K_G]$ e $[K_E]$ de cada elemento de cabo;

2º) - Cálculo de $[K]=[K_E]+[K_G]$ de cada elemento de cabo;

3º) - Operação de assemblagem das matrizes dos elementos de cabos para obter a matriz de rigidez global da estrutura sob tensão.

A título de exemplo de uma operação de assemblagem suponha-se dois elementos de cabos a e b , limitados por dois nós no qual um dos nós é comum, ou seja, no total existem três nós.

As matrizes de rigidez localizadas de cada elemento de cabo são as seguintes:

	u_2	v_2	w_2	u_4	v_4	w_4
x_2	k_a			$-k_a$		
y_2						
z_2						
x_4	$-k_a$			k_a		
y_4						
z_4						

ELEMENTO DE CABO a

	u_2	v_2	w_2	u_4	v_4	w_4
x_2	k_b			$-k_b$		
y_2						
z_2						
x_4	$-k_b$			k_b		
y_4						
z_4						

ELEMENTO DE CABO b

Assemblagem da matriz de rigidez destes dois elementos de cabo tem a seguinte configuração:

	u_2	v_2	w_2	u_3	v_3	w_3	u_4	v_4	w_4
x_2	$k_a + k_b$			$-k_b$			$-k_a$		
y_2									
z_2									
x_3	$-k_b$			k_b					
y_3									
z_3									
x_4	$-k_a$						k_a		
y_4									
z_4									

5.3.2.6 - Acção da Variação de Temperatura

A variação térmica influencia notavelmente a estabilidade e resistência da estrutura sob-tensão. Na estrutura sob-tensão, a variação térmica diurna e de estação produz um estado de coesão interna muito similar ao efeito de pré-solicitação.

Um incremento positivo de temperatura provoca uma diminuição da resistência ao esforço nos elementos de cabo, sendo necessário por isso que o resíduo de pré-tensão seja suficiente. Enquanto que para uma variação negativa de temperatura, a estrutura tem um comportamento oposto, ou seja, Δt acompanha a máxima carga accidental sendo por vezes desnecessária a verificação da resistência da estrutura.

Na equação (5.43), referida no ponto anterior, aparece agora o termo Δt que provoca uma variação de esforço:

$$\Delta F_i^{\Delta t} = EA_i \alpha \Delta t_i \quad (5.56)$$

onde as variáveis têm o seguinte significado:

- α - coeficiente de dilatação linear;
- Δt - variação de temperatura;
- $\Delta F_i^{\Delta t}$ - variação do esforço axial devido à variação térmica do elemento de cabo limitado pelos nós k e j ;
- A_i - secção transversal do elemento do elemento de cabo i .

A equação (5.43) terá então o seguinte aspecto:

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{F_i^0 - \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (u_j - u_k) - \frac{\Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (x_j - x_k) + \frac{EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (x_j - x_k) \alpha_i \right] = -P'_{x,k} + R_{x,k}$$

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{F_i^0 - \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (v_j - v_k) - \frac{\Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (y_j - y_k) + \frac{EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (y_j - y_k) \alpha_i \right] = -P'_{y,k} + R_{y,k}$$

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{F_i^0 - \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (w_j - w_k) - \frac{\Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (z_j - z_k) + \frac{EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t}}{S_i^0} (z_j - z_k) \alpha_i \right] = -P'_{z,k} + R_{z,k}$$

(5.57)

com:

$$\begin{aligned}
 R_{x,k} &= -\sum_{i=1}^m \frac{(EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t})}{s_i^0} \cdot \left[(u_j - u_k)c_i + (x_j - x_k)\frac{d_i}{2} \right] \\
 R_{y,k} &= -\sum_{i=1}^m \frac{(EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t})}{s_i^0} \cdot \left[(v_j - v_k)c_i + (y_j - y_k)\frac{d_i}{2} \right] \\
 R_{z,k} &= -\sum_{i=1}^m \frac{(EA_i - F_i^0 + \Delta F_i^{\Delta t})}{s_i^0} \cdot \left[(w_j - w_k)c_i + (z_j - z_k)\frac{d_i}{2} \right]
 \end{aligned} \tag{5.58}$$

sendo c_i e d_i valores dados segundo as equações (5.45) e (5.46), respectivamente.

5.4 - RESOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES NÃO LINEARES

No presente trabalho, as estruturas são discretizadas pelo método dos elementos finitos e é considerada a formulação correspondente ao método dos deslocamentos. Como o material tem um comportamento não linear, isto é, a matriz de rigidez K é dependente dos deslocamentos de 1ª ordem e de ordem superior à 1ª ordem, deixa de ser possível o cálculo do sistema de equações.

$$[K_E + K_G + K_{NL}]\{U\} = \{P\} \tag{5.59}$$

Notando, contudo, que o produto $[K_{NL}]\{U\}$ representa as forças interiores para um determinado campo de deslocamentos, para haver equilíbrio tem que se verificar a seguinte relação, $\{R\} = \{P\}$ em que $\{R\}$ representa as forças interiores fictícias.

Se os deslocamentos $\{U\}$ não forem os correspondentes à solução correcta, existe um vector de forças não equilibradas dado por $\{R\}$.

O problema consiste agora no cálculo dos deslocamentos que verificam o seguinte sistema de n equações não lineares a n incógnitas.

$$[K_E + K_G]\{U\} = \{R\} - \{P\} \tag{5.60}$$

Obtendo assim uma equação linearizada, isto é, os elementos constituintes da matriz de rigidez global $[K] = [K_E + K_G]$ são dependentes linearmente do deslocamento

$\{U\}$, esta matriz de rigidez global tem o significado físico ilustrado na Fig. 5.8, justificando-se designar K , por matriz de rigidez tangente.

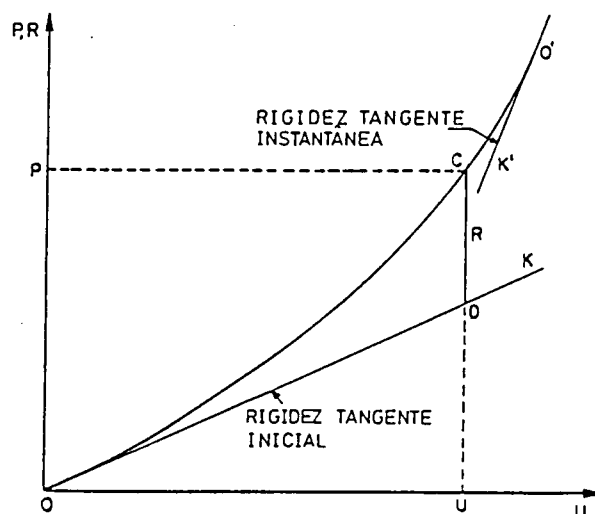


Fig. 5.8 - Matriz de rigidez tangente.

Os efeitos fisicamente não lineares são representados, na Fig. 5.8, pela curva carga-deslocamento de uma estrutura genérica de cabos.

Como se observa, a matriz de rigidez tangente permite obter uma solução aproximada para o valor da variação do deslocamento da estrutura ΔU_i quando esta é submetida às forças correspondentes a um incremento de carga ΔP .

A solução encontrada é apenas uma aproximação exacta, por não se terem considerado os resíduos não lineares $\{R\}$.

Desta forma, a utilização das equações linearizadas, num processo incremental simples, conduz a valores que se afastam progressivamente da solução exacta, sendo por isso necessário dispôr de técnicas numéricas que permitam resolver de forma conveniente este problema.

A técnica de resolução do sistema de equações não lineares na análise de estrutura empregue é o método iterativo com correcções de equilíbrio ou de Newton-Raphson.

O método de Newton-Raphson consiste na determinação da matriz de rigidez tangente em cada ponto para o cálculo da iteração seguinte, para o que se considera a

estrutura actuada pelas forças não equilibradas correspondente à configuração, tal como se indica esquematicamente na Fig. 5.9.

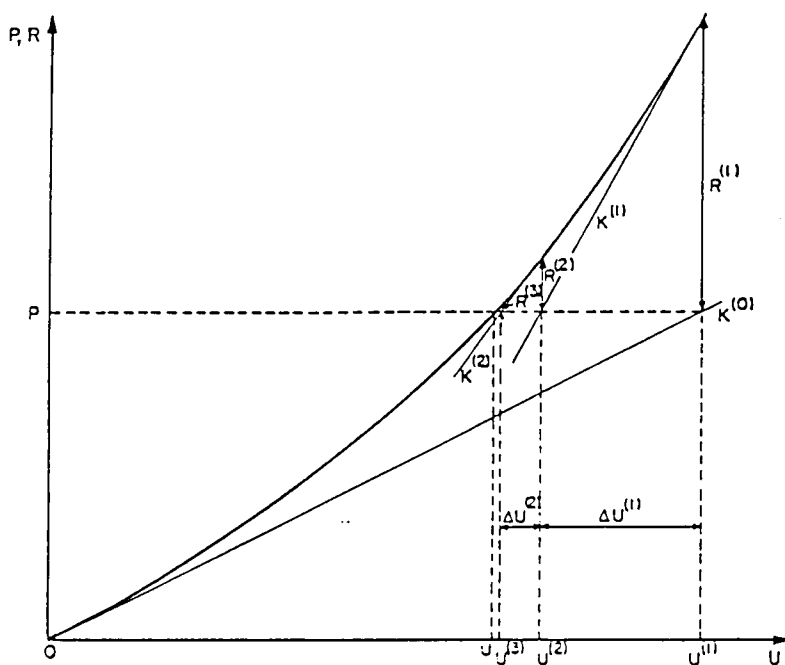


Fig. 5.9 - Método Newton-Raphson.

O valor do deslocamento é calculado pela soma dos vários incrementos, ΔU_i , obtidos interrompendo-se o processo iterativo quando as forças não equilibradas forem inferiores a um valor pré fixado, ou igual a zero.

O processo iterativo pode ser generalizado pelas seguintes expressões:

$$K^r \cdot U^{r+1} = P - \sum K^r \cdot U^r \quad (5.61)$$

$$U^{r+1} = U^r + \Delta U^{r+1} \quad (5.62)$$

em que r representa o ciclo genérico.

Este método numérico é rapidamente convergente, apresentando apenas um inconveniente que reside no facto de, em cada iteração ter-se que calcular a matriz de rigidez tangente em cada ponto. Este cálculo está associado a um esforço computacional considerável em virtude de ser necessário calcular e inverter a matriz de rigidez em cada iteração. Por outro lado, tem a vantagem de permitir que as mudanças

das características elásticas e físicas da estrutura possam ser introduzidas no cálculo sem qualquer dificuldade.

Se na expressão (5.61), for utilizada em todas as iterações a matriz de rigidez tangencial inicial K^0 , obtém-se a versão estrutural do método Newton-Raphson modificado. Com a utilização da matriz de rigidez da iteração anterior, consegue-se obter uma grande economia de cálculo na resolução do sistema (5.51) mas, por outro lado, conduz à necessidade de efectuar um maior número de iterações uma vez que a convergência é mais lenta.

Na Fig. 5.10 apresenta-se a interpretação gráfica do algoritmo de Newton-Raphson modificado.

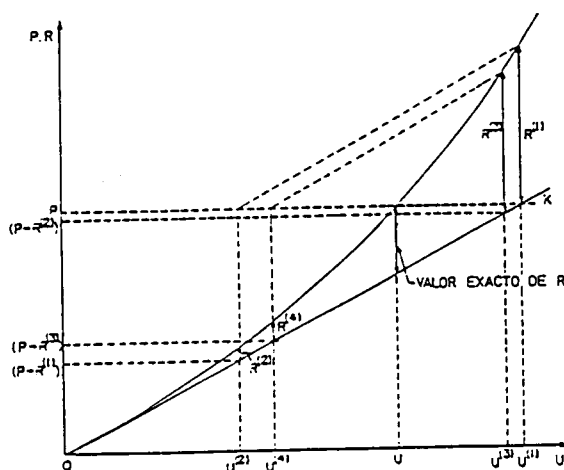


Fig. 5.10 - Método de Newton-Raphson modificado.

O método de Newton-Raphson modificado resume-se nos seguintes pontos:

- i) - cálculo da matriz de rigidez tangencial inicial K^0 considerando a estrutura inicial indeformável, isto é, $\{U\}=0$ e $\{R\}=0$; representada graficamente pela tangente à curva carga deslocamento no ponto de abscissa $U=0$;
- ii) - determinação do deslocamento $U^{(1)}$ a partir da resolução do sistema de equações $K^{(0)} \cdot U^{(1)} = -P$;
- iii) - com o valor de $U^{(1)}$, calcula-se o valor de $R^{(1)}$ do qual é dependente;
- iv) - resolução do sistema $K^{(0)} \cdot U^{(2)} = R^{(1)} - P$, obtendo-se o valor do deslocamento $U^{(2)}$ mais próximo do valor correcto de U ;

- v) - com o valor do deslocamento $U^{(2)}$, calcula-se o novo valor $R^{(2)}$;
- vi) - resolução do sistema $K^{(0)} \cdot U^{(3)} = R^{(2)} - P$, obtendo o valor do deslocamento $U^{(3)}$;
- vii) - continua-se sucessivamente até se obter um valor $R^{(n)}$ o mais próximo do valor correcto de R .

A matriz de rigidez tangente mantém-se constante durante todo o processo, ou seja, não tem em conta a modificação que a estrutura sofre sob acção das cargas. Somente no vector $\{R\}$ se nota a influência do comportamento não linear da estrutura.

O facto da solução final depender da história do carregamento vem dificultar a resolução do sistema de equações em que existem vários tipos de acções com leis de variação independente. Por isso ao efectuar uma divisão do carregamento num determinado número de incrementos, tem vantagens por permitir um melhor conhecimento da evolução das tensões e deformações assim como um aumento da precisão do método. Uma vez que os incrementos de carga não são infinitamente pequenos, é necessário aplicar o método de Newton-Raphson modificado a cada um deles, para que os resultados não se afastem da solução correcta. Na Fig. 5.11 encontra-se a representação gráfica.

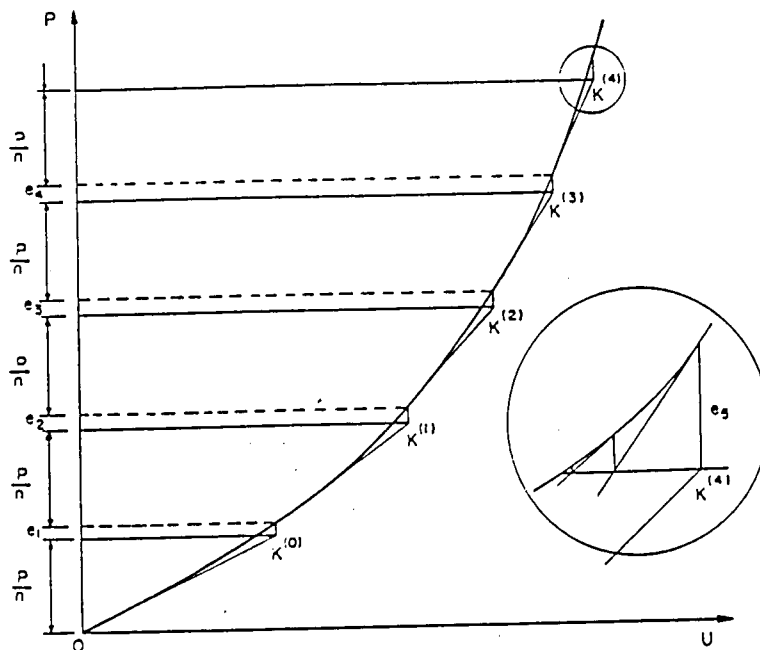


Fig. 5.11 - Método incremental.

Obtém-se assim o método incremental iterativo de Newton-Raphson modificado, que tem sido aplicado com muito sucesso na resolução de problemas não lineares em engenharia de estruturas, tendo sido também adoptado no presente trabalho.

Na Fig. 5.11 apresenta-se o algoritmo aplicado, considerando a divisão da acção em vários incrementos e a aplicação do método de Newton-Raphson modificado a cada um deles.

Em face do que foi dito, pode-se fazer o seguinte organigrama.

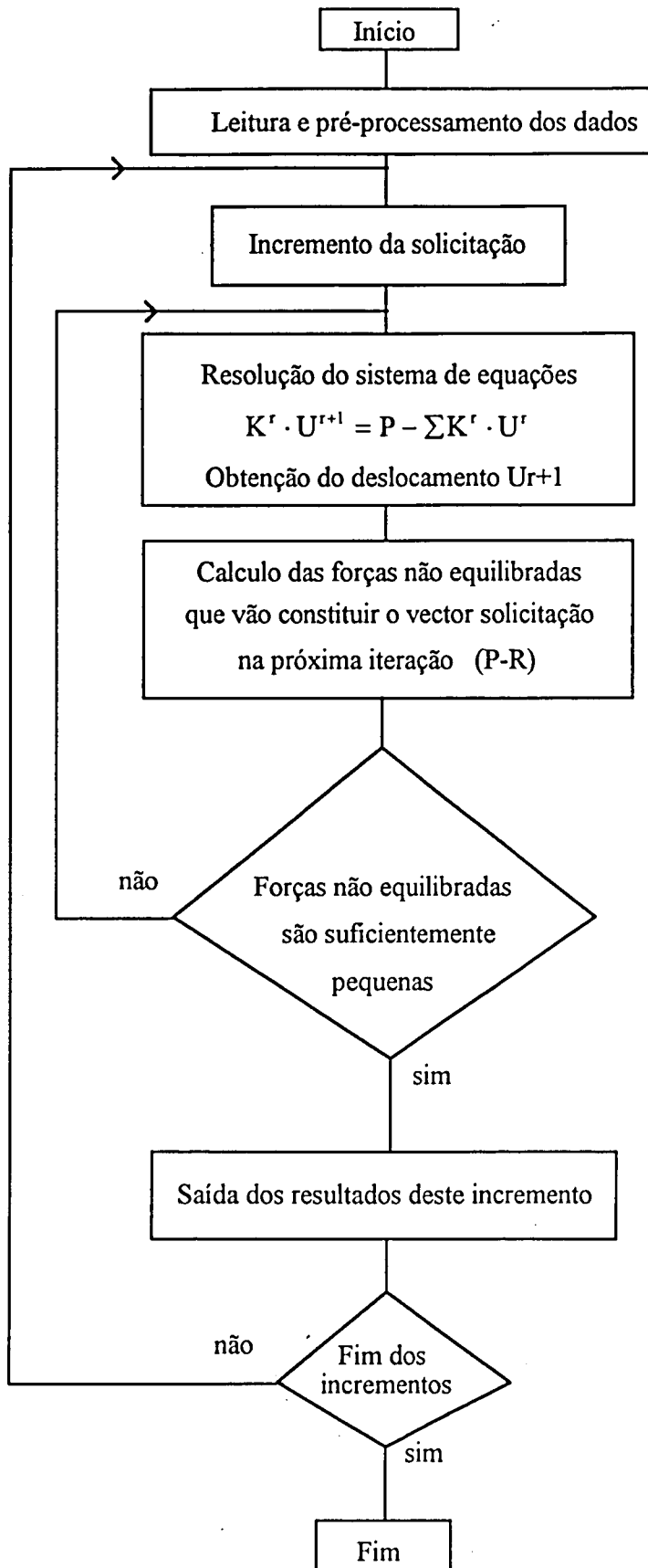


Fig. 5.12 - Organigrama correspondente ao método de Newton-Raphson modificado.

5.5 - DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL

As equações dos parágrafos anteriores foram formuladas com base na hipótese da geometria inicial da estrutura ser conhecida para um conjunto de forças de pré-esforço especificadas. Como a geometria inicial da estrutura não é normalmente conhecida, é necessário calculá-la para se poder efectuar a análise do comportamento da estrutura sujeito ao carregamento real, tal como é referido no capítulo anterior.

A determinação da geometria inicial da estrutura, pode ser analisada pelo algoritmo de Newton-Raphson efectuando algumas alterações nas equações expostas no sub-capítulo 5.3 de acordo com a teoria exposta no Capítulo 3. Supõe-se que a estrutura de apoio, bem como as forças de pré-tensão nos cabos, são conhecidas e pretende-se calcular o posicionamento final dos elementos de cabos. As coordenadas dos nós da malha vão sendo sucessivamente modificadas até se chegar a uma situação de equilíbrio com as forças de pré-tensão aplicadas à estrutura. Por outro lado, supõe-se que na cobertura não actuam quaisquer cargas de acção permanente ou accidental, e que as forças de pré-esforço se mantêm constantes, ou seja, $\Delta F_i = 0$ logo $F_i = F_i$ durante o processo iterativo. Como a geometria inicial pode não satisfazer o equilíbrio estático, não é necessário considerar o conjunto de equações (5.38).

As equações (5.43) tomam o seguinte aspecto:

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} [(u_j - u_k) + (x_j - x_k)a_i] = R_{xk}$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} [(v_j - v_k) + (y_j - y_k)a_i] = R_{y,k}$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} [(w_j - w_k) + (z_j - z_k)a_i] = R_{zk}$$

onde:

$$R_{x,k} = -\sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} \left[(x_j - x_k) - (u_j - u_k)a_i - \frac{I}{2}(x_j + u_j - x_k - u_k)e_i \right]$$

$$R_{y,k} = -\sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} \left[(y_j - y_k) - (v_j - v_k)a_i - \frac{I}{2}(y_j + v_j - y_k - v_k)e_i \right]$$

$$R_{z,k} = - \sum_{i=1}^m \frac{F_i}{S_i^0} \left[(z_j - z_k) - (w_j - w_k) \alpha_i - \frac{I}{2} (z_j + w_j - z_k - w_k) e_i \right]$$

em que:

$$e_i = -b_i + 3a_i b_i - 5a_i^3$$

Aplicado o método de Newton-Raphson determina-se apenas uma solução do sistema de equações não lineares. Contudo as estimativas iniciais das coordenadas dão uma forma aproximada da configuração estável, daí que o risco de encontrar outra forma é baixo.

5.6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO NÃO LINEAR A UMA REDE DE CABOS H.P.

5.6.1 - Breve apresentação do programa adoptado

Tal como se observou no Capítulo 4, o método aproximado é expedito e suficientemente rigoroso quando em presença de estruturas de rede de cabos com poucos nós. Contudo, quando esse número aumenta torna-se necessária a utilização de um programa de cálculo automático que permita, complementarmente, uma análise mais rigorosa do comportamento da totalidade da rede.

Na resolução do problema analisado neste sub-capítulo adaptou-se o programa designado "SACS" escrito em linguagem FORTRAN 77. Este programa permite a análise de estruturas planas e espaciais, compostas por elementos de cabos sujeitos a esforços axiais.

A análise estrutural é feita pelo método dos deslocamentos e a não linearidade geométrica vem considerada com o algoritmo de Newton-Raphson modificado.

O programa aborda cada estrutura em duas fases distintas: a primeira, na qual se determina a sua geometria inicial estando sujeita apenas a forças de pré-tensão (à qual se designa habitualmente Estado "0") e a segunda que analisa estaticamente a estrutura utilizando para o efeito os resultados da primeira fase conjuntamente com outros dados relevantes fornecidos pelo utilizador (à qual se designa, em função do tipo de carregamento, Estados "1", "2" e "3").

Na Fig. 5.13 apresenta-se o organigrama correspondente ao programa "SACS".

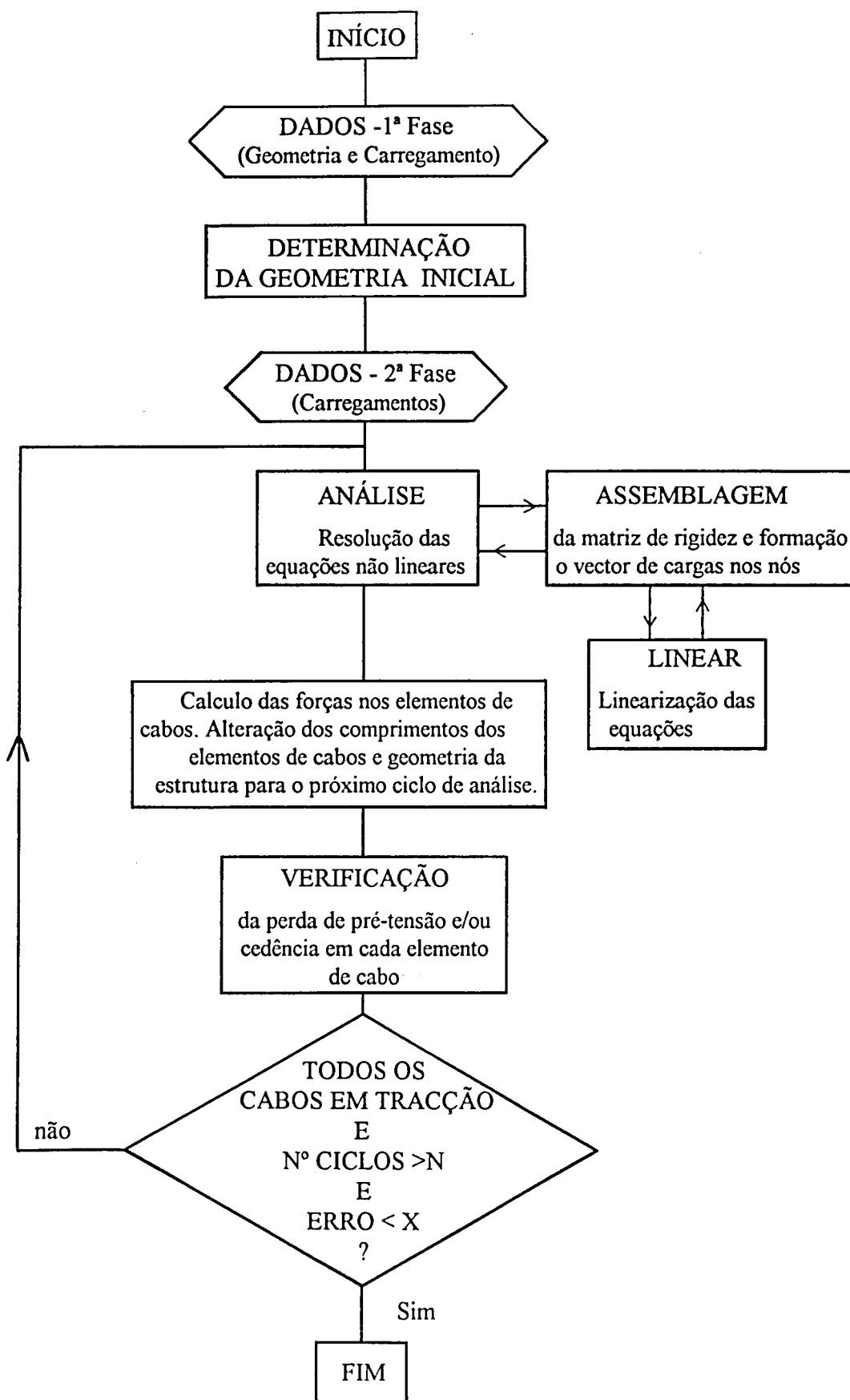


Fig. 5.13 - Organigrama do programa "SACS".

5.6.2 - Descrição do problema

O problema analisado com o programa "SACS" corresponde ao exemplo apresentado no sub-capítulo 4.8 (também analisado pelo método aproximado) e tem como objectivo a aplicação e validação do mesmo. Procurar-se-á, complementarmente, tirar conclusões decorrentes da utilização do método aproximado e do método não linear.

Considera-se portanto, a rede de cabos com a forma paraboloide hiperbólica limitada em todo o bordo por elementos rígidos e cujas dimensões foram descritas no Capítulo 4.

A discretização adoptada foi a correspondente à da Fig. 5.14, na qual se representam 16 nós fixos e 25 nós livres e 64 elementos de cabo.

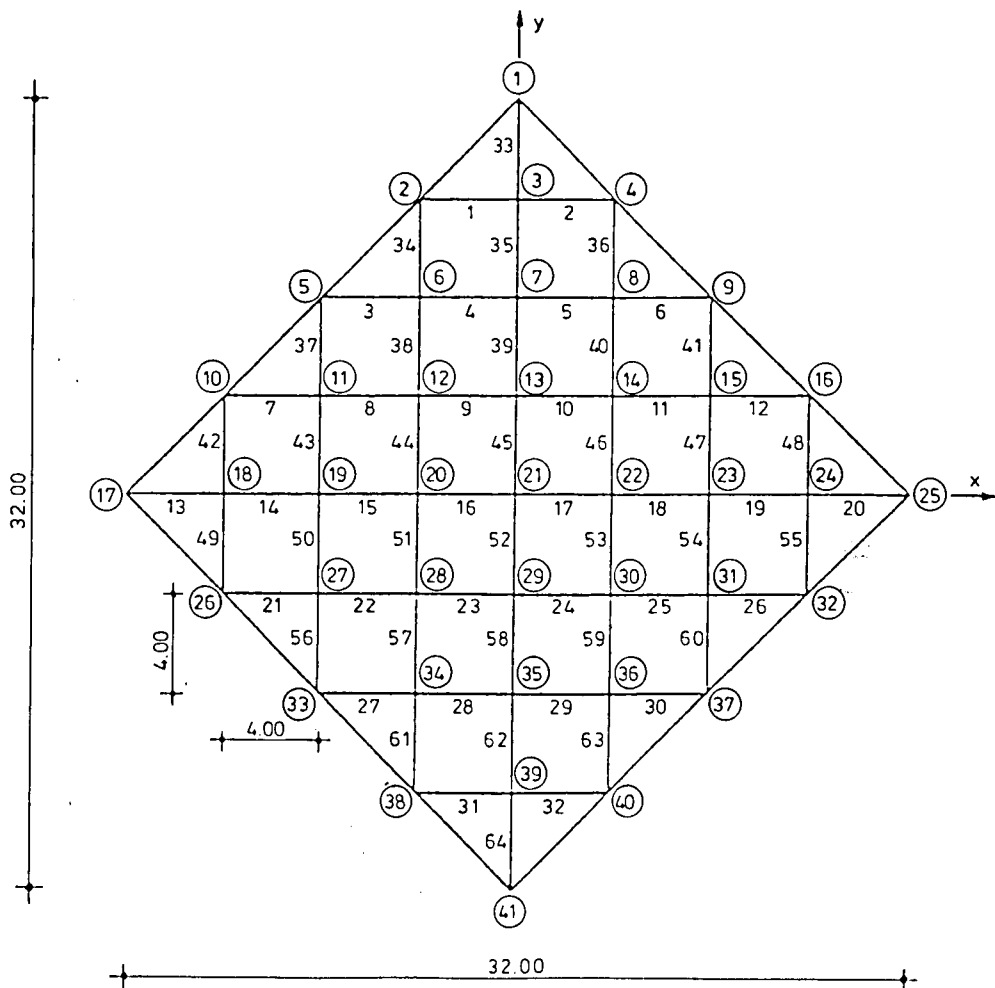


Fig. 5.14 - Discretização da rede de cabos.

Considera-se 4 estados de carregamento da estrutura de rede de cabos (Estado "0" correspondente à 1ª fase e os restantes Estados, correspondentes à 2ª fase):

Estado "0" - A aplicação da força de pré-tensão de 2400N/m, mantendo os nós descarregados;

Estado "1" - A aplicação da força de pré-tensão de 2400N/m mais o peso da cobertura (cabos mais revestimento) correspondente a 7,2kN aplicado a cada nó interior;

Estado "2" - A aplicação da força de pré-tensão de 2400N/m mais o peso do revestimento da cobertura de 6,4kN por nó mais o peso correspondente à neve de 9,6kN por nó;

Estado "3" - A aplicação da força de pré-tensão de 2400N/m mais o peso do revestimento da cobertura de 6,4kN por nó mais a acção devida ao vento correspondente a -9,6kN por nó.

5.6.3 - Análise dos resultados

5.6.3.1 - Deslocamentos

Para iniciar a análise referida entendeu-se conveniente começar por analisar os deslocamentos horizontais nos vários estados, segundo o plano xoy. Devido à grandeza dos deslocamentos horizontais ser tão pequena, representam-se graficamente na Fig. 5.15 e na Fig. 5.16, respectivamente, os deslocamentos horizontais u e v , dos cabos portantes e estabilizadores constituintes da rede de cabos.

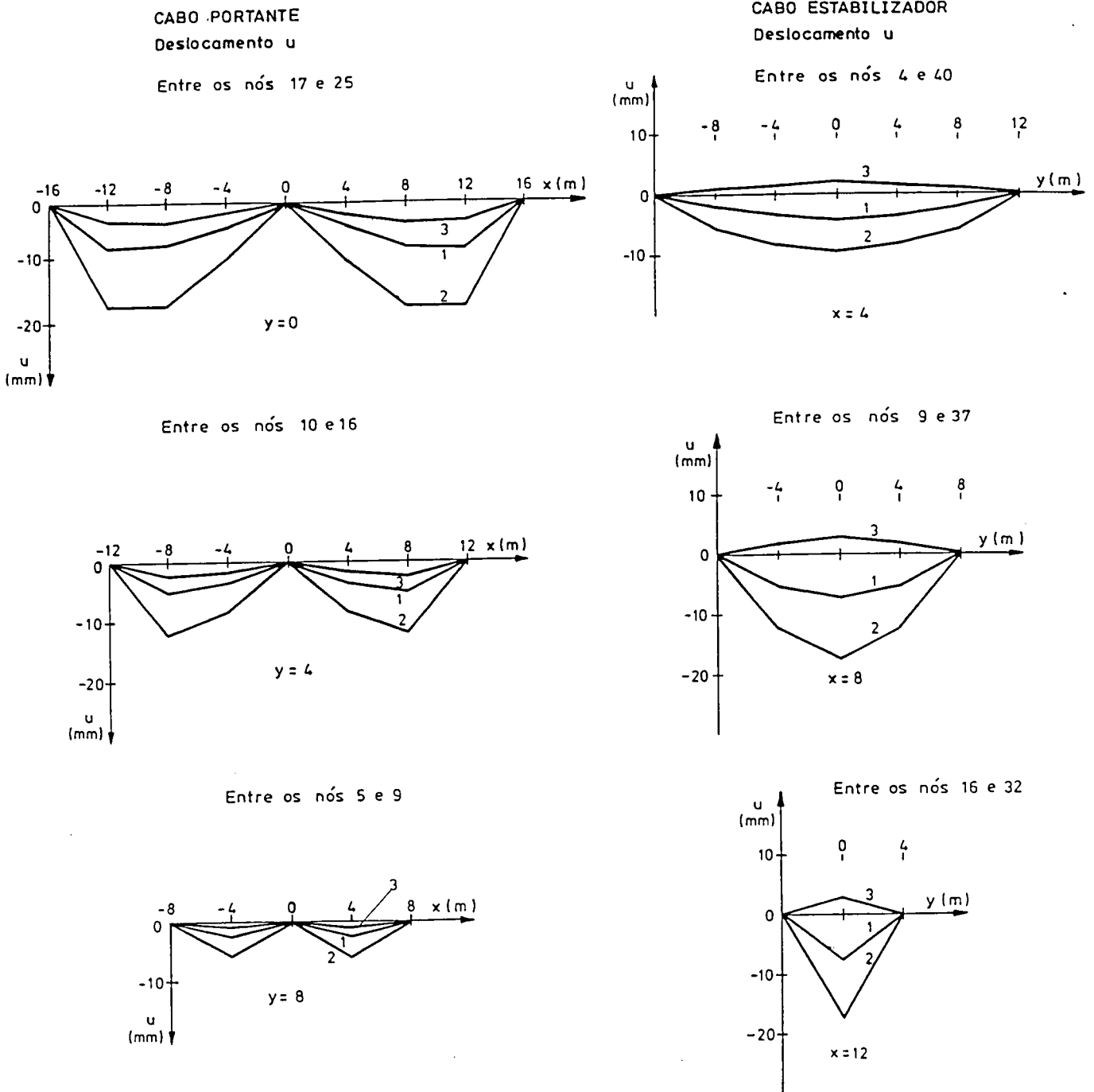


Fig. 5.15 - Deslocamentos horizontais u da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.

Analisando as Figs. 5.15 e 5.16 constata-se que, para o Estado 2, os deslocamentos horizontais u e v apresentam valores absolutos mais elevados, oscilando entre 0,1cm e 1,8 cm.

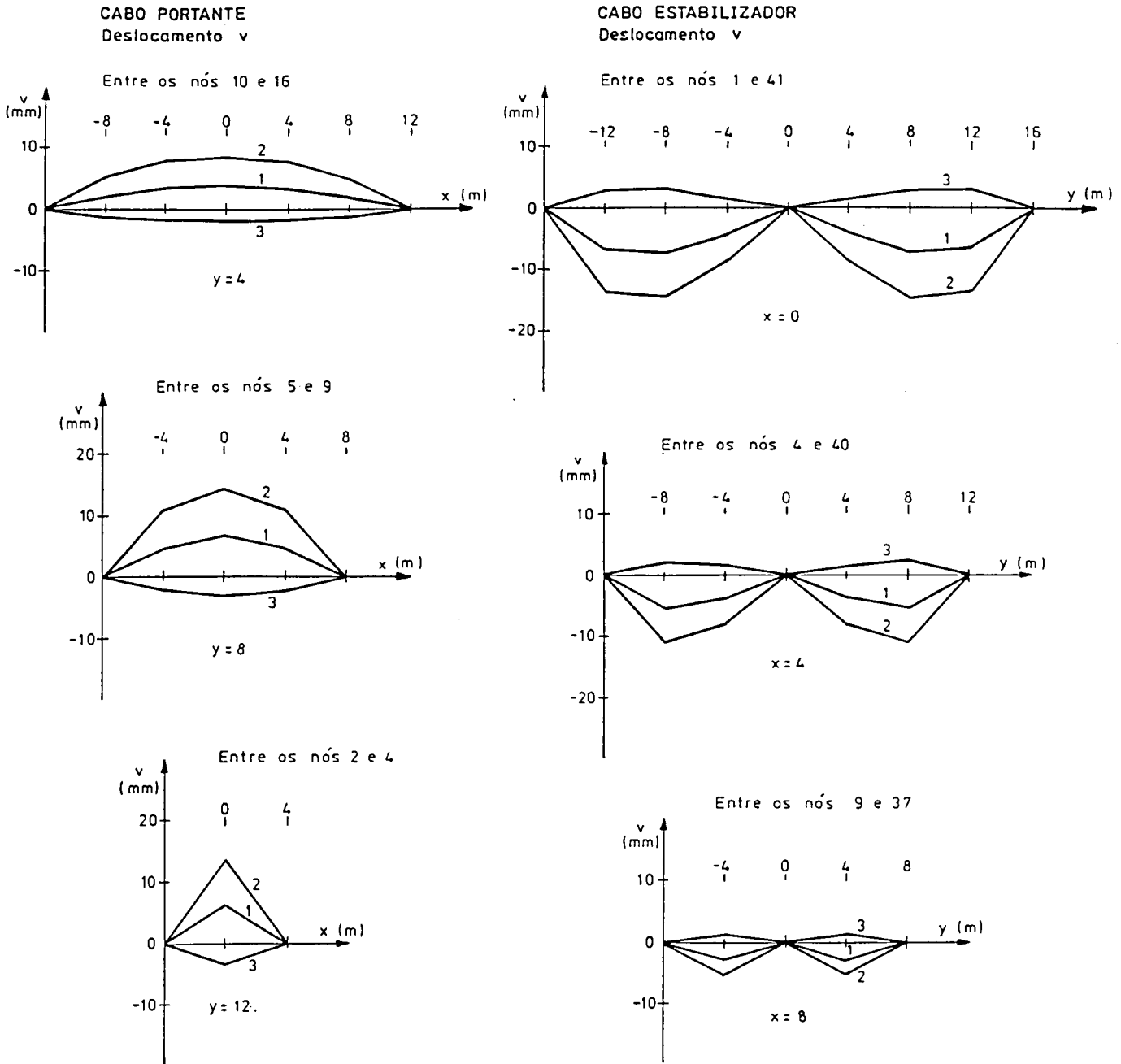


Fig. 5.16 - Deslocamentos horizontais v da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.

Verifica-se que o cabo portante limitado pelos nós 17 e 25 não possui deslocamentos horizontais, v , assim como o cabo estabilizador limitado pelos nós 1 e 41 não possui deslocamentos horizontais, u . Ou seja, o nó 21 não possui deslocamentos horizontais no plano xoy , devido à simetria da estrutura conjugada com a simetria do carregamento.

Para uma melhor visualização dos deslocamentos verticais projectou-se a rede de cabos em planos normais ao plano xoy, contendo o eixo horizontal dos respectivos cabos portantes e estabilizadores, representados na Fig. 5.17.

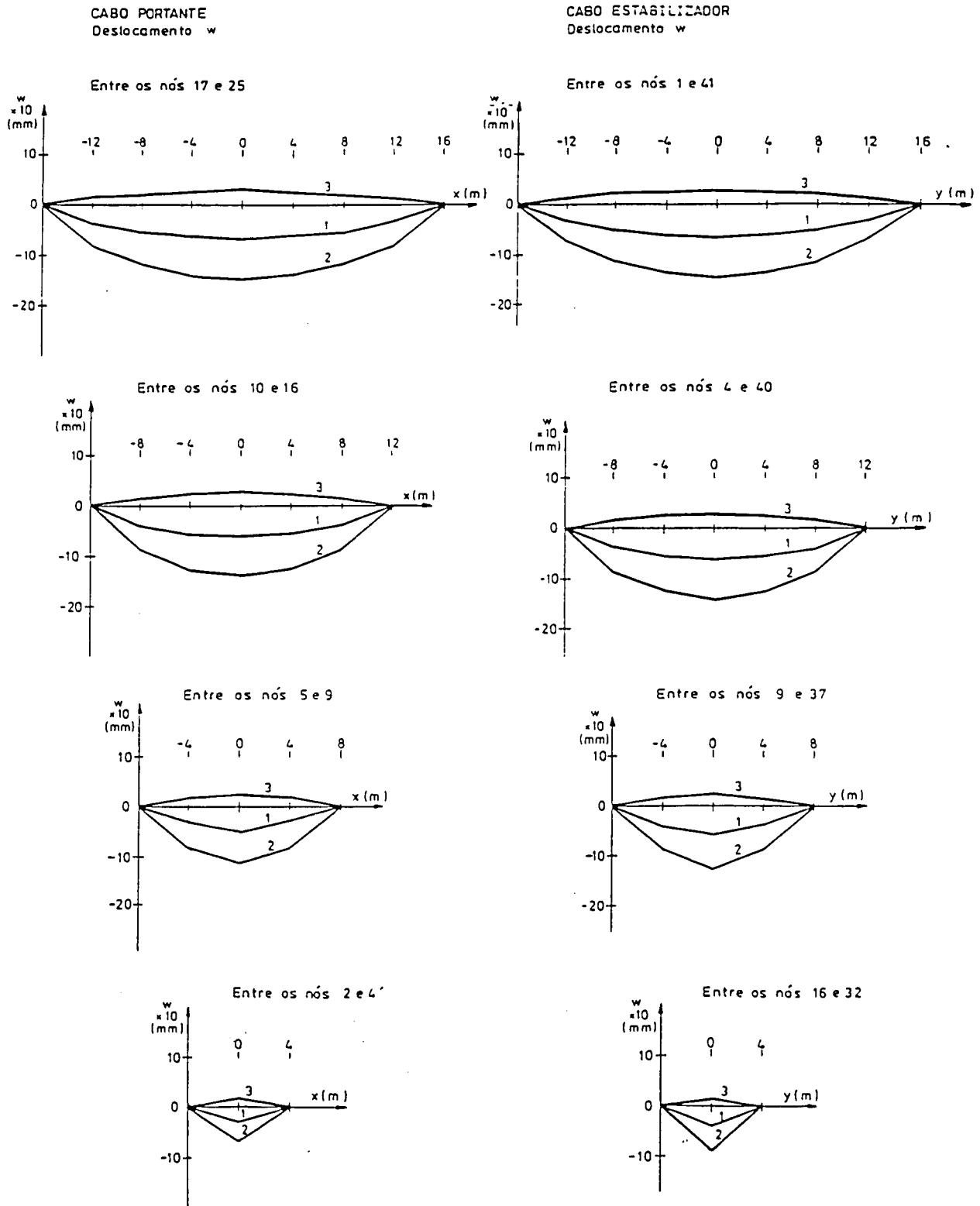


Fig. 5.17 - Deslocamentos verticais w da rede de cabos nos Estados 1, 2 e 3.

Tal como nos deslocamentos horizontais, o Estado 2 é o que apresenta maiores deslocamentos verticais. Em valores absolutos os deslocamentos verticais dos cabos portantes e estabilizadores encontram-se compreendidos entre 1,4 e 1,7 cm.

Para uma melhor percepção dos deslocamentos verticais dos cabos portantes e estabilizadores nos Estados 2 e 3, apresenta-se cortes segundo os planos xoz e yoz, respectivamente, representados na Fig. 5.18. Pode-se assim comparar a configuração da rede no estado de geometria inicial e no estado deformado.

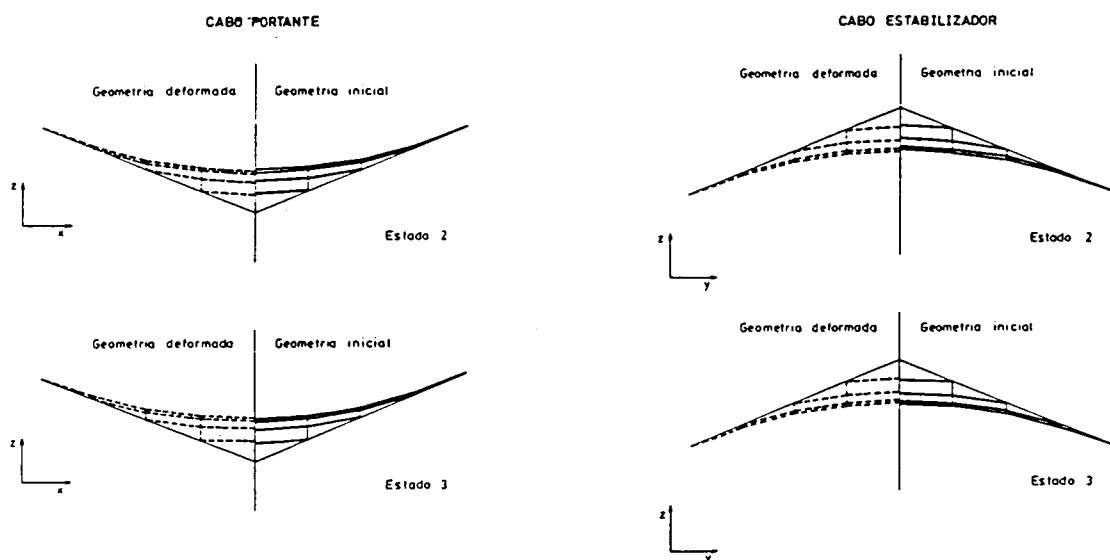


Fig. 5.18 - Configuração geral dos deslocamentos verticais da rede de cabos nos Estados 2 e 3.

Verifica-se que para o Estado 2, tanto os cabos portantes como os estabilizadores se deslocam para baixo, enquanto que para o Estado 3 devido à acção de sucção do vento ambos os cabos têm tendência para se deslocar para cima, embora com valores absolutos, naturalmente, inferiores aos primeiros.

5.6.3.2 - Esforços

Nos diferentes estados de carregamento, a rede com a forma paraboloide hiperbólica apresenta esforços nos elementos de cabo (tensão de tracção), simétricos em relação aos eixos ox e oy . Além disso, os valores mais desfavoráveis ocorrem nos

cabos centrais, justificando a representação gráfica dos esforços do cabo portante apenas entre os nós 17 e 21 e do cabo estabilizador entre os nós 1 e 21 (Fig. 5.19).

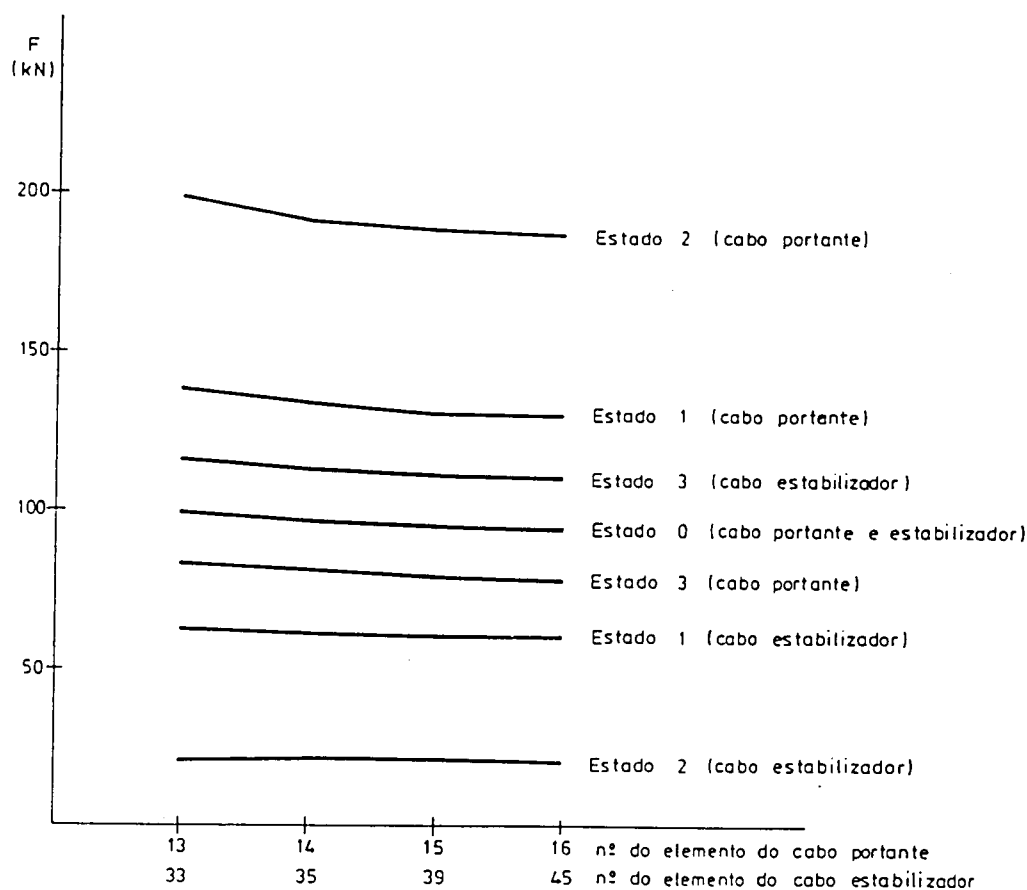


Fig. 5.19 - Tensões de tração mais desfavoráveis nos cabos centrais.

Os cabos portantes apresentam os valores mais desfavoráveis no Estado 2 atingindo o valor máximo de 189,6 kN nos elementos de cabo nº 13 e nº 20.

Os cabos estabilizadores apresentam valores de tensão mais baixos que os cabos portantes nos diversos estados de carregamento, exceptuando-se para o Estado 3, em que aqueles estão compreendidos entre os valores dos cabos portantes correspondentes aos Estado 0 e 1. Pois é quando a rede se encontra sob acção de sucção do vento, que o cabo estabilizador exerce duma forma mais importante a sua função, atingindo o valor máximo de 116,9 kN nos elementos de cabo nº 33 e nº 64.

5.6.3.3 - Conclusões

Os resultados obtidos nos cabos centrais, portante e estabilizador, da rede de cabos paraboloide hiperbólica por análise não linear são comparados com os obtidos através do método aproximado (analisado para o mesmo exemplo no Capítulo 4) no Quadro 5.1.

Ao observar o Quadro 5.1, verifica-se que os valores obtidos através do método aproximado para o cabo portante nos diferentes estados são superiores aos valores máximos obtidos pela análise não linear da ordem de 5% a 8%. O mesmo sucede em relação aos cabos estabilizadores exceptuando-se no Estado 2, pois é neste carregamento que o cabo estabilizador apresenta o seu mínimo esforço.

Quadro 5.1 - Comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos analisados no dimensionamento do cabo portante (I) e estabilizador (II) .

	ANÁLISE NÃO LINEAR					MÉTODO APROXIMADO		
	F_I^{\max} (kN)	F_I^{\min} (kN)	F_{II}^{\max} (kN)	F_{II}^{\min} (kN)	Δf (m)	F_I (kN)	F_{II} (kN)	Δf (m)
Estado 0	99,854	94,361	99,854	94,361	0,0000	112,00 0	103,49 0	0,0000
Estado 1	138,806	110,559	81,936	60,206	0,0651	146,47 0	68,930	0,0597
Estado 2	189,587	130,278	68,944	20,473	0,1466	198,17 0	17,230	0,1490
Estado 3	89,153	78,964	116,895	101,974	-0,0289	94,770	117,40 0	-0,0299

Os valores dos deslocamentos verticais, obtidos por ambos os métodos, aproximado e análise não linear, são praticamente idênticos.

Conclui-se que o método aproximado permite controlar os resultados obtidos pela análise não linear, embora este último apresente resultados mais rigorosos permitindo estudar melhor o comportamento global da rede.

CAPÍTULO 6

ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS COBERTURAS COM ESTRUTURA DE CABOS

6.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo procurar-se-á caracterizar os elementos constituintes das estruturas de cabos, dado ser uma das propostas deste estudo. Não só serão indicadas as definições correntes desses elementos, como também as suas características mecânicas e geométricas. Serão apresentadas, complementarmente, algumas considerações gerais relativamente aos cuidados a ter em conta com esses elementos na execução das estruturas de cabos. Os elementos constituintes das estruturas de cabos apresentados neste capítulo são: os cabos de aço, as ligações de cabos, junções, ancoragens e os revestimentos das coberturas.

6.2 - CABOS DE AÇO

Os cordões de aço são constituídos por uma "alma", fio central de aço ou de fibra e vários fios enrolados helicoidalmente em torno dela, espaçados regulamentarmente e dispostos numa ou várias camadas sobrepostas (Fig. 6.1a).

A construção de um cabo não é feita exclusivamente com cordões de um só tipo de diâmetro de arame. Pode-se agrupar os cordões em dois tipos principais: cordões de arames de igual diâmetro e cordões de arames de diferente diâmetro (neste caso, a alma é constituída por um arame, Fig. 6.1a, b, c).

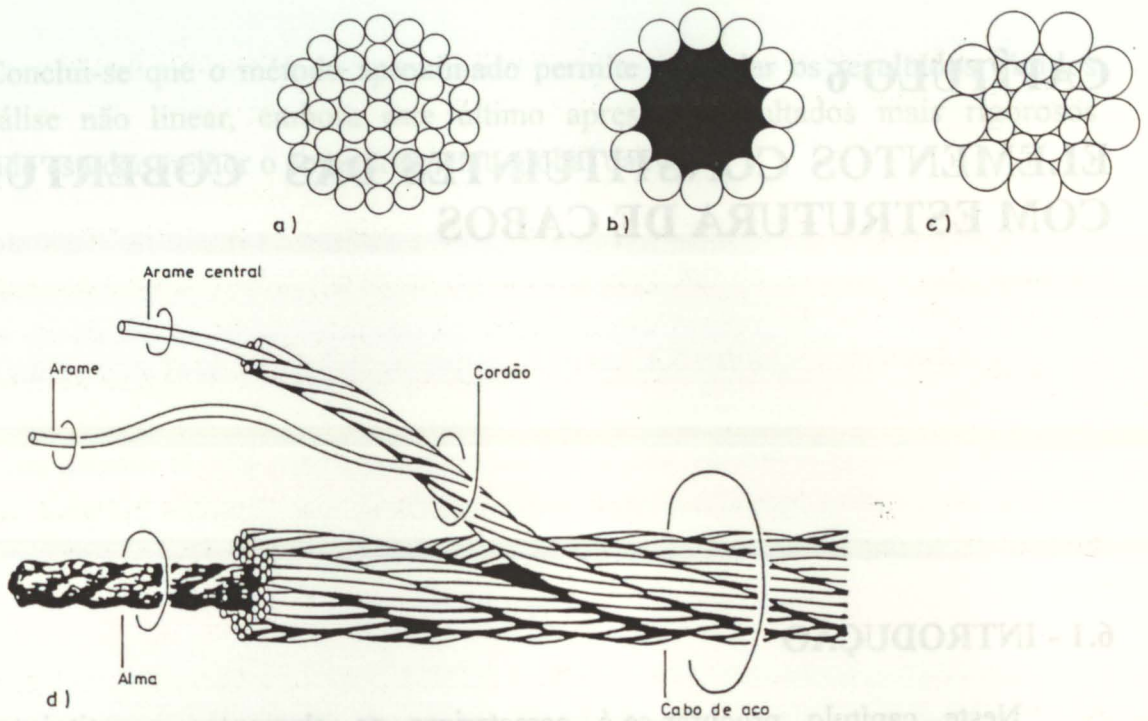


Fig. 6.1 - a) Cordão com arames de igual diâmetro e alma metálica; b) cordão com arames de igual diâmetro e alma têxtil; c) cordão com arames de diferente diâmetro; d) exemplo de um cabo de aço.

Os cabos de aço são constituídos por um cordão (cabo espiraloidal), ou por um conjunto de cordões dispostos em hélice (cabo propriamente dito), numa ou várias camadas sobrepostas em torno duma alma central, a qual, pode ser constituída por metal (arames, cordão ou cabo), fibras (naturais ou sintéticas) ou mistas, impregnadas, ou não, de um lubrificante especial (Fig. 6.2).

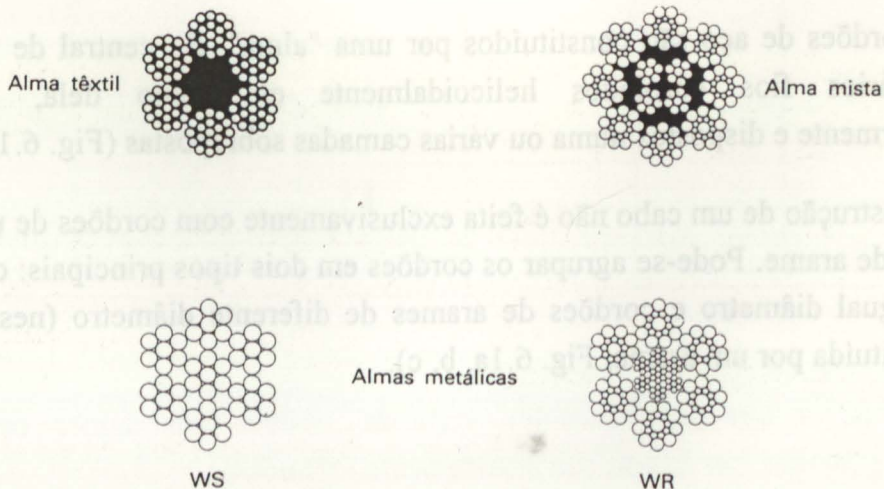


Fig. 6.2 - Exemplos de tipos de almas.

Refira-se que um cabo espiraloidal possui, para o mesmo diâmetro e numa secção, mais área metálica que um cabo resultando ser mais rígido e resistente. Para qualquer caso, o módulo de elasticidade é inferior ao do aço.

A alma, quando constituída por fibra, não participa na carga de rotura do cabo, enquanto que a escolha de um cabo com alma metálica deve-se a um, dos seguintes factores: pretensão de uma elevada carga de rotura, grande resistência a altas temperaturas ou quando o cabo deva suportar picos de carga iguais ou superiores a um terço da sua carga de rotura.

Os cabos de aço devem possuir principalmente as seguintes qualidades: uma resistência mecânica elevada, uma boa resistência à corrosão, e uma reduzida relaxação.

Os arames de aço obtidos através da trefilagem permitem obter um ganho de resistência mecânica que é função exponencial da redução da secção. Por outro lado, esse ganho é linearmente proporcional ao teor de carbono.

Nas estruturas referidas neste trabalho apenas se utilizam os cabos compostos por arames de aço trefilado, paralelamente ou em cordões. Os arames trefilados, utilizados na fabricação dos cabos são obtidos a partir do fio máquina, o aço Martin, etc..

6.2.1 - Características gerais

6.2.1.1 - Fabricação dos Fios de Aços - "Arames de Aço"

Após a obtenção do "fio máquina tratado", aço Martin ou eléctrico, passa-se à fabricação, propriamente dita, dos "Arames de Aço", através da trefilagem. Esta operação mecânica consiste no seguinte:

- a) - tratamento térmico, no qual se efectua o aquecimento do fio até 950°C, seguido dum arrefecimento brusco por meio de um banho de chumbo a 500°C. Este tratamento dá ao fio, uma estrutura dúctil, permitindo assim mais facilmente a trefilagem.

- b) - preparação do fio através de uma decapagem, de modo que a superfície do fio fique completamente limpa da capa oxidada e de quaisquer outras impurezas. Após a decapagem, este é revestido por uma película (fosfato, cobre, etc.) destinada a servir de suporte ao lubrificante da trefilagem.
- c) - trefilagem propriamente dita, que consiste na redução de secção do fio realizada a frio, por passagens sucessivas, através de feiras (normalmente de carbonato de tungstênio) de diâmetros cada vez mais pequenos e fiáveis. As finalidades desta operação são fundamentalmente as seguintes: diminuição da secção na ordem dos 65% a 75%, acompanhada de acréscimos de resistência da ordem de 10 a 15kg/mm² e aumento da carga de rotura e do limite de elasticidade. Deverá atender-se que para estruturas de cabos, a resistência pretendida é da ordem dos 160 a 180kg/mm².

6.2.1.2 - Diâmetros

Entende-se por diâmetro do cabo, o diâmetro da circunferência circunscrita à sua secção nominal. O diâmetro exprime-se em milímetros e deverá ser medido como se indica na Fig. 6.3.

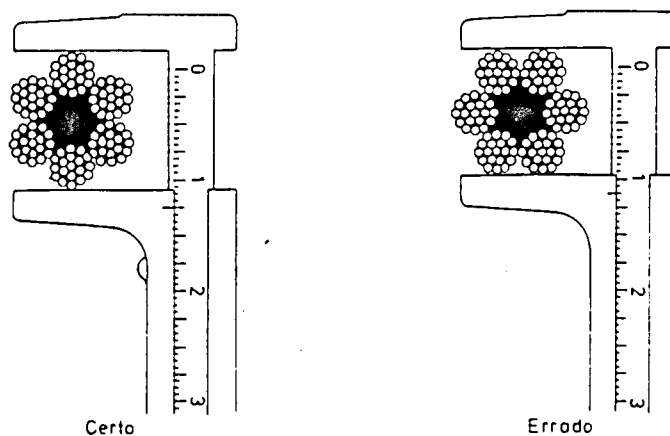


Fig. 6.3 - Determinação do diâmetro dum cabo.

O diâmetro nominal de um cabo é aquele pelo qual ele é designado. O diâmetro efectivo do cabo é obtido pela média aritmética de três medições efectuadas em três pares de cordões opostos de acordo com a Fig. 6.3.

Verifica-se na prática que, o valor real do diâmetro pode diferir do diâmetro teórico em $\pm 5\%$, por razões de deformação elíptica originada pela torção, nomeadamente pelas tolerâncias admissíveis nos diâmetros dos arames que o constituem.

6.2.1.3 - Comprimento

O comprimento é efectuado em metros. Em obra, deve-se indicar a forma e o fraccionamento com que a quantidade desejada de cabo deve ser entregue, isto é, quantas bobinas e quantos metros cada bobina deve conter, com um erro máximo de $\pm 5\%$, se a quantidade for inferior a 400m. Caso contrário, só é admitido um erro superior a 20m por cada 1000m de cabo.

6.2.1.4 - Massa Linear

A massa linear de um cabo, segundo a Norma Portuguesa NP-1844 (1982), é expressa pela seguinte relação:

$$M = k \cdot d^2 \quad (6.1)$$

em que os símbolos têm o seguinte significado:

k - coeficiente empírico de massa por unidade de comprimento de cabo, para uma dada construção (em $\text{kg}/(100\text{m} \cdot \text{mm}^2)$);

d - diâmetro nominal do cabo, em milímetros;

M - massa aproximada, por unidade de comprimento do cabo (em $\text{kg}/100\text{m}$).

6.2.1.5 - Carga de rotura

A carga de rotura nominal é a carga de rotura mínima garantida, ou seja, pelo menos uma vez foi atingida durante o ensaio de rotura do cabo segundo as Normas Portuguesas e é expressa pela seguinte expressão:

$$F_R = k' d^2 \sigma_r \quad (6.2)$$

onde os símbolos têm o seguinte significado:

k' - Coeficiente empírico para a força de rotura mínima, para um dado tipo de cabo;

d - Diâmetro nominal do cabo;

σ_r - Tensão de rotura dos arames. A tensão nominal dos arames de um cabo é geralmente um dos seguintes valores: 1400-1600-1800MPa. Podem-se definir as seguintes cargas de rotura:

- a) - *Carga de rotura real ou efectiva*: carga de rotura comprovada por ensaio de tracção sobre um troço inteiro de cabo;
- b) - *Carga de rotura teórica*: carga de rotura calculada multiplicando a secção metálica do cabo pela resistência específica do aço empregue;
- c) - *Carga de rotura totalizada*: carga de rotura obtida somando as de todos os arames que constituem os cabos e que foram comprovadas, cada uma delas, mediante ensaios separados;
- d) - *Carga de rotura calculada*: carga de rotura obtida diminuindo, à totalizada, a perda admitida pelo cochar dos arames.

6.2.1.6 - Coeficiente de segurança

O coeficiente de segurança é dado pela razão entre a carga de rotura efectiva e a carga normal de serviço. Como em relação a esta última, apenas é possível ter uma estimativa aproximada do seu valor, visto as condições de serviço não serem sempre as mesmas, o valor do coeficiente de segurança real está compreendido entre 3.5 e 10. A

escolha do coeficiente de segurança para um cabo deverá atender: à segurança da operação a que se destina evitando roturas, à sua duração e a aspectos económicos.

6.2.1.7 - Lubrificação e Protecção

Os arames que constituem os cabos devem possuir, todos eles, uma lubrificação apropriada para protegê-los do desgaste, do meio ambiente agressivo ou da intempérie (da corrosão) e da fadiga.

Um meio de proteger o cabo é o de efectuar uma zincagem através de uma imersão num banho de zinco ou por electrolise. A espessura desse material depositado nos arames, será função da massa de zinco por unidade de superfície do fio (g/m^2). Esse valor varia entre 122 a $305\text{g}/\text{m}^2$, consoante o cabo venha a estar exposto a um ambiente menos ou mais agressivo (isto é sujeito à corrosão).

Outros meios pelos quais é possível efectuar a protecção à corrosão dos cabos são (Fig. 6.4):

- a) - Os cabos ou cordões são protegidos por um recobrimento de uma bainha sintética, introduzida a quente (Polietileno, Poliamida, Vinílico, etc.), ou obtida por extrusão, com ou sem uma prévia galvanização dos cordões ou cabos. Esta bainha adere perfeitamente aos cabos (cabos imersos, ou não, em epoxy, lubrificante ou cera), evitando assim, a formação de bolsas de ar e de condensação. As extremidades e as mangas devem ser particularmente tratadas de modo a evitar infiltrações de água (Fig. 6.4a). Opcionalmente, pode-se envolver a bainha sintética com uma fita reflectora.
- b) - Igual a *a*, mas a bainha sintética é substituída por uma fita elástica (Fig. 6.4b).
- c) - Os cabos ou cordões são, ou não, galvanizados seguindo-se a betonagem destes com uma calda de cimento servindo a bainha sintética de cofragem (Fig. 6.4c).
- d) - Igual a *c*, substituindo a bainha sintética por um tubo metálico (Fig. 6.4d).

- e) - Os cabos fechados (ver secção 6.2.2) são estanques pela sua própria constituição. Os arames inteiros estão protegidos por uma impregnação de massa lubrificante ou de mímio e, os fios exteriores através de uma pintura, após terem recebido uma protecção de mímio de chumbo;
- f) - Os aços inoxidáveis são por natureza incorrosíveis mas, o seu custo leva a que seja rara a sua utilização. Saliente-se contudo que, as suas características mecânicas são mais fráveis.

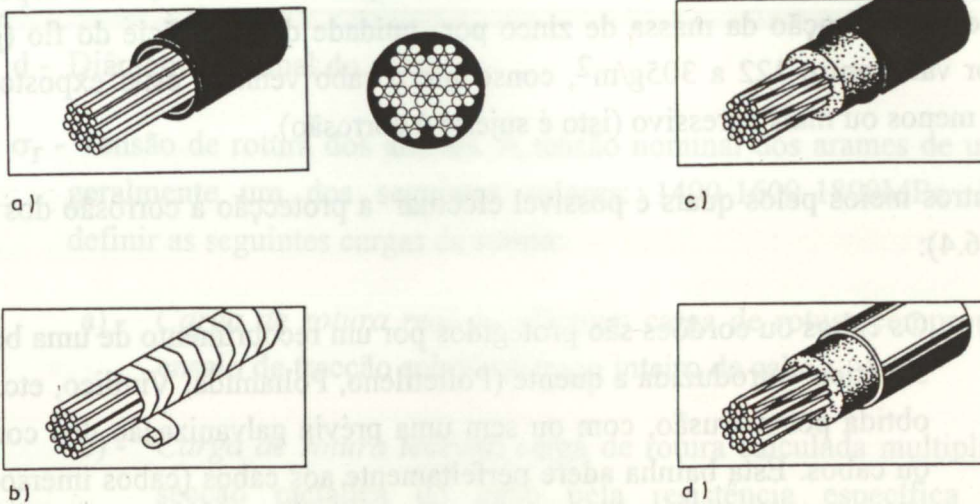


Fig. 6.4 - Vários tipos de protecção à corrosão dos cabos.

6.2.2 - Características topológicas dos cabos

6.2.2.1 - Cabos rígidos

Os cabos rígidos podem ser classificados do seguinte modo:

- A) - *Cabo mono cordão* ou "cabo espiraloidal": este cabo obtém-se pelo enrolamento de arames galvanizados helicoidalmente em torno de um arame ("alma"). A Fig. 6.5a mostra um exemplo da secção de um cabo mono cordão. Este tipo de cabo é geralmente utilizado como elemento portante (por exemplo, de linhas telefônicas, eléctricas, etc.), como ancoragem, tirante ou estai;

B) - *Cabo fechado*: o cabo fechado é constituído pela composição de uma alma em cabo mono cordão com uma camada exterior de arames em forma de "T" e, por último, uma camada de arames enrolados à direita, conforme se pode observar na Fig. 6.5b. Um cabo deste tipo, possui uma carga de rotura superior à de qualquer outro tipo de cabo, sendo um cabo pouco flexível. Apresenta no entanto, uma resistência ao desgaste e à corrosão muito boa e ainda um módulo de elasticidade elevado. Os cabos fechados são geralmente empregues como portantes para teleféricos, para pontes suspensas, etc..

B) - *Cabo Hércules*: é constituído por uma alma em cordão com uma camada exterior de arames em forma de "T" e, por último, uma camada de cordões (Fig. 6.5c).

C) - *Cabos de arames paralelos*: como exemplo aponta-se os cabos portantes da Ponte 25 de Abril, em Lisboa.

D) - *Cabos de cordões paralelos*.

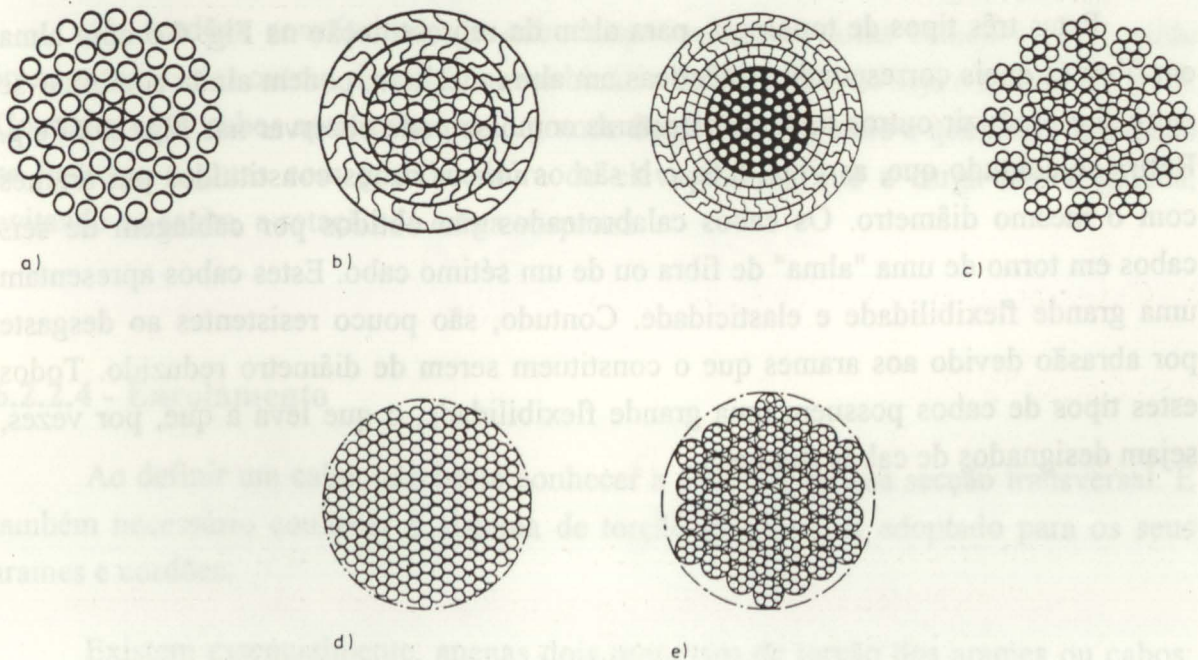


Fig. 6.5 - Cabos rígidos: a) mono cordão; b) fechados; c) Hércules; d) cabo de arames paralelos; e) cabo de cordões paralelos ou multicordões.

6.2.2.2 - Cabos flexíveis

Na secção anterior apenas se referiram cabos compostos por arames de diâmetros iguais. Mas por vezes estes são constituídos por camadas de arames ou cordões com diâmetros diferentes, definindo, neste tipo de cabos, três tipos de estruturas bem definidas:

- A) - *Cabo "Seale"*: neste cabo, pelo menos as duas últimas camadas de cada cordão possuem o mesmo número de arames e por consequência, de diferentes diâmetros;
- B) - *Cabo "Warrington"*: cada cordão constituinte do cabo, apresenta a camada exterior formada por arames de dois diâmetros distintos, alternando a sua colocação dentro da coroa, o que torna o cabo bastante circular;
- C) - *Cabo "Filler"*: este tipo de cabo distingue-se dos outros dois, pelo facto dos cordões possuírem entre as camadas de arames, outros de menor diâmetro de forma a preencher os espaços existentes entre os mesmos.

Estes três tipos de topologia, para além da representação na Fig. 6.6 com alma em fibra às quais correspondem idênticas em alma metálica, podem ainda combinar-se entre si e produzir outros tipos de estruturas como se pode observar nas Figs. 6.6f e g. Refira-se contudo que, as Figs. 6.6a e b são os únicos cabos constituídos por arames com o mesmo diâmetro. Os cabos calabroteados são obtidos por cablagem de seis cabos em torno de uma "alma" de fibra ou de um sétimo cabo. Estes cabos apresentam uma grande flexibilidade e elasticidade. Contudo, são pouco resistentes ao desgaste por abrasão devido aos arames que o constituem serem de diâmetro reduzido. Todos estes tipos de cabos possuem uma grande flexibilidade, o que leva a que, por vezes, sejam designados de cabos flexíveis.

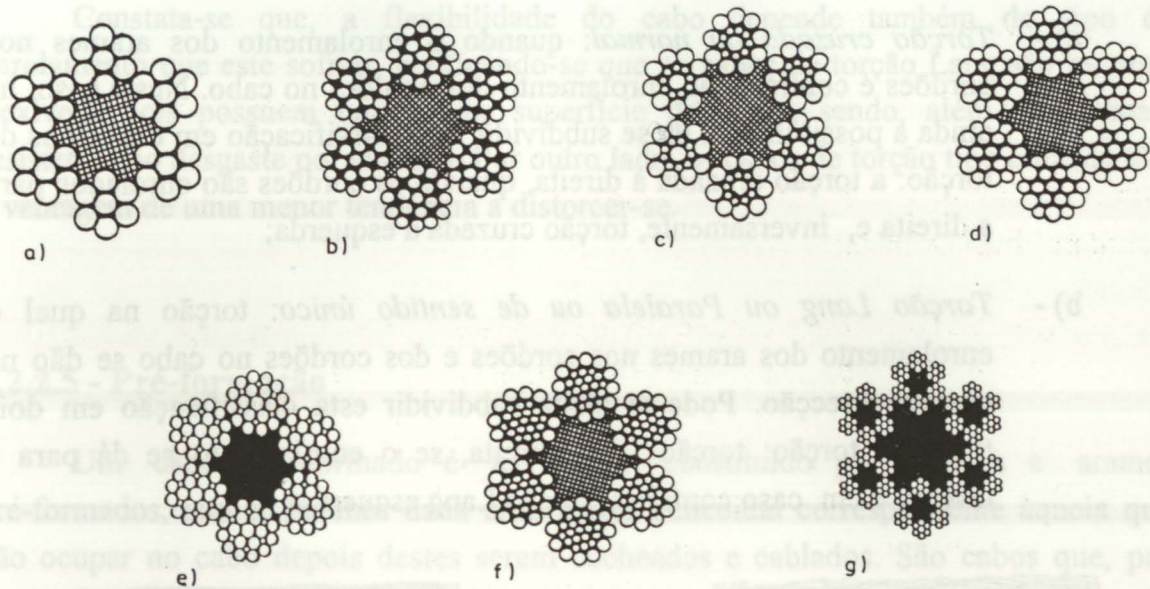


Fig. 6.6 - Cabos flexíveis: a) de cordões; b) de cordões; c) Seale; d) Warrington; e) Filler; f) Warrington-Seale; g) Calabroteado.

6.2.2.3 - Cabos antigiratórios

Os cordões constituintes do cabo dispõem-se em várias camadas em sentido inverso, umas das outras, de modo que o binário final de giração seja o menor possível. Contudo, estes cabos apresentam uma grande fragilidade levando a que a sua aplicação se restrinja a gruas com grande altura de elevação, em que a carga não é guiada, evitando-se assim, a rotação da carga suspensa.

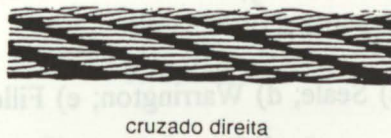
6.2.2.4 - Enrolamento

Ao definir um cabo, não basta conhecer a estrutura da sua secção transversal. É também necessário conhecer o sistema de torção longitudinal adoptado para os seus arames e cordões.

Existem essencialmente, apenas dois processos de torção dos arames ou cabos: torção à direita, "Z", ou torção à esquerda, "S".

Combinando os dois sentidos de torção dos arames e dos cordões, obtém-se as seguintes torções fundamentais (Fig. 6.7):

- a) - *Torção cruzada ou normal*: quando o enrolamento dos arames nos cordões é contrário ao enrolamento dos cordões no cabo. Neste caso, há ainda a possibilidade de se subdividir esta classificação em dois tipos de torção: a torção cruzada à direita, quando os cordões são enrolados para a direita e, inversamente, torção cruzada à esquerda;
- b) - *Torção Lang ou Paralela ou de sentido único*: torção na qual o enrolamento dos arames nos cordões e dos cordões no cabo se dão na mesma direcção. Pode-se ainda subdividir esta classificação em dois tipos de torção: torção Lang direita, se o enrolamento se dá para a direita, e em caso contrário, torção Lang esquerda.



cruzado direita



Lang direita



cruzado esquerda



Lang esquerda



TORÇÃO DIREITA "Z"



TORÇÃO ESQUERDA "S"



TORÇÃO CRUZADA À DIREITA



TORÇÃO CRUZADA À ESQUERDA



TORÇÃO LANG À DIREITA



TORÇÃO LANG À ESQUERDA

Fig. 6.7 - Enrolamento dos cabos.

Constata-se que, a flexibilidade do cabo depende também do tipo de enrolamento que este sofreu, verificando-se que os cabos de torção Lang são os mais flexíveis, pois possuem uma maior superfície de apoio, sendo, além disso, mais resistentes ao desgaste por abrasão. Por outro lado, os cabos de torção tipo cruzada têm a vantagem de uma menor tendência a distorcer-se.

6.2.2.5 - Pré-formação

Um cabo pré-formado é um cabo constituído por cordões e arames pré-formados, isto é, foi-lhes dada uma forma helicoidal correspondente àquela que vão ocupar no cabo depois destes serem cocheados e cablados. São cabos que, por isso, não possuem qualquer tensão interna e têm uma grande flexibilidade, facilitando o seu manejo.

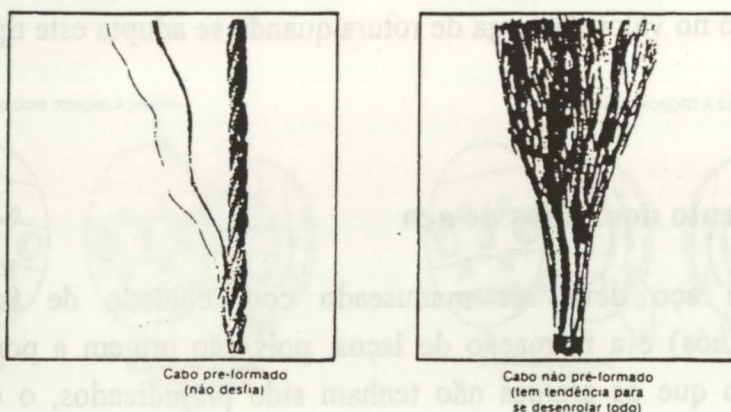


Fig. 6.8 - Cabo pré-formado.

Os cabos pré-formados apresentam as seguintes vantagens:

- maior flexibilidade, resultando uma maior resistência ao trabalho de flexão;
- maior duração do nível de segurança resultante de uma distribuição equilibrada de cargas pelos diversos cordões;
- menor tendência à formação de "cocas";
- menor susceptibilidade às vibrações;

- menor tendência a girar sobre si mesmos;
- em caso de rotura dos arames, eles permanecem na sua posição, não havendo assim, o risco de deterioramento dos arames contíguos;
- mais fácil montagem;
- não há necessidade de fazer amarrações nos pontos onde se pretende cortar o cabo, visto este não se desfazer;
- maior resistência ao desgaste por abrasão.

Este tipo de cabos tem o inconveniente, no caso do rompimento dos arames, de não se poder saber exactamente quantos se romperam, sendo assim difícil determinar se está a trabalhar abaixo da sua carga de segurança. Resulta, por consequência, uma possível diminuição no valor da carga de rotura quando se adopta este tipo de cabo.

6.2.3 - Manejamento dos cabos de aço

O cabo de aço deve ser manuseado com cuidado de forma a evitar estrangulamentos (nós) e a formação de laços, pois dão origem a pontos de menor resistência. Mesmo que os arames não tenham sido prejudicados, o cabo perdeu a forma correcta. Com os arames e cordões fora de posição, esta parte do cabo fica sujeita a uma tensão desigual, causando o desgaste excessivo aos cordões deslocados. Por mais esforços que se façam para endireitar o cabo, este nunca poderá dar serviço satisfatório, tornando-se, por isso, perigosa a sua utilização, podendo inclusive causar graves acidentes (Fig. 6.9a e b).

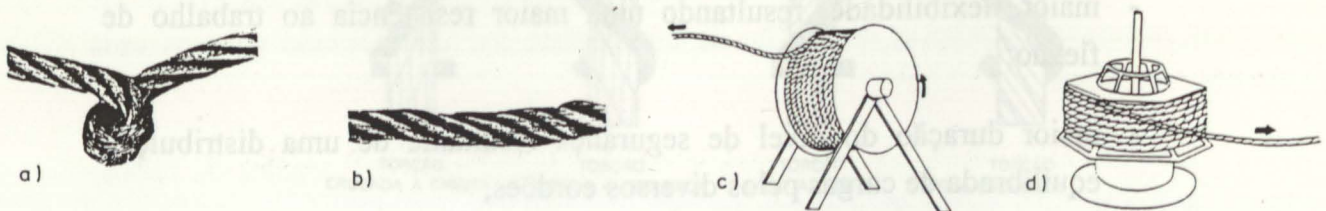


Fig. 6.9 - a) Exemplo de "coca"; b) cabo deformado; c) bobina para cabos de aço; d) rolos de aço.

Para desenrolar o cabo fornecido em bobina, deve-se colocar o eixo desta na horizontal e apoiado em dois cavaletes de modo a permitir o fácil desenrolar do cabo (Fig. 6.9c). O cabo é desenrolado, sempre com o cuidado que permaneça tenso, de forma a impedir a criação de "cocas".

Por sua vez, quando o cabo é fornecido em rolos, deverão ser colocados, um por um, numa placa giratória móvel, para posterior desenrolamento, havendo o cuidado de o manter adequadamente seguro por cruzes. Neste caso, deverão também ser tomadas as mesmas providências quanto a manter o cabo tenso (Fig. 6.9d).

Pequenos rolos de cabo flexível poderão ser desenrolados fazendo rolar o rolo ao longo do solo, de modo que, as voltas do mesmo se desfçam sem qualquer distorção.

É importante, para que um cabo de aço seja bem enrolado numa bobine, se tomem em atenção regras cuja Fig. 6.10 explicita.

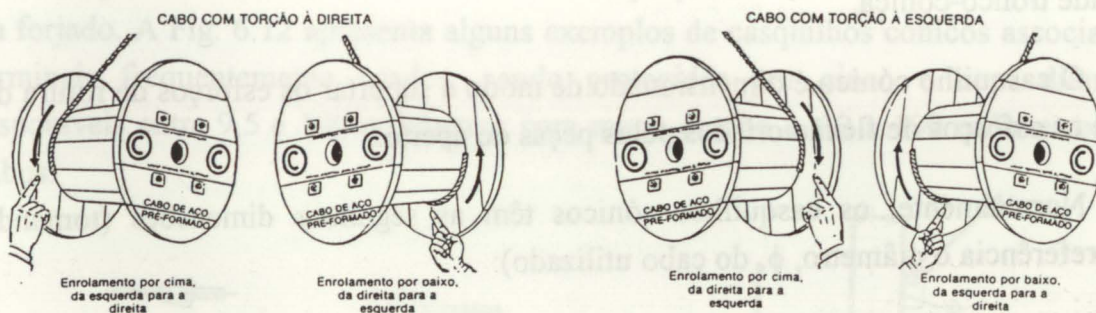


Fig. 6.10 - Regra de enrolamento de cabos em bobinas.

6.3 - LIGAÇÕES DE CABOS E JUNÇÕES

6.3.1 - Elementos de ancoragem

Todos os elementos de ancoragem devem possuir as seguintes características:

- ser possível ajustar as suas tensões;
- estarem bem protegidos contra a corrosão;

- serem compatíveis com os monocabos e cabo múltiplo galvanizado (na operação de enchimento com zinco, existe o risco de haver escorregamento por entre as cavilhas);
- possuir uma estética agradável, uma vez que, frequentemente, as ligações são visíveis.

Actualmente, os sistemas mais empregues na ancoragem das extremidades são os terminais cónicos e os terminais cravados.

6.3.1.1 - Casquilho cónico

Os casquilhos cónicos podem ser, por sua vez, abertos ou fechados. O mecanismo de ancoragem consiste essencialmente num aperto do cabo dentro da cavidade tronco-cónica.

O casquilho cónico é dimensionado de modo a suportar os esforços de rotura do cabo e os esforços de flexão criados pelas peças de aperto.

Normalmente, os casquilhos cónicos têm as seguintes dimensões (tomando como referência o diâmetro, ϕ , do cabo utilizado):

- Diâmetro da base maior = 2.3 a 2.5 ϕ ;
- Diâmetro da base menor = 1.10 a 1.15 ϕ ;
- Altura da cavidade = 4.5 a 5.0 ϕ .

A operação de ancoragem inicia-se com a amarração do cabo a uma distância 10 ϕ da extremidade, efectuando-se em seguida o desabrochamento dos arames, após o qual se torcem em conjunto. Por acção de força, o molho tronco-cónico dos arames é forçado a entrar dentro do terminal.

A operação termina com o enchimento da cavidade do terminal com um metal fusível por acção de temperatura, utilizando normalmente zinco electrolítico ou uma liga ternária (chumbo - 83.7%; estanho - 7%; antimónio - 9.3%, Fig. 6.11).

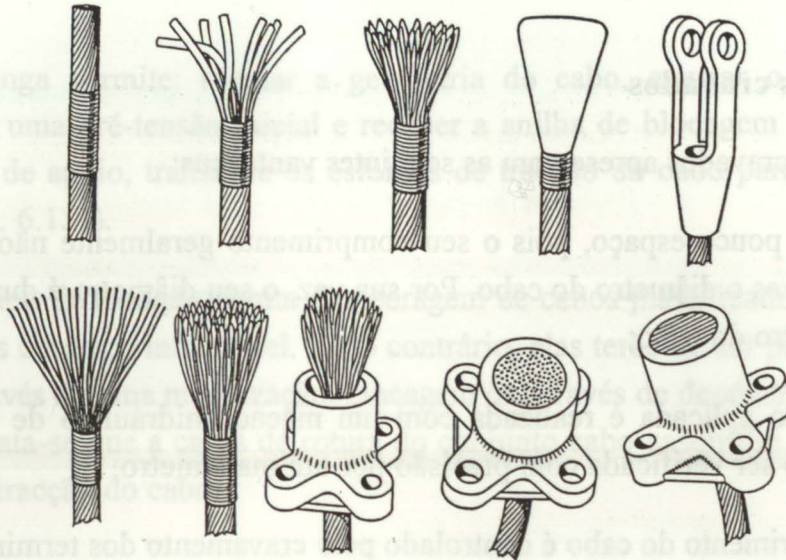


Fig. 6.11 - Operação de ancoragem.

Em seguida a abertura do terminal é protegida contra a corrosão, por um metal ou mastique betuminoso. Os terminais cónicos propriamente ditos são em aço fundido ou forjado. A Fig. 6.12 apresenta alguns exemplos de casquilhos cónicos associados a terminais frequentemente usados, sendo protegidos por zinco e com diâmetros disponíveis entre 9,5 e 100 milímetros para mono cordão e, 12 a 100 milímetros para cabos.

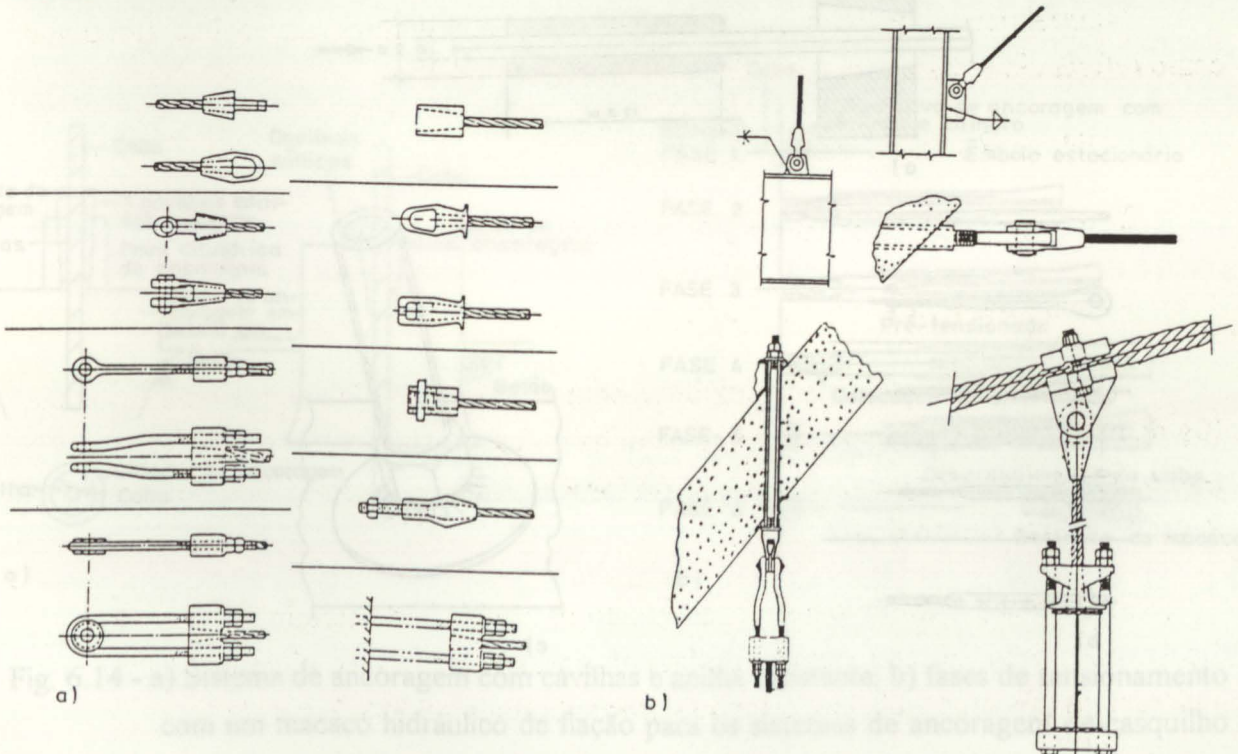


Fig. 6.12 - a) Exemplos de casquilhos cónicos; b) alguns exemplos de aplicação.

6.3.1.2 - Casquilhos cravados

Os casquilhos cravados apresentam as seguintes vantagens:

- ocupam pouco espaço, pois o seu comprimento geralmente não excede doze vezes o diâmetro do cabo. Por sua vez, o seu diâmetro é duas vezes o diâmetro do cabo;
- a tensão aplicada é realizada com um macaco hidráulico de tracção, podendo ser verificada com precisão por um manómetro;
- o comprimento do cabo é controlado pelo cravamento dos terminais.

A operação de cravagem dos terminais dos cabos efectua-se do seguinte modo:

- a) - o cabo é colocado dentro da manga por trefilagem a frio;
- b) - o conjunto cabo-manga é forçado a entrar na feira tronco-cónica por meio de um macaco de fiação;

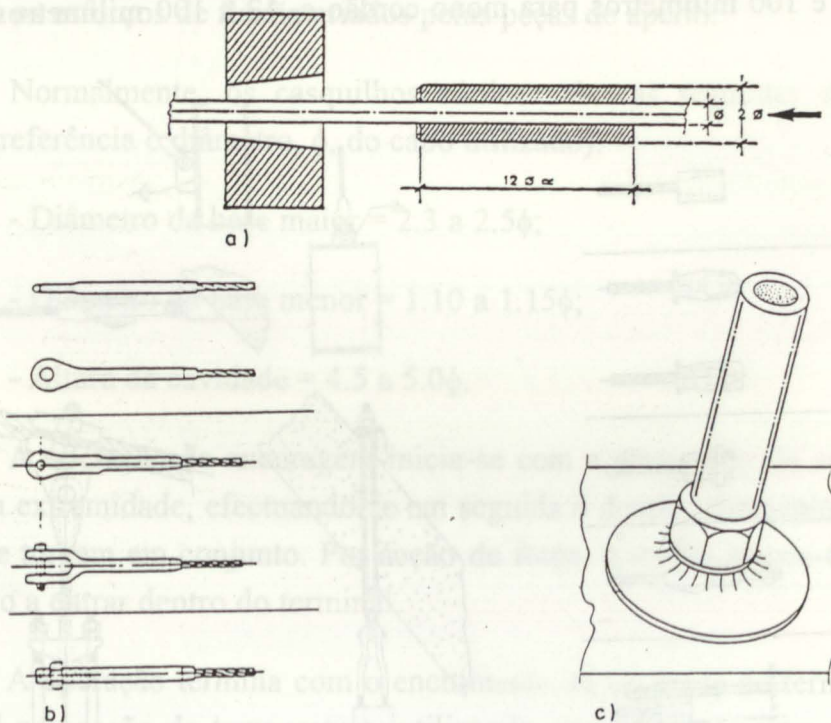


Fig. 6.13 - a) Operação de cravagem dum terminal ao cabo (manga trefilada a frio); b) exemplos de casquilhos cravados; c) aplicação de um terminal cravado.

A manga permite: regular a geometria do cabo, agarrar o cabo quando se pretende dar uma pré-tensão inicial e receber a anilha de blocagem que, em contacto com a placa de apoio, transmite os esforços de tracção do cabo para a peça de betão armado (Fig. 6.13c).

Este tipo de manga permite a ancoragem de cabos plastificados, podendo ainda ser realizadas com aço inoxidável. Caso contrário, elas terão de ser protegidas contra a corrosão através de uma metalização, zincagem ou através de depósito de cádmio.

Constata-se que a carga de rotura do conjunto cabo-casquilho é inferior à carga de rotura de tracção do cabo.

6.3.1.3 - Ancoragem com cabos em pré-tensão

Com o sistema de ancoragem de cabos associa-se, por vezes, o conceito de pré-tensão necessário a inúmeros tipos de utilização destes elementos estruturais. Poderão utilizar-se, nestas situações, casquilhos cónicos roscados interiormente e compostos por 2 ou 3 peças que são unidas por meio de uma anilha resistente.

Na Fig. 6.14, expõe-se a estrutura do sistema de ancoragem com cavilhas e, as diferentes fases de tensionamento de um cordão.

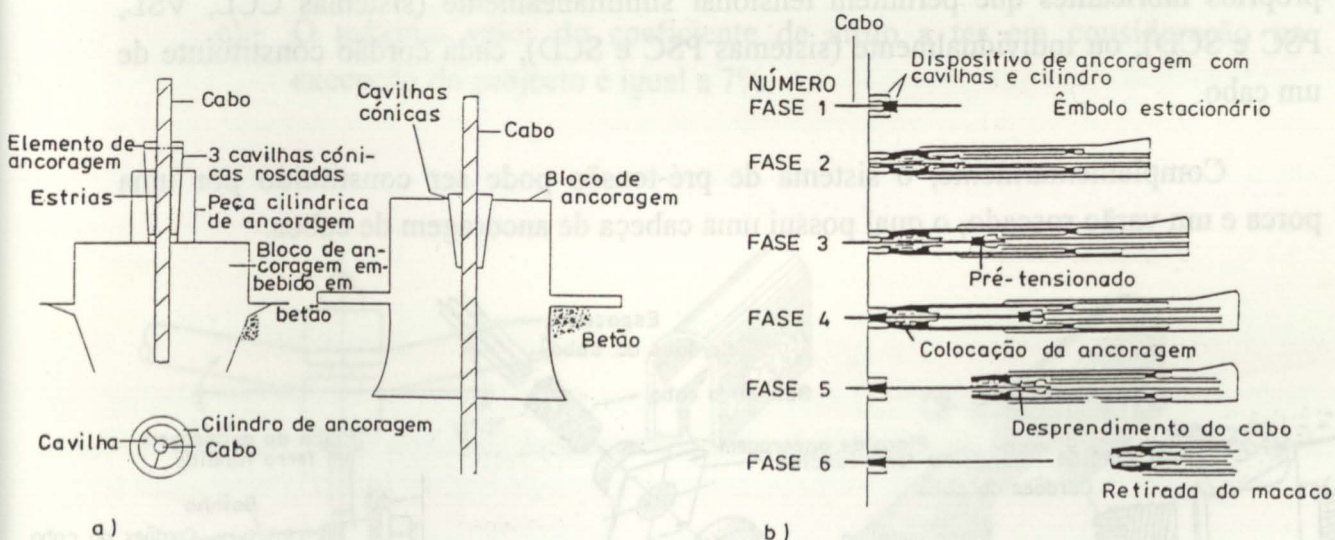


Fig. 6.14 - a) Sistema de ancoragem com cavilhas e anilha resistente; b) fases de tensionamento com um macaco hidráulico de fiação para os sistemas de ancoragem de casquilho roscado no caso de um cabo mono cordão.

Existem ainda outros tipos de macacos hidráulicos que permitem tensionar vários cordões simultaneamente com capacidade da ordem dos 10000.kN (Fig. 6.15).

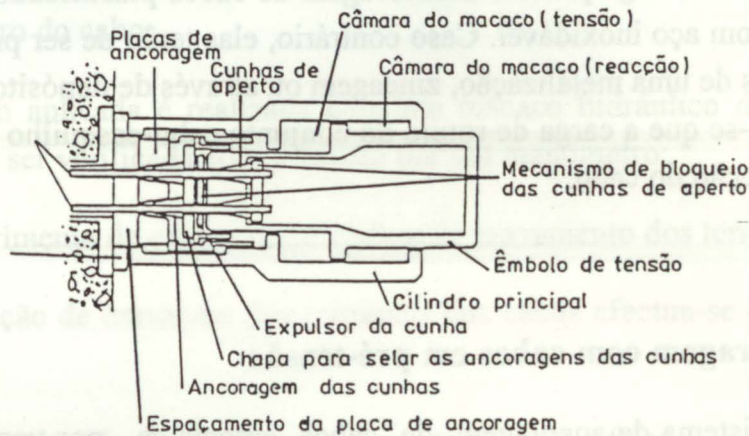


Fig. 6.15 - Estrutura do macaco hidráulico necessário à pré-tensão do sistema de ancoragem para vários cordões.

Na Fig. 6.16 apresenta-se outros sistemas de ancoragem desenvolvidos pelas próprias fabricantes que permitem tensionar simultaneamente (sistemas CCL, VSL, PSC e SCD), ou individualmente (sistemas PSC e SCD), cada cordão constituinte de um cabo.

Complementarmente, o sistema de pré-tensão pode ser constituído por uma porca e um varão roscado, o qual possui uma cabeça de ancoragem de cabos.

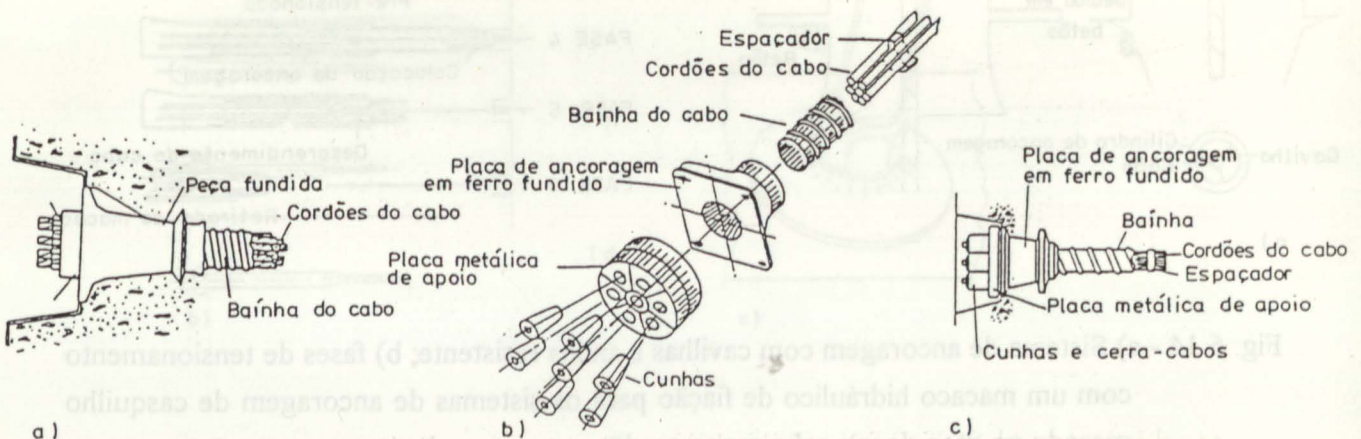


Fig. 6.16 - Sistemas de ancoragem: a) CCL; b) PSC; c) SCD.

6.3.2 - Ligações de cabos

Para assegurar as ligações das diversas peças são estudadas e executadas, de acordo com as necessidades, aparelhos de ligação (uniões).

Os aparelhos de união são geralmente de aço, sendo o seu aperto efectuado por atrito através de uma cavilha ou parafuso.

A publicação Americana "Manual for Structural applications of steel cables for buildings" fornece as seguintes regras:

- a) - A mudança de direcção de um cabo não pode ser maior que 1.5° , por cordão ou cabo mono cordão e de 3° nos cabos constituídos por mais de um cordão (Fig. 6.17);
- b) - A pressão convencional exercida lateralmente sobre o cabo no grampo não pode ser maior que 2.8kN/cm^2 para um cabo de 75mm de diâmetro e 4.2kN/cm^2 , para um cabo de 25mm de diâmetro, supondo uma variação linear por diâmetro intermédio. Esta pressão convencional obtém-se dividindo a força de serviço pela área da zona do cabo interessada no aparelho de blocagem. A área é avaliada projectando a área de contacto na direcção ortogonal à da força de serviço correspondente ao cabo;
- c) - O máximo valor do coeficiente de atrito a ter em consideração na execução do projecto é igual a 7%.

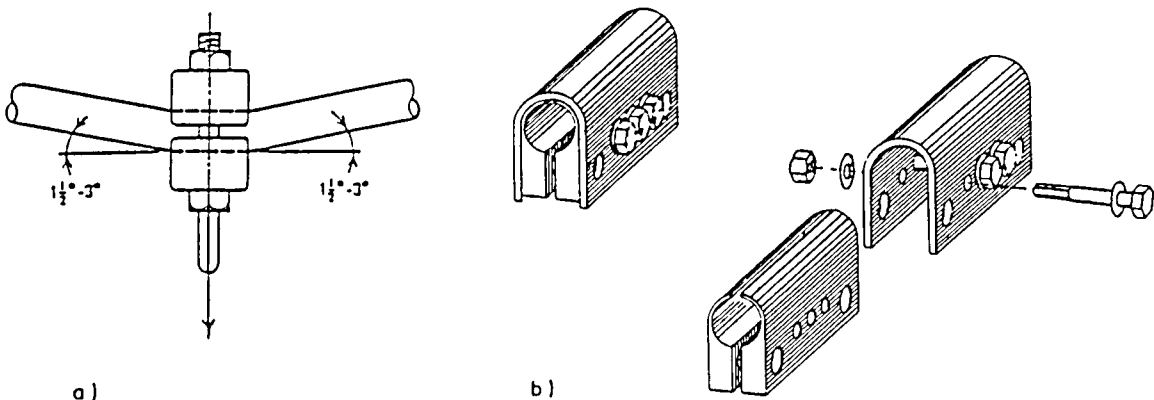


Fig. 6.17 - a) Conexão por aparafusamento; b) grampo de atrito tipo "Jawerth".

O aparelho de união de cabos mais característico é o grampo de atrito tipo "Jawerth", o qual é composto por 2 elementos, de forma que o cabo aloja-se na parte interior do aparelho (Fig. 6.17).

Apresenta-se em seguida a classificação das ligações quanto ao seu modo de aplicação e que são, posteriormente, analisadas em pormenor:

- i) - Grampos de ligação de cabos constituintes de um rede;
- ii) - Uniões entre cabos segundo a mesma direcção longitudinal, na qual encontram-se diversos tipos de aparelhos de ligação como sejam: grampos, esticadores, cerra-cabos, manilhas, placas e contraplacas, etc. (Fig. 6.18);
- iii) - Nós de derivação - são aparelhos próprios nos quais dois ou mais cabos convergem para mudar de direcção, no espaço ou no plano;
- iv) - Ligações entre os cabos de bordadura e os cabos internos de uma rede. Neste caso, a ligação é estudada individualmente, visto o cabo de bordadura ir suportar elevados esforços. Correntemente o cabo de bordadura tem um diâmetro muito superior ao cabo interno pertencente à rede.

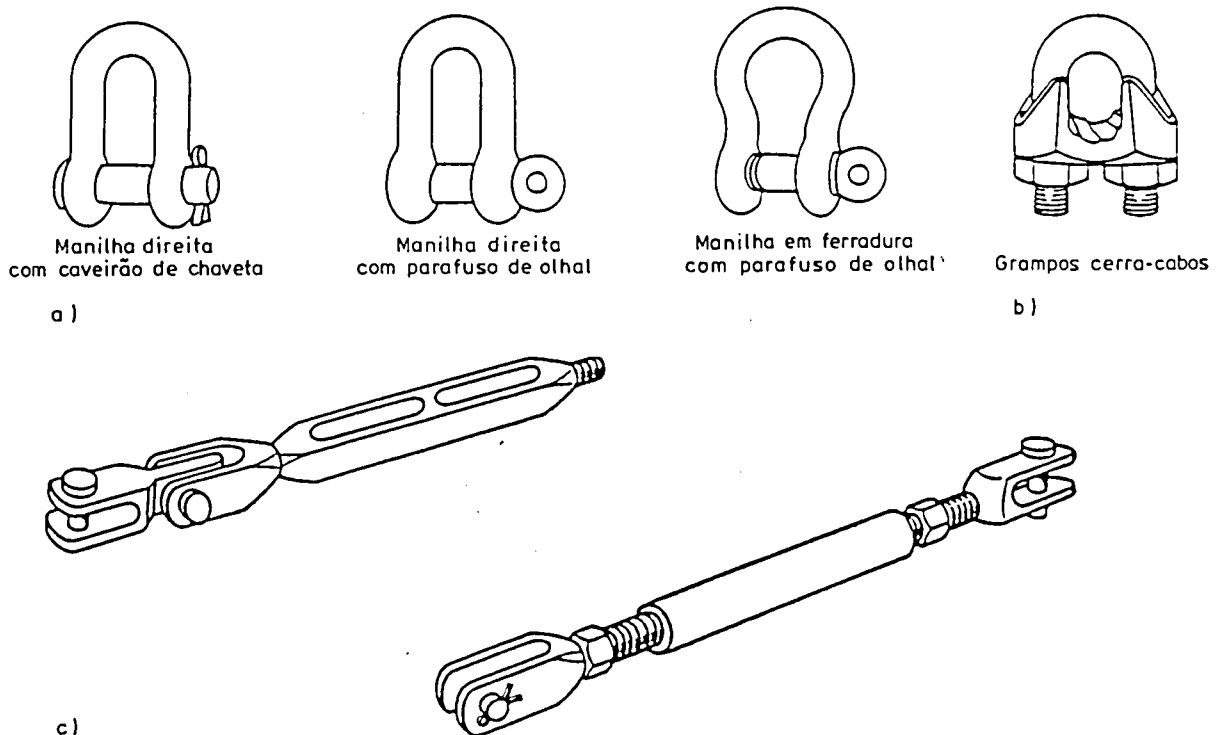


Fig. 6.18 - Exemplos de: a) manilhas; b) cerra-cabos; c) esticadores.

6.3.2.1. - Grampos de rede

Os grampos utilizam-se essencialmente para a ligação de cabos constituintes de uma rede. Logo, a rede consiste geralmente em 2 componentes: o cabo e o grampo. Os grampos de ligação dependem do tipo de cabo, das tensões presentes nelas, da malha da rede, assim como das suas dimensões e utilização da estrutura interna portante. Outro factor importante é o económico, visto ser necessário um número elevado de grampos numa rede de cabos. Assim, este tipo de grampo é normalmente constituído por um material plástico de grande rigidez e alta estabilidade dimensional, sendo por vezes reforçados com fibra de vidro ou de carbono. Estes grampos são usados principalmente em estruturas de rede têxtil submetidas a um baixo regime tensional.

As redes de cabo são normalmente executadas em terra, seguindo-se a aplicação das forças de tensão interna. Durante esta operação ocorrem mudanças dos ângulos dos cabos da malha. No caso do grampo rotacional, o ângulo de intersecção de 2 cabos ortogonais deixa de ser os 90° devido apenas há eventual deformação do cabo: entre dois grampos gera-se uma linha em forma de "S". Esta mudança de ângulo pode originar uma redução da estabilidade no caso deste ser agudo, exceptuando-se o caso dessa sobreposição se der com um cabo flexível e outro rígido. Além disso, a malha sofre uma redução das suas dimensões.

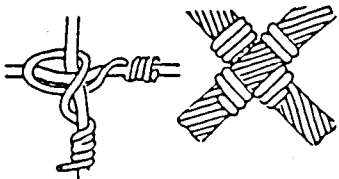
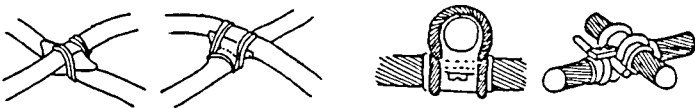
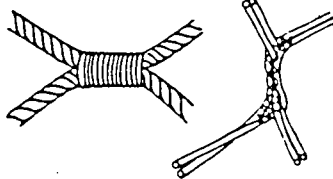
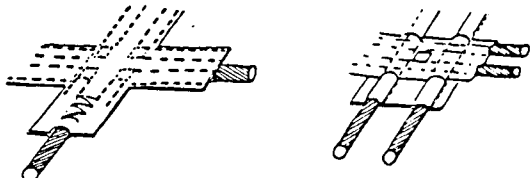
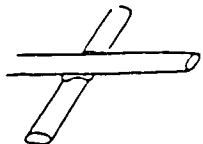
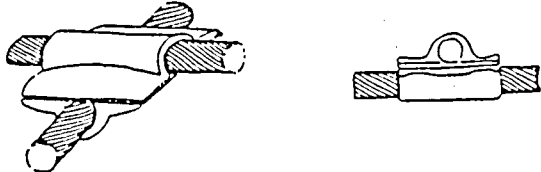
As forças instaladas no cabo são transmitidas ao grampo por atrito. A força que o grampo pode absorver por atrito é designada por força de escorregamento, a qual depende da força de serviço que o grampo exerce sobre o cabo. A força de serviço é obtida a partir da máxima pressão transversal que o cabo pode suportar, enquanto que a força de atrito pode ser incrementada de diversos modos: por endurecimento da área de contacto, colocando uma camada adicional de mineral (por exemplo quartzo), ou por aplicação de um material maleável na superfície exterior do cabo como seja o alumínio.

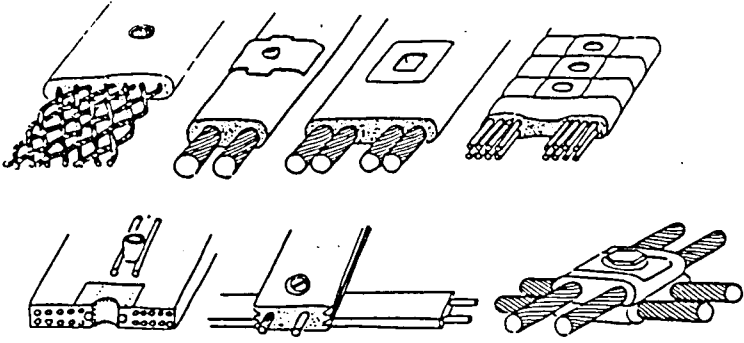
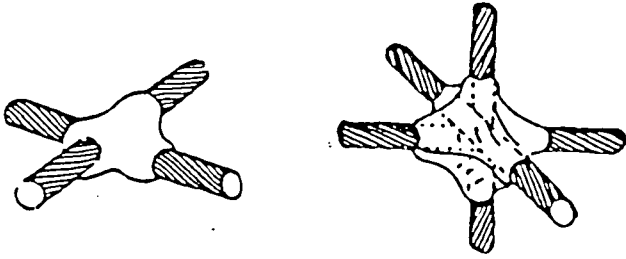
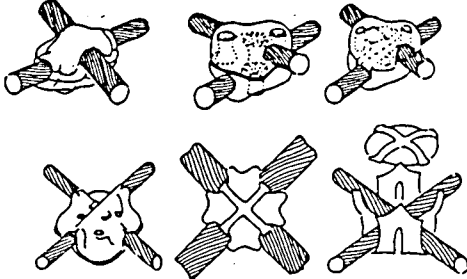
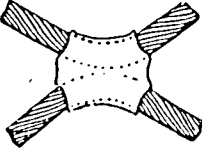
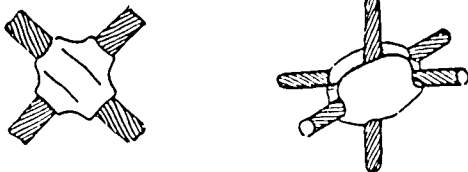

A estabilidade, ou a força de atrito do grampo deve ser elevada, enquanto as conexões entre cabos devem manter as suas posições durante a fase de montagem e de carregamento. Para melhorar a segurança contra possíveis escorregamentos, o grampo é barrado interiormente com uma cola especial de alta viscosidade.

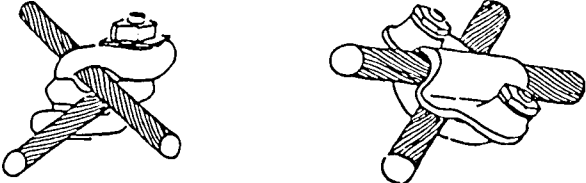
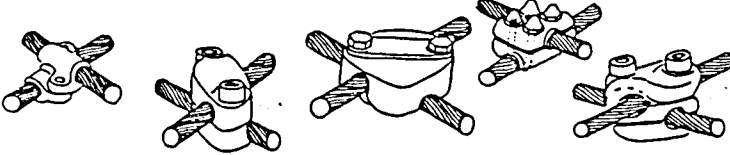
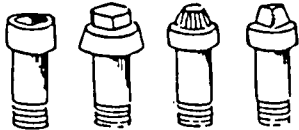
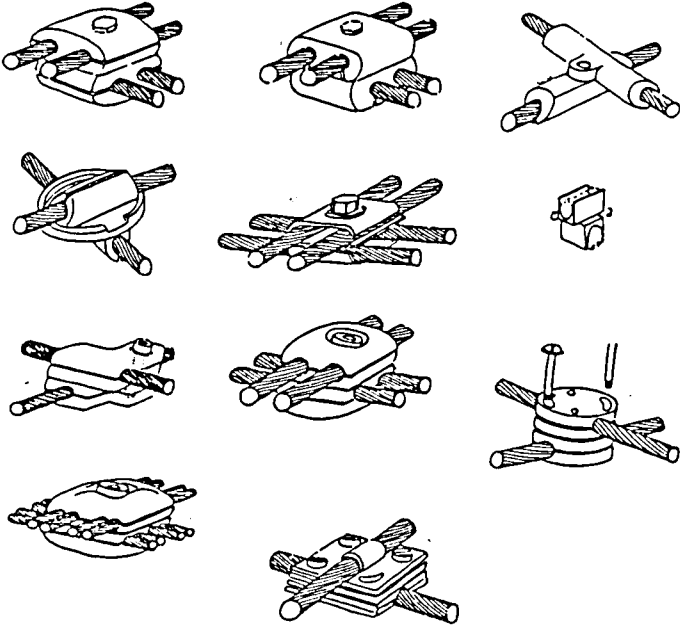
Devido aos problemas de corrosão os grampos devem ser arredondados e completamente fechados. Refira-se que o aspecto estético dos grampos depende da posição que ele ocupará na cobertura e será naturalmente um aspecto a ter em consideração. Os parafusos a utilizar não devem possuir uma cabeça cava.

No Quadro 6.1 apresentam-se as ligações e uniões correntes, às quais se fazem algumas observações técnicas.

Quadro 6.1 - Descrição das ligações e uniões correntes (grampos).

REPRESENTAÇÃO	OBSERVAÇÕES
	<p>Ligação com fio metálico. Baixa estabilidade.</p>
	<p>Grampos com arame e peças de adaptação. Estabilidade normal.</p>
	<p>Amarrações com fio metálico. Os cabos são paralelos na união.</p>
	<p>Cabos cosidos ou rebitados. Não pode rodar.</p>
	<p>Emprego de epoxy.</p>
	<p>Soldadura. Bastante económico.</p>

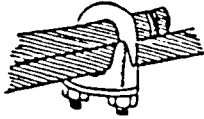


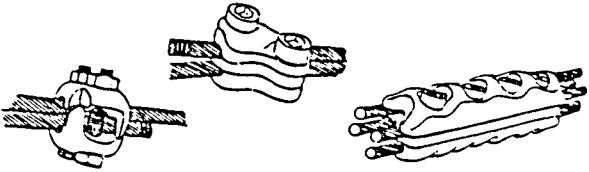
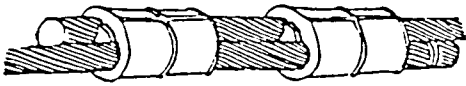

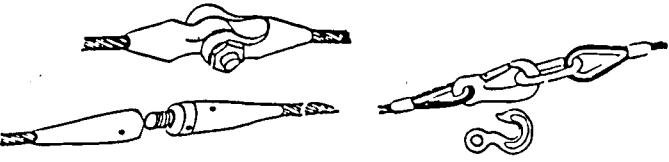
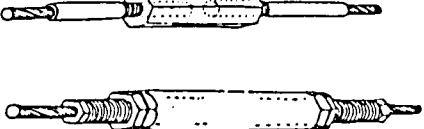
	<p>Neste caso estão perfeitamente solidificados. No entanto, os esforços actuantes no grampo devem ser transmitidos aos cabos.</p>
	<p>Grampos realizados com metais ligeiros ou materiais plásticos de alta resistência. O grampo especial é interiormente reforçado, para não permitir deslocamentos durante a montagem da rede e, complementarmente, dar um acréscimo de estabilidade.</p>
	<p>Grampo de encaixe e rebitado.</p>
	<p>Grampo obtido por prensagem. Os cabos não se cruzam</p>
	<p>Grampo constituído por 2 elementos. Os cabos cruzam-se.</p>
	<p>Cavilhas.</p>

	<p>Cavilhas. Melhoria da distribuição dos esforços em relação ao anterior.</p>
	<p>Grampos entaladores. São constituídos por duas peças. Impedem a rotação.</p>
	<p>Parafusos utilizados nos grampos que permitem a rotação.</p>
	<p>Grampos que permitem a rotação. Grampos constituídos por placas e contraplacas que efectuam a ligação de 1 ou mais cabos.</p>

6.3.2.2 - Ligações longitudinais

Há diversos tipos de conexões entre cabos numa só direcção, apresentando no Quadro 6.2 contudo, apenas os tipos mais característicos de ligação e algumas observações técnicas

Quadro 6.2 - Descrição das ligações longitudinais.

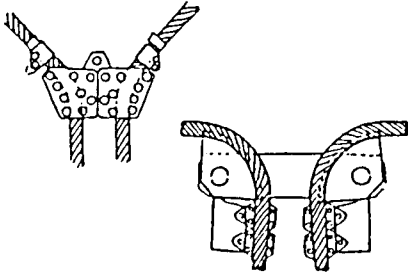

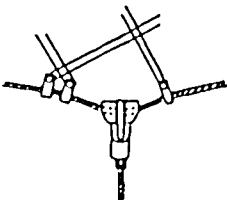

REPRESENTAÇÃO	DESIGNAÇÃO	OBSERVAÇÕES
	Manilha.	Aumenta o atrito com a mútua distorção do cabo.
	Conjunto de manilha.	Há o perigo de rotura local devido ao elevado atrito.
	Grampo.	Pode ser obtido por laminação do aço ou alumínio.
	Grampo.	Por fusão do aço ou alumínio.
	Mordentes distanciados (ou individuais).	Em aço ou alumínio.
	Série de mordentes.	Em aço ou alumínio.
	Terminais e ganchos.	Usados apenas em construções temporárias.
		Ligamentos estudados para um caso particular.

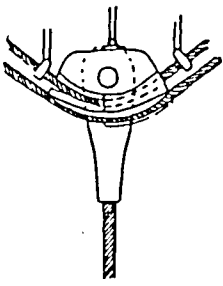


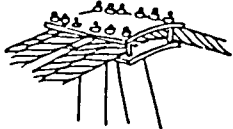
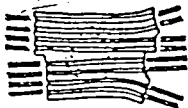
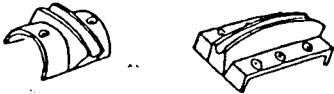
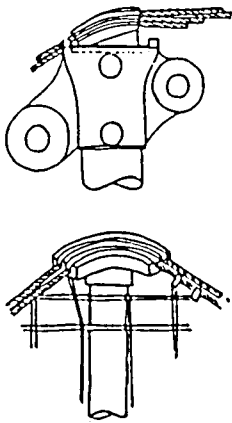
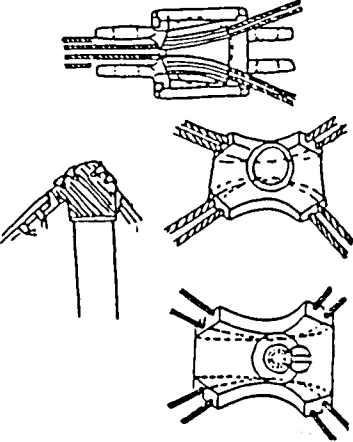
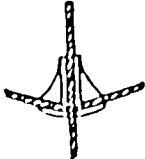

6.3.2.3 - Nós de derivação

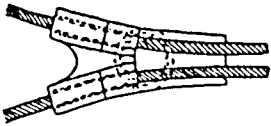
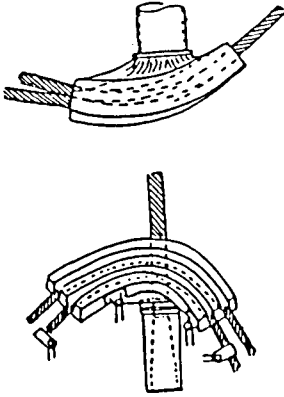
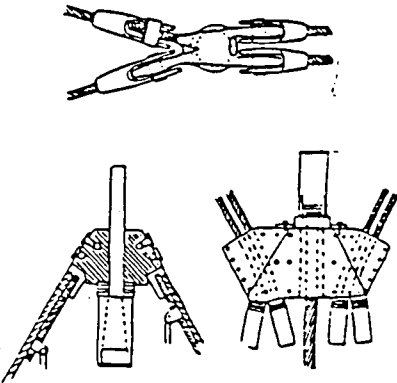
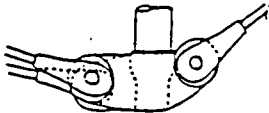
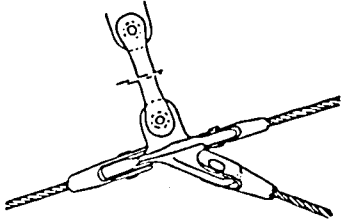
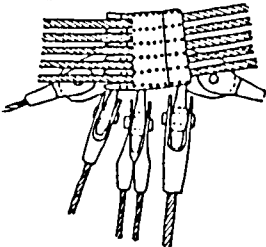
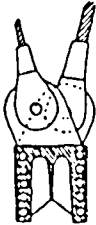
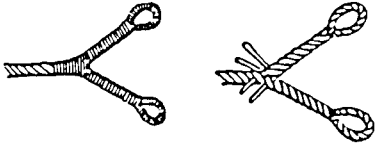
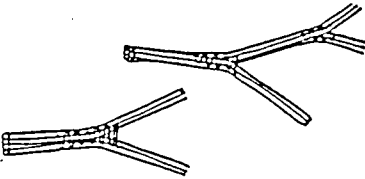
Os nós de derivação têm por função modificar a direcção de um cabo contínuo ao longo de uma determinada direcção plana ou espacial. A particularidade mais importante destes elementos é consentir o mais pequeno raio de curvatura possível resultando daí a fabricação dos nós de derivação em metal. A abertura por onde passa o cabo deve ter uma ligeira folga para permitir a mudança de ângulo do cabo durante a deformação da estrutura pela acção das cargas externas. Em muitos casos possuem caneluras em forma de "T" que guiam os cabos.

Apresenta-se no Quadro 6.3 alguns exemplos de nós de derivação e ramificação (ou mesmo com as duas funções), tendo sido alguns deles estudados com o propósito da realização da cobertura do Parque Olímpico de Munique.

Quadro 6.3 - Descrição dos nós de derivação.

ESQUEMA ESTRUTURAL		OBSERVAÇÕES
ALÇADO OU PERSPECTIVA	CORTE OU PLANTA	
		Têm por função a mudança de direcção dos cabos, permitindo, no entanto, a rotação do seu elemento.
		O cabo de bordo passa por um elemento transversal de derivação curvo, ao qual está ligado o cabo de ancoragem.


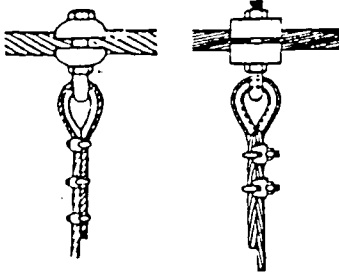
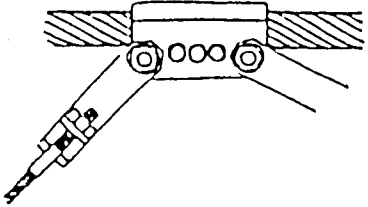
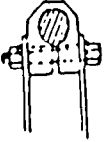
		<p>Permite a passagem de 2 cabos de bordo em caneluras separadas e realizado em aço fundido.</p>
		<p>Elemento de derivação de um cabo com dupla função de ancoragem.</p>
		<p>Elemento de derivação espacial constituído por 2 elementos metálicos em curva aparafusados possuindo, ou não, caneluras internas.</p>
		<p>Possuem caneluras internas.</p>
		<p>Nós de derivação com caneluras. Usualmente utilizado em redes de grande dimensão.</p>
		<p>Nós de derivação suspensos com caneluras de pequenas dimensões.</p>

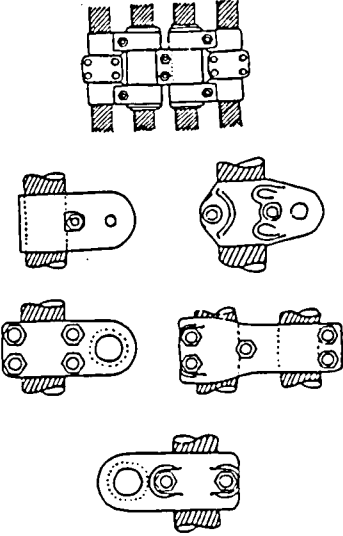
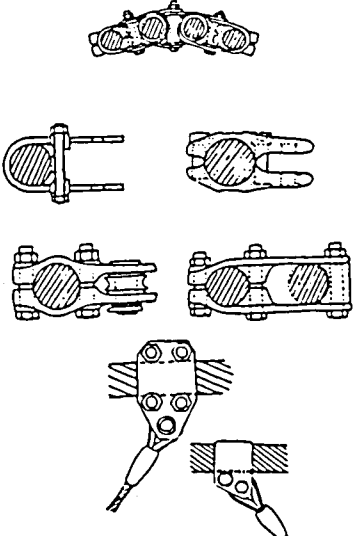
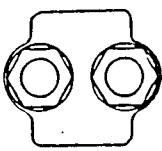
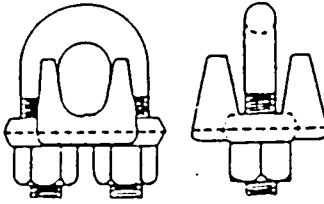
		<p>Como se pode observar, a derivação dos cabos tanto pode ser efectuada superiormente como inferiormente através de caneluras.</p>
		<p>Nós de ramificação.</p>
		<p>Este elemento permite o cruzamento de 4 cabos.</p>
		<p>Este elemento permite combinar nós de derivação com nós de ramificação.</p>
		<p>Outros exemplos de nós de derivação.</p>

6.3.2.4 - Nós de bordo

Os nós de bordo têm por função ligar o cabo de bordo e o cabo interno da rede. Ao serem executados estes elementos, deve-se atender aos esforços actuantes no cabo da rede que são transmitidos ao cabo de bordo. É natural, portanto, que os cabos de bordo possuam um diâmetro superior ao cabo de rede, ao mesmo tempo que a distância entre aqueles não deve ser constante, pois depende da própria geometria da rede. A força transmitida pela rede ao cabo de bordadura é feita por atrito, o qual depende do ângulo de incidência entre o cabo interno da rede e o cabo de bordo. O material com que são executados estes elementos são função da suficiente deformação elástica de cada peça componente, sob acção de aperto. O grau de eficiência do nó de bordo é dado pela relação entre a força de atrito e a força de aperto.

Quadro 6.4 - Descrição dos nós de bordo.

ESQUEMA ESTRUTURAL		OBSERVAÇÕES
ALÇADO OU PLANTA	CORTE OU VISTA LATERAL	
		Possui grampos em forma de "U", aparafusados. Este tipo de elemento não é favorável na montagem de uma estrutura.
		

		<p>Nós de bordo especialmente estudados para casos particulares.</p>
		<p>Grampos utilizados na parte final do cabo secundário.</p>

6.4 - Tipos de cobertura

As funções da cobertura deverão ser: resistir mecanicamente às solicitações climáticas, assegurar uma estanqueidade perfeita e permitir o isolamento térmico e acústico.

A escolha do material a utilizar depende do espaçamento da rede de cabos, da sua resistência ao fogo e a sua resistência à corrosão e ao envelhecimento.

A topologia da cobertura e a forma como o manto da cobertura se liga à rede de cabos é muito diversa. Apresentam-se em seguida as ligações adoptadas, consoante o tipo de elementos envolvidos.

6.4.1 - Coberturas de lâminas gretadas

Quando a cobertura é composta por uma lâmina gretada (em geral metálica), a ligação à rede de cabos pode ser da seguinte forma:

- a) - A lâmina gretada é fixada ao cabo por meio de grampos em "U". A lâmina é, superiormente, coberta por um isolante e um manto impermeável tal como se mostra na Fig. 6.19a.
- b) - A lâmina é fixada ao cabo por meio de um perfil metálico e um grampo. Entre o cabo e a lâmina coloca-se o material isolante termo-acústico (Fig. 6.19b).
- c) - As lâminas são cobertas pelo material impermeável que, por sua vez, estão ligadas ao cabo por meio de grampos em "U". Da rede de cabos está suspenso um tecto falso o qual é constituído por material isolante e contraplacado (Fig. 6.19c).
- d) - As lâminas e o respectivo manto impermeabilizante e isolante estão suspensos da rede de cabos. Neste caso, a impermeabilização é de difícil execução devido à estrutura de suspensão (Fig. 6.19d).

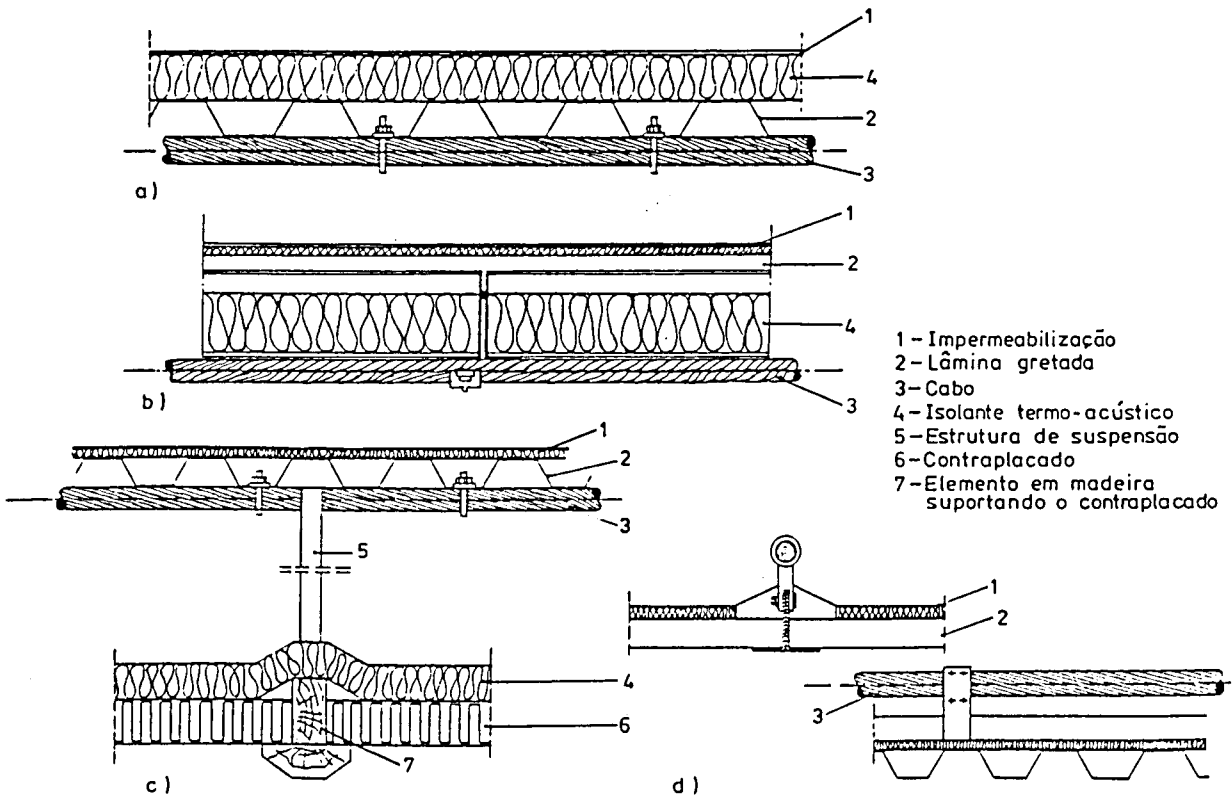


Fig. 6.19 - União de uma cobertura de lâmina gretada a um sistema de cabos: a) com grampo; b) com um perfil metálico; c) com a colocação inferior do isolante; d) inferiormente.

6.4.2 - Coberturas transparentes

Quando o manto de cobertura é constituído por um material transparente (Acrílico, etc.), as juntas tomam um relevo, em projecto, superior ao das ligações utilizadas e, são por isso, estudadas para cada caso particular. Na Fig. 6.20 mostra-se uma aplicação possível deste tipo de juntas.

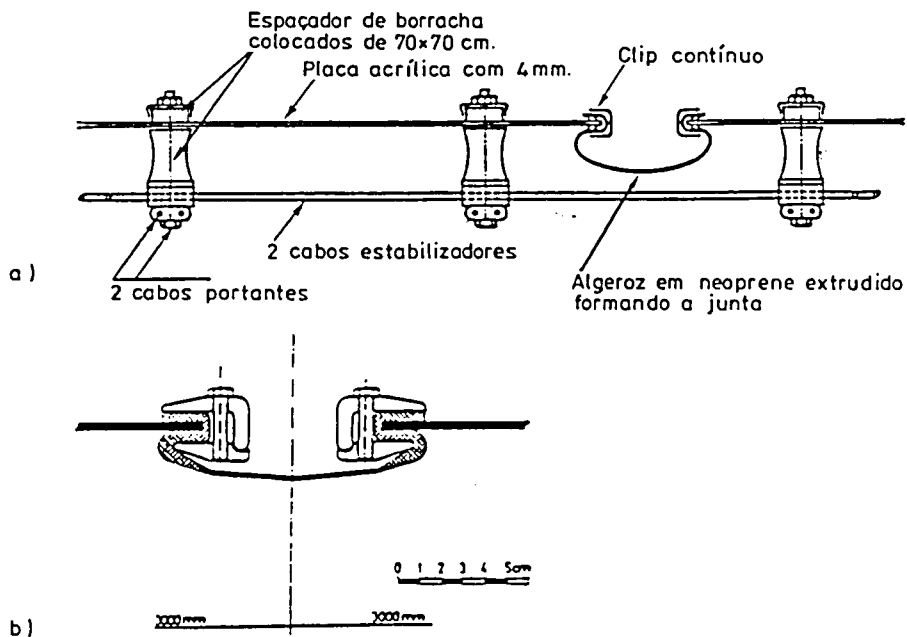


Fig. 6.20 - a) Exemplo do tipo de ligação da cobertura ao sistema de cabos utilizado no estádio Olímpico de Munique; b) pormenor de junta.

Neste tipo de juntas encontra-se frequentemente o emprego de material plástico e neoprene, pois estes são altamente deformáveis, assegurando a possibilidade de deslocamentos relativos dos elementos constituintes da cobertura.

6.4.3 - Coberturas de madeira

Quando a cobertura a colocar é de madeira, em geral o tecto será também constituído por esse material, resultando que o cabo fique "ensandwichado" na estrutura de madeira.

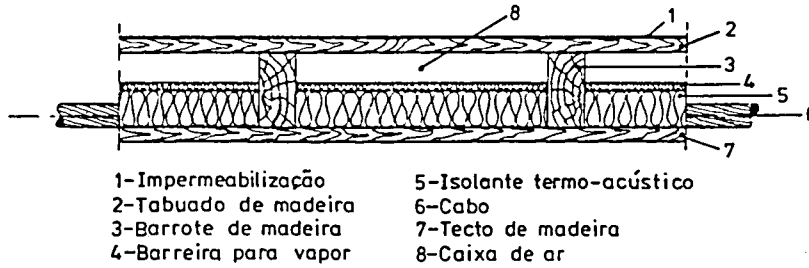


Fig. 6.21 - Secção de uma cobertura de madeira.

6.4.4 - Coberturas de betão

Quando as coberturas são de argamassa de betão, elas têm uma importante contribuição para a estabilização, devido quer ao seu peso próprio, quer às suas características resistentes. Este tipo de cobertura permite obter uma perfeita impermeabilização.

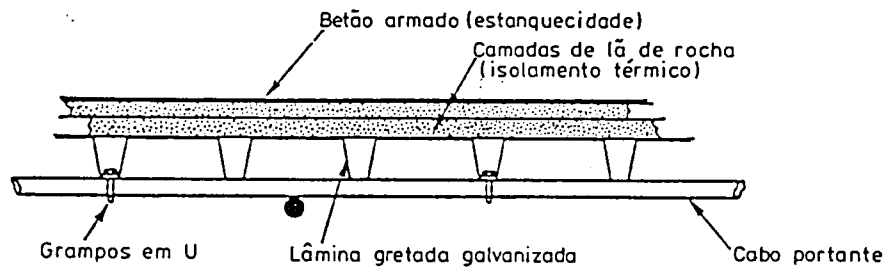


Fig. 6.22 - Exemplo de uma cobertura em betão armado.

6.4.5 - Coberturas de tecido

No caso da rede de cabos formar uma malha apertada e estes forem de pequeno diâmetro pode-se revestir a rede com tecido.

O tecido aplicado tem que possuir, por um lado, uma resistência elevada e, por outro, quando solicitado não deve apresentar uma deformação elástica excessiva.

Alguns exemplos são os tecidos: de linho, de algodão, sintéticos (como por exemplo, o Tergal), compostos com fibras de vidro, fibras de poliéster, etc.. Os tecidos de linho e algodão têm uma resistência fiável, embora quando estão expostos a variações higrométricas importantes resistem mal ao bolor, razão pela qual se aplicam apenas em estruturas provisórias. Os tecidos compostos por fibra de vidro, poliéster ou sintéticos apresentam boas resistências: à rotura, à variação higrométrica, ao fogo e são duradoiros, o que leva à sua utilização corrente. Estes tecidos são comercializados com larguras compreendidas entre 120 e 140cm.

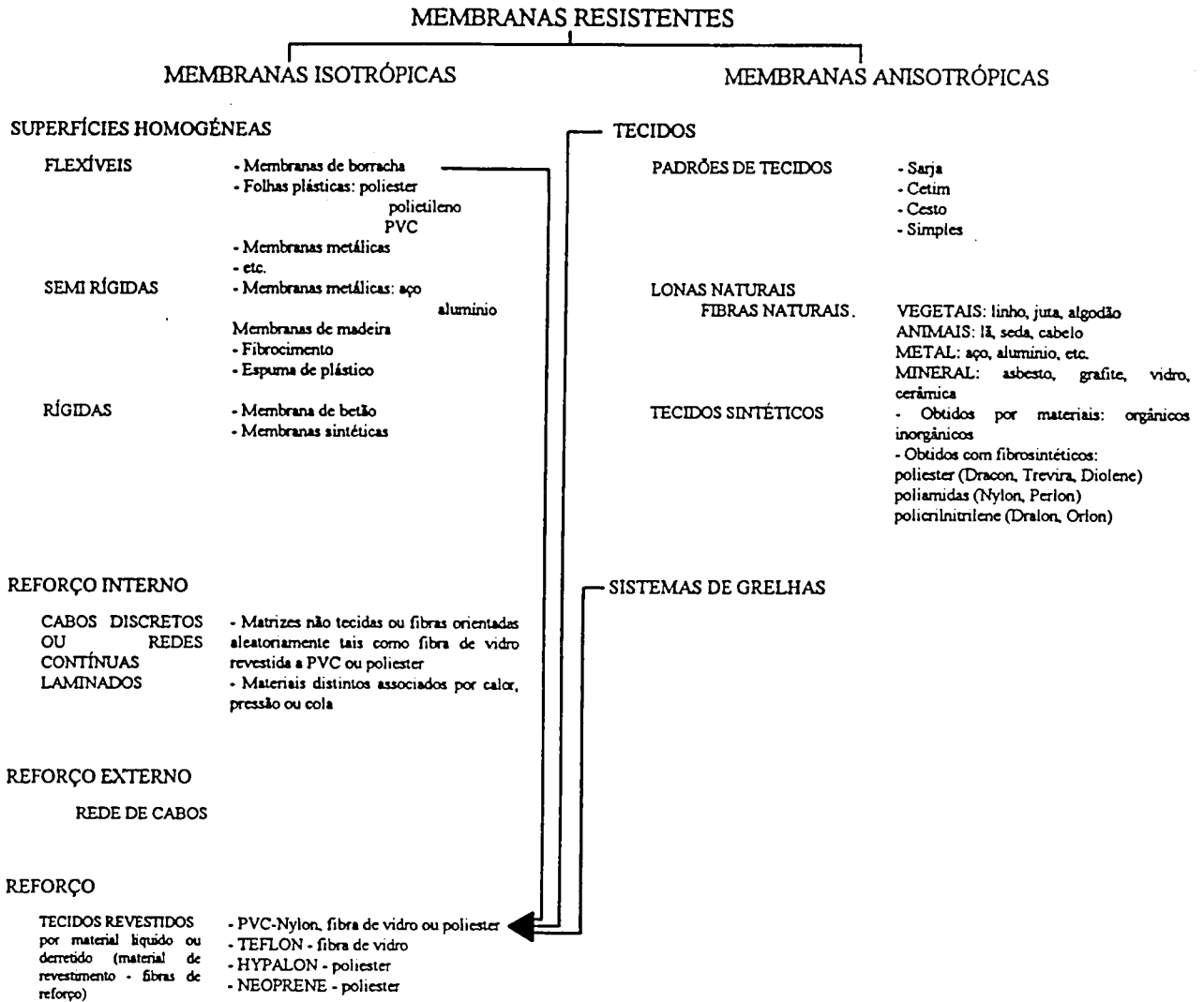
6.5 - ESTRUTURAS CUJO ELEMENTO RESISTENTE É O TECIDO

Do ponto de vista estrutural, as membranas quando aplicadas em estruturas nas quais são o próprio elemento resistente podem ser classificadas de acordo com o seu comportamento isotrópico ou anisotrópico (Fig. 6.23).

O tipo de membrana a adoptar-se numa estrutura é determinada pela escala desta. Assim, enquanto para coberturas de pequena escala se utilizam frequentemente lonas naturais ou sintéticas, para os de grande escala optam-se por fibra de vidro, Poliéster e Vinílico revestido a Teflon e PVC.

Independentemente do padrão de tecido, o seu comportamento é claramente anisotrópico pela diferença de características resistentes com a direcção da solicitação, pois este pode ser visualizado como uma malha rectangular apertada de elementos de cabo em que as aberturas indicam a ausência de rigidez transversal. Contudo, quando o tecido é revestido, a diferença de comportamento segundo aquelas direcções atenua-se, podendo até considerar-se ter um comportamento isotrópico.

A resistência à tracção do conjunto, tecido e revestimento, deve ser superior a quatro vezes, a resistência de tracção do tecido isolado. A justificação deste elevado factor de segurança prende-se com o facto daquela resistência ser inferior quando o conjunto está em esforço permanente.



As seguintes membranas são isotrópicas apenas quando se usam redes triangulares e quando existe uma interacção estrutural entre a cobertura e a rede

REDE FINA E COBERTURA

- Rede de arames soldados
- Tecido de cabos
- Rede de cabos ligados

MEMBRANAS DE TECIDO REFORÇADAS POR CABOS

REDE LARGA E COBERTURA

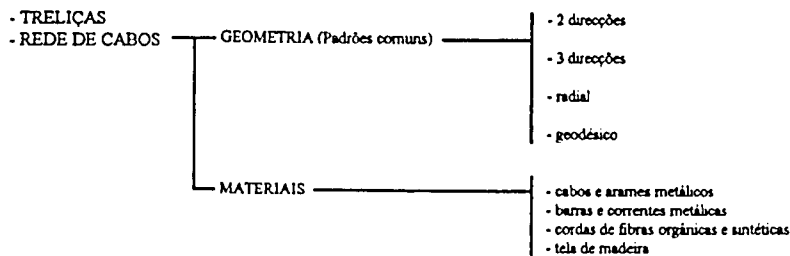


Fig. 6.23 - Classificação dos elementos de membrana.

Quando a escala da estrutura é incrementada, poderá existir, complementarmente, um reforço externo com um padrão regular de cabos (em uma ou duas direcções), na totalidade de cobertura ou apenas nos pontos de concentração de tensões. Para tendas, a utilização de suportes primários como mastros associados a uma rede de cabos radial, permite o suporte e a pré-tensão da membrana. Outro exemplo é o Estado Olímpico de Munique que exigiu a atenção especial à estrutura de membrana. Assim, uma estrutura primária de rede de cabos suporta, independentemente, a estrutura secundária de painéis acrílicos. Os painéis são unidos à rede de cabos nos pontos de intersecção destes e por intermédio de elementos de interface elásticos.

Em estruturas de membrana e estruturas pneumáticas emprega-se normalmente um tecido revestido por um material impermeável, destacando-se os seguintes: tecido em fibra de poliéster (com nomes comerciais de Dacron, Terylene, Trevira), em fibra de vinílico composto (Vinylon), em fibra de vidro e compostos poliamidas (Nylon). Os materiais impermeáveis utilizados são os seguintes: PVC, goma sintética (Polietileno, Hypalon, Policloroprene, Neoprene e Teflon).

O tecido mais correntemente usado é o de fibra de poliestireno coberto com PVC. No caso das estruturas terem um carácter permanente e, ou, serem de grande escala, utiliza-se em contrapartida o tecido em fibra de vidro revestido a Teflon, mais oneroso mas, apresenta características resistentes, rigidez e durabilidade substancialmente superiores.

No Quadro 6.5 apresenta-se um resumo das principais características de cada tecido enunciado anteriormente.

Refira-se a diferença dos valores dos módulos de elasticidade entre o tecido de fibra de poliéster ou vinílico e os tecidos de fibra de vidro. Além disso, a extensão de rotura dos tecidos de fibra de poliéster e vinílica é muito superior aos de fibra de vidro.

Quadro 6.5 - Características dos tecidos resistentes utilizados em coberturas, obtidas em ensaios de tracção uniaxiais.

Designação tipo de tecido	Revestimento	Nº de fibras/ cm		Tensão de rotura		Extensão de rotura		Módulo de elasticidade E(N/cm)	
		Dir. 1 - Dir. 2	Dir. 1 - Dir. 2	Dir. 1 - Dir. 2	Dir. 1 - Dir. 2	Dir. 1 - Dir. 2	Dir. 1 - Dir. 2		
Vinílico	Goma sintética	16	16	1330	1370	28	27	4750	4900
Vinílico	PVC	18	14	580	530	25	19	2350	2800
Vinílico	PVC	18	13	530	460	33	25	1440	-
Poliéster	Goma sintética	8	9	1330	1330	30	30	4440	4440
Fibra de vidro	PVC	7	11	1300	100	4.7	8.9	35000	25000
Poliéster	PVC	9.5	9.5	660	620	14	20	--	--
Poliéster	PVC	14	15	1000	1000	15	23	--	--
Fibra de vidro	Teflon	--	--	1450	1260	--	--	--	--
Fibra de vidro	Teflon	--	--	950	780	--	--	--	--

Deve-se, complementarmente, submeter os tecidos a um ensaio de tracção biaxial, para se poder avaliar o seu comportamento tensão-deformação bidireccional (por exemplo, no caso de estruturas pneumáticas poderão ainda ser necessários ensaios de tracção cíclica, de rotura a longo prazo e de deformação a tensão constante). O ensaio de rasgão deverá ser realizado para permitir determinar a resistência estrutural do tecido. O ensaio de rasgão pode ser efectuado de duas formas: uma que consiste em provocar um rasgão num tecido com forma trapezoidal (d direcção do rasgão é a da força de tracção) como mostra a Fig. 6.24a e a outra, consiste em colocar um tecido com forma rectangular em duas maxilas que se vão afastar durante o ensaio. A fixação de cada lado é feita de forma que o bordo do tecido faça 80° com a maxila, como mostra a Fig. 6.24b (d direcção do rasgão é perpendicular ao da força de tracção).

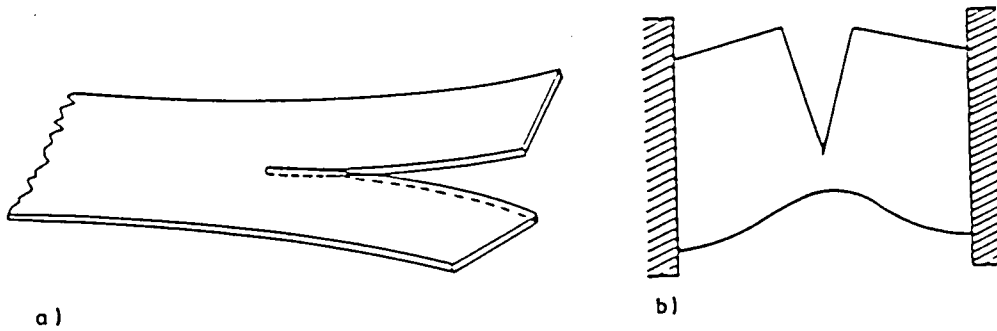


Fig. 6.24 - Ensaio de rasgão: a) 1º processo; b) 2º processo.

Devido à dificuldade de avaliar o estado de deformação a que os tecidos poderão estar submetidos quando aplicados a estruturas pneumáticas ou de membrana, utilizam-se tecidos que apresentam muito boa eficiência estrutural. Esses tecidos deverão ainda apresentar boas características de durabilidade (principalmente aos raios ultravioletas e à luz solar) e de resistência ao fogo. Esta última pode ganhar relevo quando se trata de estruturas pneumáticas pois um furo poderá dar origem ao esvaziamento da membrana. O tecido de fibra de vidro revestido com Teflon apresenta uma durabilidade da ordem dos 20 a 30 anos e é incombustível. Por sua vez, apesar dos tecidos revestidos a PVC apresentarem durabilidades inferiores (3 a 10 anos) e possuírem uma boa resistência ao fogo são menos frágeis e mais económicos. Este último é por isso de utilização mais corrente em estruturas pneumáticas, apesar de necessitar uma maior manutenção estética (limpeza e pintura) e de ser, à partida, menos translúcido que a fibra de vidro com revestimento a Teflon (ao aumentar a transparência do PVC compromete-se a sua durabilidade). A possibilidade de se obter PVC transparente e poder-se incorporar matéria capaz de absorver raios ultravioletas, pode, até por razões arquitectónicas, levar à utilização deste material em detrimento do primeiro, apesar da sua menor durabilidade.

Resumindo, as características das membranas que determinam a aplicação, no caso particular, de estruturas pneumáticas são:

- prática comercial;
- resistência: à tracção, do revestimento, adesão do revestimento ao tecido, rasgão (1º e 2º processos);

- rigidez à flexão e extensão que depende das propriedades elásticas das fibras e do revestimento, do tipo de estrutura do tecido e a sua direcção e do estado de tensão que provoca fluência e que por sua vez depende da duração da carga, humidade e temperatura. ;
- permeabilidade;
- propriedades ópticas: transmissibilidade, reflexividade, cor e absorção (refira-se que uma alta reflexividade e baixa absorção optimiza uma eficiente reflexão e difusão da luz interna, enquanto minimiza os ganhos solares);
- propriedades térmicas: a resistência térmica é, e geral, baixa resultado sobretudo das pequenas espessuras das membranas;
- propriedades acústicas: o excessivo tempo de reverberação é o problema mais comum em estruturas pneumáticas;
- resistência ambiental.

Relativamente às características do material de reforço exterior a adoptar nas estruturas pneumáticas salienta-se:

- dimensão: que se associa à topologia adoptada (cordas, tecido, cinta ou cabo);
- resistência: os materiais com alta tenacidade são escolhidos (ao aço e Kevlar associam-se baixos factores de segurança, enquanto que, ao Nylon e Poliéster associam-se altos factores de segurança);

- rigidez: a rigidez extensional do reforço influencia a distribuição de esforços na membrana e no processo de fabrico; os principais factores que tornam difícil avaliar o valor desta rigidez são a resposta, tensão-extensão não-linear do Nylon, fibra de vidro, Poliester e Kevlar, a resposta no caso dos cabos estarem associados à própria membrana, o factor de enrugamento da membrana, a rotação dos cabos metálicos e a fluência do nylon, tornando-se a correcta avaliação e compensação dos vários factores, na arte de projectar destas estruturas;

- resistência ambiental

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo da exposição foram sendo apresentadas algumas conclusões respeitantes aos diversos assuntos abordados neste trabalho. Efectua-se agora uma síntese das conclusões principais.

O método aproximado permite fazer um pré-dimensionamento preliminar da rede de cabos, assim como o posterior controle dos resultados obtidos pela análise não linear. Além disso, permitiu fazer um estudo paramétrico, do qual se concluiu que a força de pré-tensão inicial tem uma grande influência sobre os esforços actuantes nos cabos e na consequente secção transversal do cabo. Outro factor que influencia de forma significativa o dimensionamento da rede é a flecha.

O método de análise não linear, permite um estudo mais rigoroso do comportamento da rede, confirmando que o Estado 2 (acção da pré-tensão, do peso próprio da cobertura e da neve) é o mais desfavorável para o dimensionamento dos cabos portantes, pois apresenta esforços e deformações mais elevados. Os cabos estabilizadores apresentam os seus esforços e deformações mais elevados no Estado 3 (acção da pré-tensão, do peso próprio da cobertura e do vento).

A elaboração de formas mais complexas de coberturas como as redes de dupla curvatura colocam ao projectista problemas estáticos de grandeza superior. Para o ultrapassar desta dificuldade, serve-se de métodos empíricos de cálculo de forma interactiva, dependendo do tipo e forma da estrutura a construir e com recurso a critérios de aproximação sucessiva, gráfico-analítica.

Da análise do desenvolvimento histórico, artístico, científico, tecnológico e do estudo agora efectuado associado a coberturas suspensas, pode-se enumerar os principais problemas individuais a ter em consideração, alguns dos quais são considerações que a autora sugere para futuros desenvolvimentos:

- optimização da geometria inicial;
- optimização do valor da pré-tensão;
- aperfeiçoamento da modelação não linear geométrica e material;
- prova experimental;

- efeito dinâmico induzido pelo vento;
- contacto unilateral discreto e contínuo;
- visco-elasticidade;
- fluência a curta e longa duração;
- interactividade com a estrutura de ancoragem;
- análise de instabilidade;
- definição do estado limite último e de serviço;
- colapso crítico a altas temperaturas;
- tecnologia construtiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISI, (1973) - "Manual for Structural Applications of Steel Cables Building" - Steel Cable manual.
- ALMEIDA, J. F., APPLETON, J. S. e WALTER, R., (1988) - "Não Linearidade em Pontes Atirantadas de Betão" - 2º Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas.
- ALMEIDA, JOÃO F., (1989) - "Comportamento Não Linear e Verificação da Segurança de Pontes Atirantadas de Betão" - Dissertação da Tese de Doutoramento, Setembro.
- BATHE, K. J., (1982) - "Finite Element Procedures in Engineering Analysis" - Prentice-Hall.
- BBR - "Cable-Stayed Structures" - Bureau BBR, Ltd.
- BOWER, J. *et al*, (1979) - "State-of-Art Report on Air-Supported Structures" - American Society of Civil Engineers, New York.
- CABOS e LINGAS - "Catálogo Geral" - Cabos e Lingas, Lda., Portugal.
- CANNAROZZI, N., (1979) - "Um procedimento di ricerca di forma per rete di funi" - I.S.C.B., Bolonha.
- CARDOSO, JOÃO M. B. e MOTA SOARES, C. A., (1989) - "Integração de Métodos de Modelação Geométrica, Elementos Finitos e Programação Matemática no Projecto Estrutural" - X Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Métodos computacionais em Engenharia.
- CORDOARIA Oliveira Sá, (1980) - "Cabos de Aço" - Maia, Portugal.
- CBLIA (1972) - "Note technique - Toitures en Réseau de Câbles en forme de paraboloide hyperbolique" - Bruxelles.
- CRUZ SIMÕES, L. M., (1988) - "Determinação da Forma Óptima de Coberturas com Malhas de Cabos" - 2º Encontro Nacional Sobre Estruturas Pré-Esforçadas.

- DAVIES, R. M., (1966) - "Space Structures" - Blackwell Scientific Publications, Oxford and Edinburgh.
- DIN 1073, (1974) - "Steel Road Bridges, Design Bases" - Benth, Vertrieb GmbH, FRG.
- ESQUILLA, N. e SAILLARD, Y., (1963) - "Hanging Roofs" - North-Holland Publishing Company.
- FIP, (1986) - "Recommendations for Corrosion Protection of Unbonded Tendons".
- FRAENKEL, B. (1990) - "Engenharia Rodoviária" - Guanabara Dois, Rio de Janeiro.
- FRESSYNET INTERNATIONAL - "Stay Cables for Cable Stayed Structures" - Fressynet International.
- FREY, F., (1985) - "Analyse Non Lineaire des Structures", École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- GIMSING, N. J. (1983) - "Cable Supported Bridges, Concept and Design" - John Wiley and Sons, New York.
- HARRIS, F., (1990) - "Maquinaria y Métodos Modernos en Construction" - Bellisco e Hizós, Madrid.
- KRISHNA, P., (1978) - "Cable-Suspend Roofs" - McGraw-Hill Book Company, New York.
- LCPC, Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées e Le Service d'Etudes Techniques des Routes e Autoroutes, (1989) - "Les ponts suspendus en France" - Ministère de l'équipement du logement, des transports e de la mer.
- MAJOWIECKI, M., (1985) - "Tensostructure, Progetto e Verifica" - Acciaio Constructions Employant des Cables.
- NP-1843, (1982) - "Cabos de Aço - Designação normalizada e representação simbólica da composição" - Port. nº 299/82, de 1982-03-18.
- NP-1844, (1982) - "Cabos de Aço para Uso Corrente - Características" - Port. nº 304/82 de 1982-03-18.

- OLIVEIRA, ARANTES E. R. e RODRIGUES GAGO, J. P. S., (1983) - "Análise de Pontes Suspensas pelo Método dos Deslocamentos" - Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº 17 Ano IV, Junho.
- OHASHI, M. (1991) - "Cables for Cable-Stayed Bridges" - Elsevier Science Publishers B. V.
- OTTO, FREI e SCHLEYER, F. K., (1972) - "Tensostrutture" - 2º Vol., Editoriale UISAA, Milano.
- PODOLNY, WALTER J. e SCALZI, JOHN B., (1986) - "Construction and Design of Cable Stayed Bridges" - Wiley Interscience, U.S.A.
- PT1, (1985) - "Specification for Unbonded Simple-Strand Tendons".
- QUINTAS & QUINTAS - "Catálogo de Cabos de Aço" - Companhia Industrial de Cordoarias Texteis e Metálicas, Quintas & Quintas, SARL, Portugal.
- REBAP, (1984) - "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado" - Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- RSA, (1983) - "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes" - Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- SCHUELLER, W., (1982) - "Horizontal-Span Building Structures" - Wiley-Interscience, New York.
- SIMÕES, LUÍS M. C., (1986) - "Optimização do Pré-Esforço em Coberturas com Malhas de Cabos" - 1º Encontro Nacional Sobre Estruturas Pré-Esforçadas.
- SIMÕES, LUÍS M. C., (1988) - "Determinação da Forma Óptima de Coberturas com Malhas de Cabos" - 2º Encontro Nacional Sobre Estruturas Pré-Esforçadas.
- STRONGHOLD, (1990) - "Cable Stayed Bridges" - Barcelona, Espanha.
- STRONGHOLD, (1990) - "General Catalogue" - Barcelona, Espanha.
- STRONGHOLD, (1990) - "Catalogue II - Sistema de Pretensado" - Barcelona, Espanha.
- TROITSKY, M. S. (1988) - "Prestressed Steel Structures" - The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, U.S.A.

ULSTRUP, CARL C., (1988) - "Cable Stayed Bridges" - ASCE.

VSL International, (1984) - "VSL Stay Cables for Cable - Stayed Bridges" - VSL International Ltd., Switzerland.

YRALO, F. A. e GARCIA, J. B., (1970) - "Sistemas de Estructuras" - Editorial Blume, Madrid.