



**André Filipe Taveira Rodrigues**

Licenciado em Engenharia Civil

## **Estudo de uma estrutura adaptativa baseada no conceito de tensegridade**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Filipe Pimentel Amarante dos Santos,  
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra  
Arguente: Prof. Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco  
Vogal: Prof. Doutor Filipe Pimentel Amarante dos Santos



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Setembro de 2014**



“Copyright” André Filipe Taveira Rodrigues, FCT/UNL e UNL

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



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao professor Dr. Filipe Santos por todo o apoio prestado durante este último semestre do meu percurso académico e por todos os seus ensinamentos, fulcrais para a realização desta dissertação.

A toda a minha família, que sempre me apoiou, incondicionalmente, durante a realização deste trabalho.

A todos os meus colegas da FCT que partilharam comigo esta experiência académica, mas principalmente, aos meus amigos Diogo Gregório, Filipe Loureiro e Inês de Carvalho, não só pelo interesse demonstrado na minha dissertação, mas também por todo o apoio prestado durante todo o meu percurso académico.

Uma palavra de agradecimento ao Engenheiro Válter Lúcio pela sua incrível paixão com que discursa sobre temas associados à engenharia de estruturas, e que terá tido um papel determinante na minha decisão de tirar o mestrado neste ramo da engenharia civil.

Gostaria ainda de agradecer ao Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL pela disponibilização dos equipamentos necessários à realização desta dissertação.

Finalmente, um agradecimento a todos os professores com que tive o prazer de partilhar o mestrado integrado em Engenharia Civil e que, de uma alguma forma, contribuíram para o Engenheiro Civil que sou hoje.



## RESUMO

O principal objetivo desta dissertação é estudar o comportamento duma estrutura adaptativa baseada no conceito da tensegridade. As estruturas baseadas em tensegridade podem ser definidas como estruturas reticuladas, espaciais, em que todos os elementos estão sujeitos unicamente a esforços axiais, sejam eles de compressão ou de tração. Os elementos comprimidos são geralmente barras ou escoras que não devem estar em contacto entre si, enquanto que os elementos tracionados são geralmente cabos que devem ser pré-esforçados. O equilíbrio das estruturas tensíntegras é garantido através da implementação de um estado pré-esforçado entre as escoras comprimidas e os cabos tracionados.

Respeitando os princípios básicos associados ao conceito da tensegridade, será proposta uma estrutura com múltiplas aplicações em engenharia civil. O comportamento desta estrutura será simulado através de modelos computacionais em elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000. É também modelado um protótipo experimental à escala reduzida. Os modelos desenvolvidos serão sujeitos a diversas solicitações dinâmicas, sendo analisada a resposta estrutural a essas solicitações.

A estrutura proposta nesta dissertação é uma estrutura adaptativa, na medida em que está equipada com uma série de sensores que permitem monitorizar, em tempo real, as acelerações e deslocamentos da estrutura, sendo capaz de alterar a sua geometria inicial através do aquecimento de ligas com memória de forma colocadas em locais estratégicos da estrutura, melhorando a sua resposta dinâmica.

Com a realização deste trabalho concluiu-se que pequenas alterações na forma e geometria duma estrutura são suficientes para provocar alterações na frequência própria da mesma e, conseqüentemente reduzir as acelerações e deslocamentos provocados por determinadas ações dinâmicas. Mostrou-se ainda que o mecanismo de alteração de forma proposto é especialmente eficaz na redução de acelerações originadas por ações dinâmicas periódicas.

## PALAVRAS-CHAVE

Tensegridade, estrutura adaptativa, ligas com memória de forma, modelo à escala reduzida, modelo numérico, análise dinâmica.



## ABSTRACT

The main objective of this thesis is to study the behavior of an adaptive structure based on the concept of tensegrity. Structures based on tensegrity can be defined as reticular, spatial structures, in which all elements are subject only to axial forces, whether compression or traction. The compressed elements are usually rods or struts which should not be in contact with each other while the traction elements are generally pre-stressed cables. The equilibrium of tensegrity structures is ensured through the implementation of a pre-stressed state between compressed struts and tractioned cables.

Respecting the basic principles associated with the concept of tensegrity, a structure is proposed with multiple applications in civil engineering. The behavior of this structure will be simulated through computational finite element models using the automatic calculation program *SAP2000*. It is also modeled an experimental prototype on a reduced scale. The developed models will be subject to various dynamic loads and will be analyzed the structural response to these requests.

The structure proposed in this work is an adaptive structure, inasmuch as it is equipped with a number of sensors that can monitor, in real time, accelerations and displacements of the structure, being capable of changing its original geometry by heating shape memory alloys placed in strategic locations throughout the structure, enhancing its dynamic response.

With this work it was concluded that small changes in the shape and geometry of a structure are sufficient to cause changes in the natural frequency of that structure and consequently reduce the accelerations and displacements caused by specific dynamic action. It was showed that the proposed shape morphing is especially effective in reducing accelerations caused by periodic dynamic actions.

## KEY-WORDS

Tensegrity, adaptive structure, shape memory alloys, reduced scale model, numeric model, dynamic analysis.



# ÍNDICE

1.	Introdução .....	1
1.1	Contexto.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Estrutura da Dissertação.....	3
2.	Introdução à tensegridade .....	5
2.1	O que é a tensegridade? .....	5
2.2	Origem da tensegridade .....	6
2.3	Princípios Básicos e características das estruturas tensíntegras .....	9
2.4	Estruturas tensíntegras básicas .....	11
2.4.1	Estrutura em “X” .....	11
2.4.2	Prisma Triangular.....	12
2.4.3	Icosaedro .....	13
2.4.4	Tetraedro .....	14
2.5	Aplicações da tensegridade .....	15
2.5.1	Estruturas em forma de cúpula.....	16
2.5.2	Estruturas de coberturas .....	19
2.5.3	Torres.....	20
2.5.4	Pontes.....	23
3.	Estruturas adaptativas (“ <i>Shape morphing</i> ”).....	27
3.1	Estruturas ativas baseadas na tensegridade .....	30
3.2	Torre tensíntegra adaptável de três andares .....	30
3.2.1	Ligas com memória de forma ( <i>LMF</i> ).....	33
3.2.2	Algoritmo <i>PID</i> .....	38
4.	Análise Dinâmica da Estrutura em “X” .....	43
4.1	Matriz de Rigidez .....	46
4.2	Matriz de Massa.....	48
4.3	Análise Modal .....	50
4.4	Optimização da Forma Inicial .....	51
5.	Modelos Desenvolvidos.....	57
5.1	Modelo à escala reduzida .....	57

5.2	Modelo Numérico em Elementos Finitos .....	63
6.	Resultados e Discussão.....	67
6.1	Curva de Acelerações em função da Frequência de Excitação .....	68
6.2	<i>Sweep</i> .....	73
6.3	Solicitações Sísmicas .....	74
6.3.1	Sismo de <i>El centro</i> .....	76
6.3.2	Sismo de Northridge.....	77
6.3.3	Sismo de <i>Kobe</i> .....	79
6.3.4	<i>FFT</i> dos sinais dos sismos analisados.....	80
6.3.5	Conclusões retiradas dos ensaios sísmicos realizados .....	81
6.4	Algoritmo de controlo de vibrações .....	84
6.5	Validação de Resultados .....	87
7.	Aplicações.....	89
7.1	Torres de Transmissão de Energia .....	89
7.2	Torres Eólicas .....	91
7.3	Torres de Suporte de antenas e de Telecomunicações.....	92
7.4	Estruturas de aço <i>Diagrid</i> .....	93
8.	Conclusão.....	97
9.	Bibliografia.....	101
	Anexo A.1 – Algoritmo de controlo de vibrações (ambiente <i>Labview</i> ).....	105
	Anexo A.2 – Algoritmo de controlo de vibrações (ambiente <i>Labview</i> ).....	106

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 - Estrutura em X, criada por Kenneth snelson em 1948 .....	7
Figura 2-2 - Needle Tower, Washington DC, EUA .....	8
Figura 2-3 - "Sleeping Dragon", Jardin du Palais Royal, Paris, França .....	8
Figura 2-4 - Estrura em "X" .....	12
Figura 2-5 - Prisma Triangular .....	13
Figura 2-6 - Icosaedro Truncado.....	14
Figura 2-7 - Tetraedro.....	15
Figura 2-8 - Primeira Cúpula Geodésica, desenvolvida por Buckminster Fuller em 1953 .....	16
Figura 2-9 - " <i>Montréal Biósphere</i> ", em Montreal, Quebec, Canadá, .....	17
Figura 2-10 - Cobertura do estádio de La Plata, em Buenos Aires na Argentina .....	19
Figura 2-11 - vista esquemática da estrutura da cobertura do Estádio de LA Plata .....	20
Figura 2-12 - Tetra Tower (à esquerda) e Penta Tower (à direita), de Kenneth Snelson .....	21
Figura 2-13 - "Rostock Tower", Rostock, Alemanha. Vista lateral (à esquerda), vista interior (Em cima, à direita), pormenor de ligação (em baixo, à direita).....	22
Figura 2-14 - Ponte pedonal proposta por Andrea Micheletti para o campus da Università di Roma TorVergata, em Roma, Itália .....	24
Figura 2-15 - Modelo da "Bamboo bridge", projetada por Michael McDonough .....	24
Figura 2-16 - Ponte tubular proposta por Kirchsteiger .....	25
Figura 2-17 - "Simplex Modular Footbridge", proposta por V. Jáuregui.....	25
Figura 2-18 - "Kurilpa Bridge", em Brisbane, na Austrália. ....	26
Figura 3-1 - "Neumayer Station III" e o conjunto de hidráulicos que constitui um dos apoios da estrutura .....	27
Figura 3-2 - Estádio QI Zhong, em Shangai, na China.....	29
Figura 3-3 - Exemplos de pontes levadiças. Ponte de Jacksonville (á esq.) e ponte de Palm Coast (à dir.) ambas em Florida, nos EUA. ....	29
Figura 3-4 - Torre tensíntegra adaptativa esquematizada .....	31
Figura 3-5 - Evolução da fração martensítica em função da temperatura na liga <i>LMF</i> . 34	

Figura 3-6 - Curva de tensão-deformação esquemática das ligas LMF.....	35
Figura 3-7 - Extensão em função da temperatura para duas ligas distintas da marca Dinalloy, Inc. ....	38
Figura 3-8 – Diagrama do sistema de controlo em malha fechada .....	41
Figura 4-1 - Estrutura em "X" analisada .....	45
Figura 4-2 - Estrutura em "X" e os seus 5 graus de liberdade.....	46
Figura 4-3 - Aplicação do Método dos Deslocamentos à Estrutura em "X" analisada ..	47
Figura 4-4 - Método aplicado no Cálculo da matriz de massa da estrutura em “x” .....	49
Figura 4-5 - Movimento da estrutura em "X" motivado por uma extensão de 4% nas ligas LMF .....	52
Figura 4-6 - Influência da geometria inicial na eficiência do controlo de vibrações.....	53
Figura 4-7 - Geometria ótima da estrutura em "X", e a variação de comprimento dos seus elementos devido à activação das ligas LMF .....	54
Figura 5-1 - Modelo à escala reduzida da torre tensíntegra proposta .....	59
Figura 5-2 – Perspetiva do Modelo à escala reduzida da torre tensíntegra proposta...	60
Figura 5-3 - Pormenor dum nó intermédio do modelo à escala reduzida .....	61
Figura 5-4 - Solidarização dos quatro pontos centrais das escoras de cada andar .....	62
Figura 5-5 - Configurações modais e frequências próprias do três primeiros modos de vibração da estrutura não ativa (em cima) e da estrutura ativa (em baixo) .....	66
Figura 6-1 - Curva de acelerações no 3º piso do modelo à escala reduzida em função da frequência da excitação.....	69
Figura 6-2 - Comparação entre o modelo com as ligas à temperatura ambiente (à esq.) e .....	72
Figura 6-3 - Ensaio dinâmico Sweep para um modelo com as ligas LMF a duas temperaturas diferentes .....	73
Figura 6-4 – Acelerograma representativo do sismo de <i>El Centro</i> .....	76
Figura 6-5 – Acelerações registadas no 3º piso do modelo devido ao sismo de <i>El Centro</i> .....	77
Figura 6-6 - Acelerograma representativo do sismo de <i>Northridge</i> .....	78
Figura 6-7 – Acelerações registadas no 3º piso do modelo devido ao sismo de <i>Northridge</i> .....	78
Figura 6-8 - Acelerograma representativo do sismo de Kobe.....	79

Figura 6-9 - Acelerações registadas no 3º piso do modelo devido ao sismo de kobe ...	80
Figura 6-10 - <i>FFT</i> dos sismos analisados ( <i>MATLAB</i> ).....	81
Figura 6-11 - Algoritmo de controlo de vibrações autónomo ( $a_{\max}=2,0 \text{ m/s}^2$ ) .....	85
Figura 6-12 - Algoritmo de controlo de vibrações autónomo ( $a_{\max}=1,5 \text{ m/s}^2$ ) .....	86
Figura 6-13 - Acelerações no 3º piso devido a uma solicitação harmónica com uma frequência de 4,3 Hz.....	87
Figura 6-14 - Acelerações no 3º piso devido a uma solicitação harmónica com uma frequência de 5,1 Hz.....	88
Figura 7-1 - Aerogerador suportado por uma torre eólica de aço.....	91
Figura 7-2 - Exemplos de torres de telecomunicações habituais.....	92
Figura 7-3 - Exemplos de Edifícios baseados em sistemas estruturais Diagrid (Guangzhou International Financial Center, à esq. e Lotte Super Tower, à dir.).....	93
Figura 7-4 - Hearst Headquarters, em Nova Iorque, EUA .....	94



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5-1 – Propriedades físicas inseridas no programa de cálculo automático <i>SAP2000</i> .....	64
Tabela 5-2 - Propriedades mecânicas introduzidas no programa de cálculo automático <i>SAP2000</i> .....	64



## LISTA DE SÍMBOLOS LATINOS

$a_{\max}$  – Aceleração máxima;

$A_s$  – Temperatura de início da fase austenítica;

$A_f$  – Temperatura do final da fase austenítica;

$b$  – Comprimento da base da secção das escoras;

$[C]$  – Matriz de amortecimento;

$D$  – Diâmetro;

$D$  – Parâmetro derivativo;

$[D]$  – Matriz dinâmica;

$e$  – Erro;

$E$  – Módulo de elasticidade;

$EA_c$  – Rigidez axial dos cabos;

$EA_e$  – Rigidez axial das escoras;

$f$  – Frequência de vibração;

$\{F\}$  – Vetor de forças nodais;

$h$  – Altura da secção das escoras;

$I$  – Parâmetro integral;

$k$  – Constante elástica da mola;

$K_d$  – Ganho derivativo;

$K_i$  – Ganho integral;

$K_p$  – Ganho proporcional;

$[K]$  – Matriz de rigidez;

$[K_E]$  – Matriz de rigidez linear;

$[K_G]$  – Matriz de rigidez geométrica;

$[K_T]$  – Matriz de rigidez tangencial;

$[k_{ij}]$  – Elemento da matriz de rigidez, localizado na linha  $i$  e coluna  $j$ .

$L_{ch}$  – Comprimento dos cabos horizontais;

$L_{cv}$  – Comprimento dos cabos verticais;

$L_e$  – Comprimento das escoras da estrutura;

$m$  – Massa;

$[M]$  – Matriz de massa;

$[m_{ij}]$  – Elemento da matriz de massa, localizado na linha  $i$  e coluna  $j$ .

$M_f$  – Temperatura do final da fase martensítica;

$M_s$  – Temperatura de início da fase martensítica;

$P$  – Parâmetro proporcional;

$t$  – Tempo instantâneo;

$T$  – Temperatura;

$u_i$  – Grau de liberdade  $i$ ;

$\{u\}$  – Vetor de deslocamentos nodais;

$\{\dot{u}\}$  – Vetor de velocidades nodais;

$\{\ddot{u}\}$  – Vetor de acelerações nodais.

## LISTA DE SÍMBOLOS GREGOS

$\varepsilon$  – Deformação;

$\theta$  – Ângulo formado entre uma escora e um cabo horizontal;

$\sigma$  – Tensão;

$\tau$  – Variável de integração do algoritmo *PID*;

$\Upsilon$  – Peso próprio;

$\varphi$  – Modo de vibração;

$\Psi_i$  – Função da deformada do elemento  $i$ ;

$\omega$  – Frequência de vibração;

$\nu$  – Coeficiente de Poisson.

## LISTA DE ABREVIATURAS

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologias;

FFT – *Fast Fourier Transform*;

LMF – Ligas com Memória de Forma;

NiTi – Níquel e Titânio (Nitinol);

PID – Algoritmo proporcional, integral e derivativo;

RMS – *Root Mean Square*;

SMA – *Shape Memory Alloys*;

UNL – Universidade Nova de Lisboa.



# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 CONTEXTO

As estruturas em engenharia civil são projetadas para garantir que estas desempenhem a sua função primária sem entrar em colapso e sem se deformar ou vibrar excessivamente. Para tal, os engenheiros civis prevêem a que tipo de ações, estáticas e dinâmicas, as estruturas estarão sujeitas e quais os seus efeitos, dimensionando os elementos estruturais por forma a maximizar a eficácia dos materiais disponíveis e minimizar o custo de construção e de manutenção.

A grande maioria das estruturas em engenharia civil reage às solicitações exteriores de forma passiva. Para além disto, as estruturas, em engenharia civil, são projetadas para se manterem essencialmente estáticas, salve algumas estruturas transformáveis, que permitem movimentos numa única direção, como por exemplo coberturas retráteis em estádios ou pontes levadiças, cujo vão tem a capacidade de subir e descer. Uma nova abordagem é a de conferir às estruturas um carácter ativo e adaptativo, ou seja, permitir que as estruturas reajam ativamente às solicitações exteriores (Adam e Smith, 2008). As estruturas ativas são estruturas que têm a capacidade de alterar a sua geometria, a sua forma ou as suas propriedades por forma a melhorar a sua resposta estrutural face às ações a que estão sujeitas, quer sejam ações estáticas ou ações dinâmicas e, assim, a estrutura tem a possibilidade de garantir, autonomamente, a sua própria segurança e manter os critérios de segurança dentro dos limites regulamentares (Rhode-Barbarigos, 2012).

As estruturas ativas são equipadas com atuadores e sensores ligados a um sistema de controlo. Quando os sensores detetam uma perturbação, o sistema de controlo usa os atuadores para modificar as características da estrutura, como por exemplo a sua geometria e/ou rigidez para contrariar essa perturbação (Korkmaz, 2011).

As estruturas tensíntegras são estruturas espaciais e reticuladas constituídas unicamente por elementos comprimidos (escoras) e elementos tracionados (cabos). O conjunto de cabos tracionados pré-esforçados e escoras comprimidas é construído

num estado auto-equilibrado que garante a estabilidade e rigidez da estrutura. Estas estruturas são mais esbeltas e leves que as estruturas usuais em engenharia civil e, por isso, são uma solução particularmente interessante para estruturas adaptativas, uma vez que, por serem muito leves, é necessária uma quantidade de energia muito reduzida para conseguir obter alterações na geometria ou rigidez das estruturas (N. Bel Hadj Ali e I.F.C. Smith, 2010).

A estrutura estudada nesta dissertação é baseada no conceito da tensegridade, sendo que o seu comportamento estrutural face a diversas solicitações dinâmicas foi simulado através de modelos computacionais em elementos finitos e um protótipo experimental à escala reduzida.

O modelo à escala reduzida foi equipado com sensores e atuadores ligados a um sistema de controlo que permite monitorizar em tempo real algumas propriedades da estrutura, como acelerações, deslocamentos e temperaturas. As ações dinâmicas são simuladas através do movimento da base do modelo graças à mesa sísmica do departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL.

Os atuadores do modelo à escala reduzida são materializados por ligas com memória de forma colocados em locais específicos. Através do aquecimento destas ligas consegue-se provocar alterações na geometria da estrutura, controlando o seu comportamento estrutural.

## 1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo desta dissertação é estudar o comportamento dinâmico de uma estrutura adaptativa baseada no conceito da tensegridade. A estrutura proposta foi modelada através de modelos numéricos recorrendo ao programa de cálculo automático *SAP2000* e através dum modelo à escala reduzida. Os modelos desenvolvidos serão ensaiados com diversas solicitações dinâmicas. Graças à capacidade da estrutura em alterar a sua forma, pretende-se saber qual a variação nos deslocamentos e acelerações experimentados pela estrutura nas suas diferentes configurações geométricas. Assim, poder-se-á concluir acerca da eficácia de um algoritmo de controlo de vibrações baseado num mecanismo de alteração de geometria numa estrutura.

### 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em oito capítulos. Após o capítulo da introdução (capítulo 1) introduz-se o conceito de tensegridade (capítulo 2) que permitirá dar a conhecer as origens desta tecnologia, assim como os seus princípios básicos e algumas aplicações atuais da tensegridade. De seguida apresenta-se um capítulo acerca das estruturas adaptativas (capítulo 3), que permitirá ao leitor saber um pouco mais sobre este tipo de estruturas, que aplicações atuais existem e quais os princípios em que se baseiam, sendo que é neste capítulo que se caracteriza a estrutura tensíntegra adaptativa proposta neste trabalho. No capítulo 4 apresenta-se uma análise dinâmica do módulo básico constituinte da estrutura proposta, chamado de estrutura em "X" e faz-se um estudo da geometria inicial deste módulo, por forma a maximizar a eficácia do algoritmo de controlo de vibrações pretendido. De seguida apresenta-se uma caracterização dos modelos desenvolvidos (capítulo 5). No capítulo 6 apresentam-se os resultados obtidos através do ensaio do modelo à escala reduzida na mesa sísmica, seguido de uma análise dos mesmos. No capítulo 7 apresentam-se algumas possíveis aplicações da estrutura proposta. Finalmente, o capítulo 8 corresponde à conclusão desta dissertação, onde se sumariza os principais resultados obtidos e onde se conclui sobre a eficácia do mecanismo de controlo de vibrações idealizado para a estrutura proposta.



# CAPÍTULO 2

## INTRODUÇÃO À TENSEGRIDADE

Neste capítulo faz-se uma breve introdução ao conceito da tensegridade, em que consiste esta ideia, qual a sua origem, quais os princípios básicos em que se baseia e qual o seu interesse para a arquitetura e engenharia contemporânea.

### 2.1 O QUE É A TENSEGRIDADE?

O termo tensegridade é um termo artificial que surge da aglutinação das palavras “tensão” e “integridade” e foi introduzido, inicialmente, pelo norte-americano Richard Buckminster Fuller e pelo seu aluno, o escultor Kenneth Snelson. Ambos podem ser considerados como os pais do conceito da tensegridade sendo, inclusive, proprietários de patentes relacionadas com este conceito.

Richard Fuller descreveu os sistemas tensíntegros como um “conjunto de ilhas de compressão num mar de tensão”. O que isto significa é que um sistema baseado em tensegridade é constituído por um conjunto de elementos descontínuos comprimidos que interagem com um conjunto de elementos contínuos tracionados definindo um volume estável no espaço.

Do ponto de vista da engenharia civil, as estruturas baseadas em tensegridade podem ser definidas como estruturas reticuladas, espaciais, em que todos os elementos estão sujeitos unicamente a esforços de compressão ou de tração. Os elementos comprimidos são geralmente barras ou escoras e não se devem tocar entre si, enquanto que os elementos tracionados são geralmente cabos que devem ser pré-esforçados. Os elementos comprimidos são descontínuos, pelo que só funcionam localmente e, assim não necessitam de transmitir forças a grandes distâncias. Consequentemente não existem grandes problemas relativamente à encurvadura dos mesmos, pelo que estes elementos podem ser bastantes esbeltos sem comprometer a segurança estrutural.

No entanto, o conceito de tensegridade está presente um pouco por todo lado, no que diz respeito ao meio ambiente em que vivemos. Por exemplo, o comportamento do corpo dos animais vertebrados pode ser visto como um sistema

tensíntegro, nomeadamente na interação músculo/osso, em que os músculos atuam em tração contínua, enquanto os ossos funcionam em compressão de forma descontínua. Outro exemplo bastante comum de tensegridade pode ser visto nos balões vulgares, em que a superfície de borracha constituída por átomos ligados entre si de forma contínua está sob tração, enquanto que as moléculas individuais de ar no interior do balão são altamente descontínuas e estão comprimidas contra a parede de borracha. Se carregarmos o balão com um dedo, ele não se rompe, ao invés a superfície contínua de borracha distribui a força por toda a estrutura até atingir uma nova posição de equilíbrio, sendo que se retirarmos o dedo o balão retorna à sua forma original (Burkhardt, 2008).

## 2.2 ORIGEM DA TENSEGRIDADE

A origem da tensegridade, propriamente dita, é algo controversa. Acredita-se que a primeira estrutura baseada em tensegridade terá sido criada pelo artista letónio Karl loganson em 1920, que a batizou como "*Gleichgewichtkonstruktion*". No entanto, o trabalho de loganson terá sido destruído pelo regime soviético em meados dos anos 20, mas, no entanto, resistiram algumas imagens duma exposição de loganson em Moscovo, na qual terá apresentado a sua estrutura. O arquitecto francês David Emmerich baseou-se na estrutura criada por loganson e desenvolveu umas estruturas prismáticas, tendo explorado a possibilidade de combinar estes prismas criando estruturas mais complexas (Jàuregui, 2009).

Fuller, Snelson e Emmerich patentearam diversos aspectos relacionados com a tecnologia da tensegridade nos anos 1960, sendo que todos eles tiveram uma contribuição importante para esta tecnologia.

Fuller desenvolveu uma grande pesquisa relativamente aos benefícios das estruturas tensíntegras na arquitetura moderna, tendo-se interessado em adotar o conceito da tensegridade no desenvolvimento de estruturas esféricas e em forma de cúpula que se caracterizam pela grande resistência e estabilidade que apresentam apesar de terem um peso relativamente reduzido.

Emmerich, sendo ele um arquiteto, preocupou-se mais em desenvolver aplicações arquitetónicas da tensegridade.

Em Dezembro de 1948, Kenneth Snelson, após assistir a audiências de Fuller na Faculdade de Black Mountain, desenvolveu uma escultura de madeira com a forma de X (Figura 2-1) que se revelou fundamental para a compreensão das estruturas tensíntegras. Esta estrutura era composta por dois módulos em que as escoras, em madeira, formavam um X, estando rodeado por cabos.

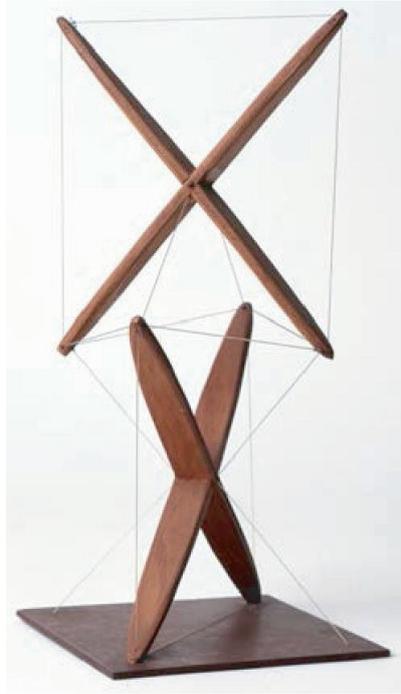
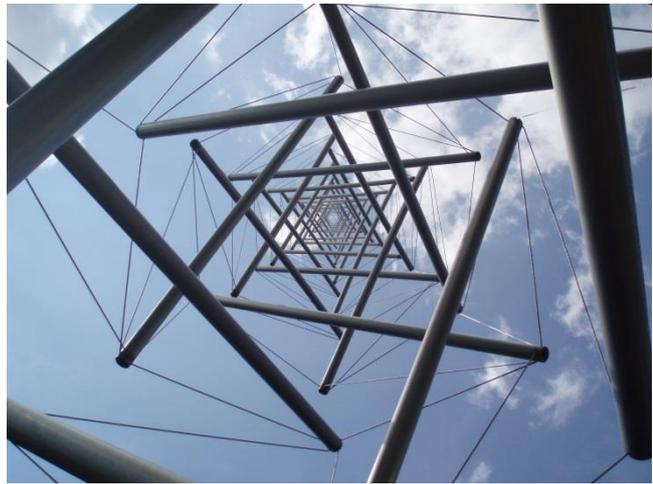
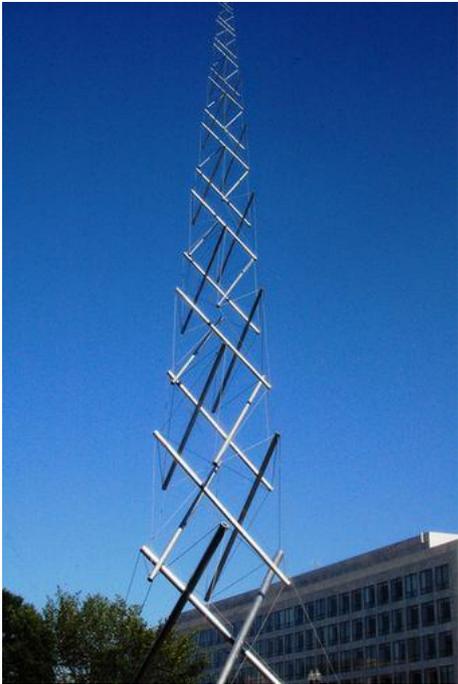


FIGURA 2-1 - ESTRUTURA EM X, CRIADA POR KENNETH SNELSON EM 1948

Snelson, devido à sua formação artística, focou-se mais com o aspeto escultural e estético das estruturas tensíntegras, tendo desenvolvido diversas esculturas impressionantes, com configurações assimétricas e não convencionais (Valentín Gómez Jáuregui, 2004). Uma das esculturas mais célebre de Snelson é a “*Needle Tower*” (Figura 2-2), com 6 m de altura, que terá sido construída em 1968 e que pertence ao Museu de Hirshhorn em Washington DC. Outro exemplo das esculturas de Snelsson é a “*Sleeping Dragon*” que está no Jardim do Palácio Real em Paris, França (Figura 2-3).



**FIGURA 2-2 - NEEDLE TOWER, WASHINGTON DC, EUA**



**FIGURA 2-3 - "SLEEPING DRAGON", JARDIN DU PALAIS ROYAL, PARIS, FRANÇA**

## 2.3 PRINCÍPIOS BÁSICOS E CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS TENSÍNTEGRAS

Desde há muitos séculos que o princípio por detrás da construção civil tem sido o mesmo: o equilíbrio de um edifício é garantido graças ao peso do próprio edifício, basicamente através de esforços de compressão em elementos verticais que transmitem o peso do edifício aos apoios no terreno. No entanto as estruturas baseadas em tensegridade baseiam-se numa abordagem completamente diferente, uma vez que o equilíbrio de uma estrutura tensíntegra é assegurado através da criação dum estado auto-equilibrado e pré-esforçado entre as escoras comprimidas e os cabos tracionados, pelo que não necessitam de estar apoiadas nem dependem da gravidade para estar em equilíbrio.

O sistema de compressão descontínua/tração contínua característico das estruturas tensíntegas, assim como o seu estado auto-equilibrado e pré-esforçado conferem às estruturas tensíntegas características e propriedades únicas muito interessantes quando comparadas com a generalidade das estruturas em engenharia civil, como por exemplo:

- São soluções estruturais muito leves e esbeltas, com elevado índice de resistência/peso, ou seja, uma estrutura tensíntegra com um dado peso terá maior resistência que uma estrutura convencional com o mesmo peso;
- Não dependem da gravidade para estarem em equilíbrio graças ao seu estado auto-equilibrado, pelo que não necessitam de estar apoiadas a qualquer superfície ou terreno;
- Possibilidade de formação de estruturas modulares (como por exemplo: mastros, cúpulas ou grelhas), através de unidades elementares;
- Se o nível de pré-esforço num sistema tensíntegro aumentar, a sua capacidade de carga também aumenta (Pugh, 1976);
- Devido à descontinuidade dos elementos comprimidos estes não apresentam esforços de torção;
- Devido ao seu peso reduzido e grande flexibilidade, as estruturas tensíntegas são especialmente sensíveis a fenómenos vibratórios;
- Têm grande resiliência, isto é, têm a capacidade de funcionar como um todo, ou seja uma variação do esforço num elemento é rapidamente transmitida a todos os elementos da estrutura que encontra uma nova posição de equilíbrio;

- Estas estruturas apresentam uma resposta não linear à atuação de cargas, uma vez que para cargas ligeiras são bastante flexíveis, sendo que a sua rigidez aumenta consideravelmente para solicitações maiores (Jáuregui, 2004).

As características e propriedades inerentes às estruturas tensíntegras enunciadas anteriormente conferem-lhes algumas vantagens interessantes no que diz respeito à sua eficiência enquanto estruturas reais e que levou a uma grande pesquisa das suas potencialidades enquanto estruturas, tais como pontes, coberturas, mastros, etc.

Uma das grandes vantagens da aplicação do conceito da tensegridade às estruturas é a possibilidade de se utilizarem materiais de forma muito económica. As estruturas tensíntegras são estruturas muito leves e esbeltas e que não têm elementos redundantes (embora se possam adicionar elementos para aumentar a rigidez de uma dada estrutura), maximizando a capacidade de carga desses elementos. Sabe-se, também, que as forças transmitem-se percorrendo a menor distância possível entre dois pontos, pelo que os elementos constituintes das estruturas tensíntegras são posicionados estrategicamente para resistir mais eficazmente aos esforços.

A possibilidade de construir estruturas tensíntegras elementares que são estáveis por si próprias e que se podem ligar formando estruturas de maior dimensão e de maior complexidade é uma vantagem bastante atrativa para arquitectos e engenheiros, uma vez que possibilita a pré-fabricação, facilitando a construção e montagem em obra, assim como reduz os custos associados.

Outra grande vantagem destas estruturas surge do facto de que para alterar a sua forma ou modificar a sua geometria inicial é necessária uma pequena quantidade de energia. Assim, as estruturas tensíntegras apresentam muito potencial no campo das estruturas inteligentes e adaptáveis, através da integração de atuadores e sensores.

As vantagens enunciadas nos dois parágrafos anteriores serão largamente exploradas ao longo deste trabalho, e constituem a principal razão pela qual terá sido abordado o tema da tensegridade e a sua aplicabilidade na engenharia civil.

Estas estruturas apresentam também algumas desvantagens e que poderão limitar a sua aplicação em engenharia civil. Devido ao seu reduzido peso e grande flexibilidade, estas estruturas apresentam elevadas vibrações face a solicitações dinâmicas, o que pode por em causa a segurança e o conforto das pessoas.

Outra grande desvantagem das estruturas tensíntegras prende-se com a dificuldade de fabrico e montagem em obra. Ou seja, a necessidade de implementação

de um estado de pré-esforço nestas estruturas torna muito difícil a sua construção e montagem em obra.

Um fator que contribui para as escassas manifestações da tensegridade na engenharia civil é a inexistência de técnicas de análise e de dimensionamento expedito para estas estruturas. Apesar de alguns autores terem já apresentado algumas teorias e técnicas de análise estas são ainda demasiado simplificadoras, não aproximando, de forma satisfatória, a complexidade associada à tensegridade.

## 2.4 ESTRUTURAS TENSÍTEGRAS BÁSICAS

Neste capítulo apresentam-se as estruturas tensíntegras mais simples, que estarão na base de estruturas mais complexas e de maiores dimensões. Apesar da aparente simplicidade destas estruturas, elas permitem adotar a tensegridade em estruturas mais complexas e de maior interesse para a engenharia civil.

### 2.4.1 ESTRUTURA EM “X”

A estrutura tensíntegra mais simples é uma estrutura em “X” a duas dimensões, constituída por duas escoras e por quatro cabos, tal como se pode ver na Figura 2-4. Esta estrutura está na base de um grande número de trabalhos e investigações, uma vez que apresenta algumas propriedades interessantes, nomeadamente a sua simplicidade e facilidade de montagem para utilização em modelos à escala reduzida. Esta estrutura é muitas vezes utilizada em construções modulares através da sobreposição de várias estruturas em “X” formando torres de duas ou de três dimensões.

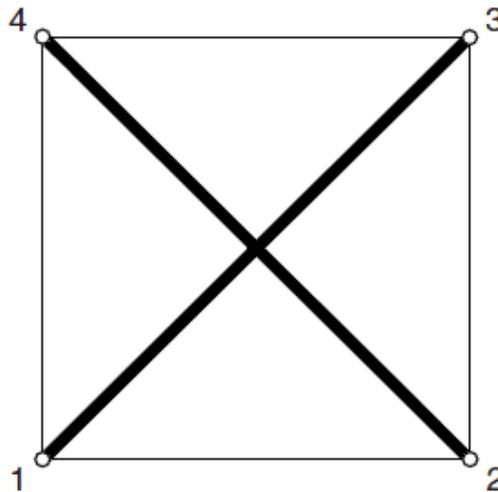


FIGURA 2-4 - ESTRURA EM "X"

A estrutura adotada neste trabalho basear-se-á na estrutura tensíntegra em "X", pelo que mais à frente será realizado um estudo mais alargado das suas propriedades e da sua aplicação em engenharia civil.

#### 2.4.2 PRISMA TRIANGULAR

O prisma triangular é a estrutura tensíntegra mais simples a três dimensões. Esta estrutura está ilustrada na Figura 2-5 e é constituída por três escoras e por nove cabos. Alguns autores atribuíram-lhe algumas denominações alternativas, tais como "*Simplex*", "*Prisma-T*" ou "*Tensegridade básica*", pelo que é comum observarem-se estes nomes na literatura.

Alguns autores acreditam que a estrutura apresentada por Karl logansson em 1920 na exposição de Moscovo terá sido uma primeira aproximação do prisma triangular, sendo que, no entanto, esta é uma afirmação controversa.

À semelhança da estrutura em "X", o prisma triangular é uma das estruturas mais utilizadas por investigadores na área da tensegridade. A sua relativa facilidade de construção e montagem permitiu que diversos investigadores a tivessem analisado e construído. A sobreposição de diversos prismas triangulares permitiu o desenvolvimento de um grande número de torres, sendo que o maior exemplo é a "*Needle Tower*", ilustrada na Figura 2-2.

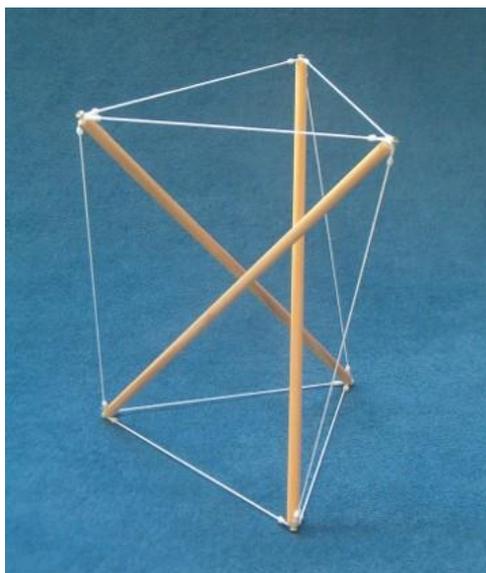


FIGURA 2-5 - PRISMA TRIANGULAR

A relação ótima do comprimento das escoras/comprimento dos cabos no módulo básico ilustrados na Figura 2-5 foi encontrada por Tibert e Pellegrino através de várias formulações matemáticas (métodos de “*form-finding*”), cujo objetivo era encontrar a menor relação entre o comprimento das escoras e o comprimento dos cabos que garanta a implementação dum estado auto-equilibrado na estrutura. O valor obtido pelos autores para a relação referida é de  $\sqrt{1 + 2/\sqrt{3}} \approx 1,4679$ .

### 2.4.3 ICOSAEDRO

A estrutura ilustrada na Figura 2-6 é também conhecida como T-Icosaedro e tem a forma de um diamante. Esta estrutura foi apresentada, inicialmente, por Buckminster Fuller durante uma exposição na Faculdade de *Black Mountain* em 1949. Apesar de ser difícil de observar, os vinte e quatro cabos exteriores formam um icosaedro perfeito.

Esta estrutura pode ser considerada como uma tensegridade do tipo “diamante” porque cada extremidade de uma escora está ligada a quatro cabos, e assim, o conjunto de uma escora e oito cabos formam uma estrutura semelhante a um diamante.

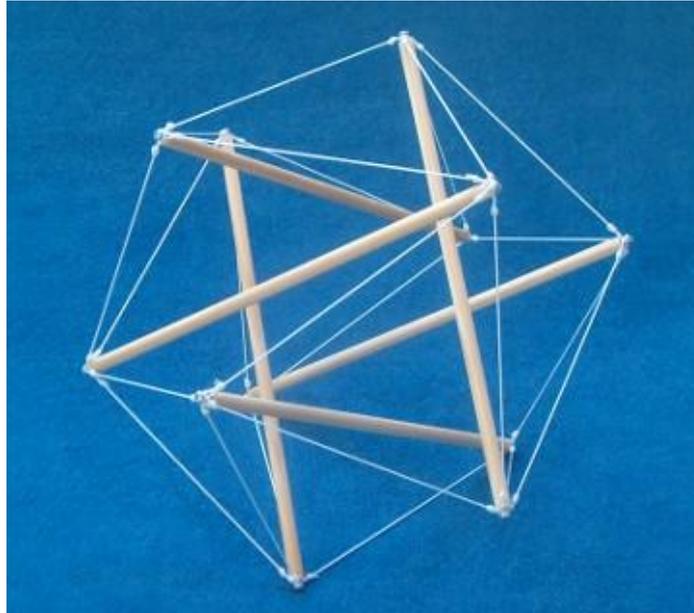


FIGURA 2-6 - ICOSAEDRO TRUNCADO

Esta é uma das estruturas mais comuns no mundo da tensegridade, com diversas construções realizadas por muitos entusiastas deste conceito. O T-icosaedro apresenta algumas características interessantes, como por exemplo, as seis escoras que o constituem ou estão exatamente paralelas entre si ou exatamente perpendiculares.

#### 2.4.4 TETRAEDRO

Esta estrutura, também conhecida como “T-tetraedro” está ilustrada na Figura 2-7 e foi introduzida por Francesco della Sala em 1952 na Universidade de Michigan. Esta tensegridade é considerada do tipo “zig zag”.

Tanto o T-tetraedro, como o T-icosaedro têm seis escoras, no entanto, no tetraedro, os cabos exteriores formam quatro triângulos equiláteros, enquanto que, no icosaedro, os cabos formam oito triângulos equiláteros.

É interessante notar que quatro triângulos equiláteros não adjacentes do icosaedro correspondem aos quatro triângulos do tetraedro, sendo que os triângulos do icosaedro estão ligados por dois cabos, enquanto que os triângulos que constituem o tetraedro estão ligados por um único cabo.

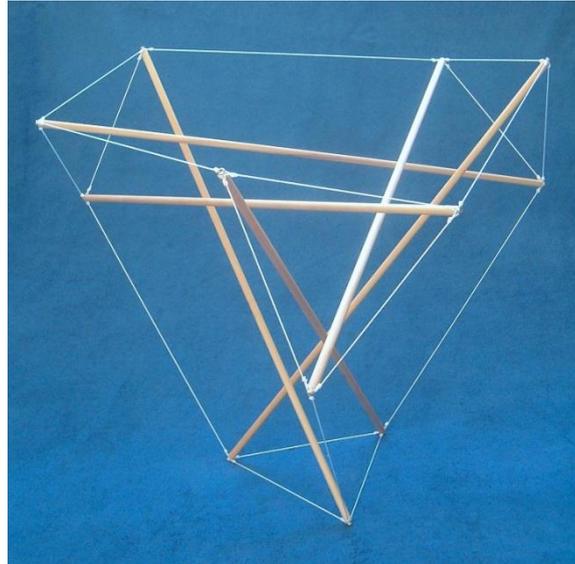


FIGURA 2-7 - TETRAEDRO

Devido ao enunciado no parágrafo anterior, o T-tetraedro pode ser considerado como uma estrutura simplificada do T-icosaedro, ou seja, o T-tetraedro, por ter menos cabos forma uma estrutura mais simples e menos rígida que o T-icosaedro. De forma geral, pode-se afirmar que as estruturas tensíntegras do tipo “zig-zag” são mais simples e menos rígidas que as suas correspondentes estruturas do tipo “diamante”.

William Burkhart desenvolveu no seu trabalho: “*A Practical Guide to Tensegrity Design*”, algumas formulações matemáticas para encontrar os comprimentos das escoras e dos cabos por forma a otimizar o *design* das estruturas tensíntegras analisadas anteriormente. No entanto esta abordagem matemática sai fora do âmbito desta dissertação.

## 2.5 APLICAÇÕES DA TENSEGRIDADE

Apesar da tensegridade ser um conceito relativamente recente (com pouco mais de 60 anos), existem já algumas tentativas por parte de engenheiros e arquitetos de incorporarem esta tecnologia em estruturas de engenharia civil.

As propriedades e características da tensegridade tornam-na numa tecnologia muito apelativa para aplicações em estruturas com interesse para a sociedade. Nas estruturas tensíntegras predominam os elementos esbeltos à tração, enquanto que a utilização de elementos robustos comprimidos é minimizada. Assim, a construção de pontes, edifícios, coberturas e outras estruturas utilizando os princípios da

tensegridade possibilitam a construção de estruturas altamente resilientes, com elevados índices de resistência numa forma bastante económica.

Ao longo deste capítulo irão ser apresentados alguns exemplos de estruturas baseadas no conceito da tensegridade, sendo que se podem dividir as estruturas tensegríticas mais importantes em quatro grandes grupos: estruturas em forma de cúpula, torres, estruturas de coberturas e pontes.

### 2.5.1 Estruturas em forma de cúpula

Apesar de diversos autores terem proposto diferentes estruturas em forma de cúpula através do princípio de compressão descontínua/ tensão contínua, o primeiro a desenvolver estruturas em forma de cúpula utilizando este conceito foi Buckminster Fuller. Estas cúpulas são geralmente conhecidas como cúpulas geodésicas (*“Geodesic domes”*), uma vez que são estruturas de placas completamente ou parcialmente esféricas baseadas em redes de geodésicas (interseção de uma esfera com um plano que passa no ponto central da esfera).

Fuller interessou-se muito nestas cúpulas geodésicas devido à sua elevada resistência tendo em conta o seu peso reduzido, tendo desenvolvido uma pesquisa extensa relativamente a estas cúpulas.

A primeira cúpula geodésica baseada na tensegridade foi desenvolvida em 1953 por Buckminster Fuller (Figura 2-8), no entanto esta estrutura apresentava estabilidade reduzida.

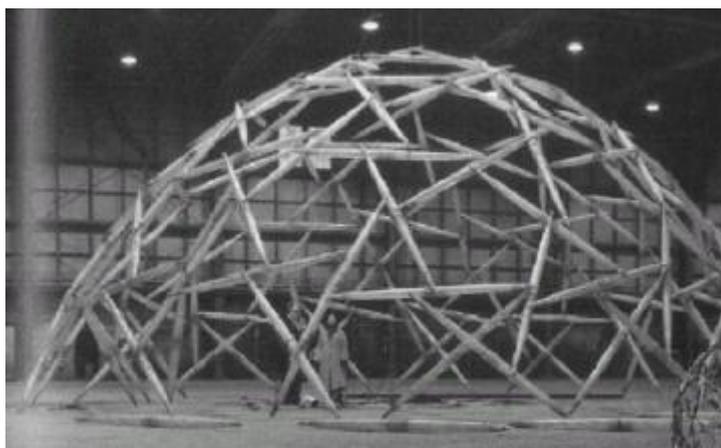


FIGURA 2-8 - PRIMEIRA CÚPULA GEODÉSICA, DESENVOLVIDA POR BUCKMINSTER FULLER EM 1953

Buckminster Fuller teve ainda a oportunidade de desenvolver uma cúpula geodésica na Expo de 1967 em Montreal, no Canadá (Figura 2-9). No entanto devido a questões relacionadas com prazos e orçamentos, esta cúpula apesar de ser geodésica não é baseada na tensegridade.



**FIGURA 2-9 - "MONTRÉAL BIÓSHERE", EM MONTREAL, QUEBEC, CANADÁ,  
DESENVOLVIDA POR BUCKMINSTER FULLER EM 1967**

Outros autores tentaram desenvolver cúpulas geodésicas baseando-se em diferentes princípios que os de Fuller, na tentativa de resolver o problema da falta de estabilidade das suas cúpulas tensíntegras. Neste sentido, Snelson terá tentado desenvolver umas cúpulas utilizando as estruturas em "X" que ele inventou. No entanto, estas estruturas não foram muito bem sucedidas, pelo que não foram construídas nenhuma estruturas baseadas neste princípio.

Anthony Pugh propôs umas cúpulas baseadas na cúpula de Fuller, mas com uma alteração relevante, substituiu os cabos por uma membrana de plástico, sendo que esta superfície tem a função de assegurar a tensão contínua característica da tensegridade.

No seu trabalho de investigação, William Burkhardt introduziu uma característica inovadora para resolver o problema da falta de triangulação das cúpulas geodésicas tensíntegras de Fuller: a superfície das cúpulas é constituída por uma dupla camada de cabos (uma exterior e uma interior) que estariam ligadas por um conjunto de escoras e um conjunto de cabos adicionais.

Valentín Gómez Jaurégui apresentou também uma possibilidade de aumentar a estabilidade das cúpulas através da utilização de uma configuração tensíntegra básica: o icosaedro truncado (Figura 2-6).

As estruturas em forma de cúpula baseadas na tensegridade são particularmente úteis para coberturas de grandes áreas, uma vez que, utilizando um baixo número de elementos, se podem construir cúpulas relativamente grandes, com um elevado nível de pré-fabricação e fácil montagem.

O aspeto mencionado no parágrafo anterior levou Valentín Jáuregui e William Burkhardt a enunciar alguns exemplos de aplicações destas cúpulas tensíntegras nos seus trabalhos de investigação independentes, nomeadamente:

- Estruturas económicas para armazenamento de larga-escala;
- Estruturas de proteção arqueológica ou agrícola;
- Estruturas de proteção humana face a trabalhos elétricos ou eletromagnéticos no seu interior;
- Estruturas para refúgios ou abrigos, através duma membrana plástica, como aquela idealizada por Anthony Pugh;
- Estruturas de edifícios e pontes resistentes a sismos, uma vez que a grande resiliência e flexibilidade destas estruturas permitem-nas resistirem a solicitações dinâmicas relevantes, como os sismos.
- Estruturas de baixo impacte ambiental para pequenos eventos musicais, feiras, pavilhões para exposições *indoor* ou *outdoor*, etc.
- Estruturas provisórias para proteção de solos vulneráveis à percolação de águas pluviais;
- Estruturas portáteis e temporárias em situações de desastres ambientais, nomeadamente para constituição de refúgios para as vítimas, hospitais temporários, etc.

Como se pode ver, a aplicação da tensegridade ao desenvolvimento de estruturas em forma de cúpulas possibilita a construção de estruturas de grande interesse civil, com diversas aplicações em vários ramos da sociedade. No entanto é necessário que se desenvolva uma investigação mais complexa, nomeadamente, para avaliar a capacidade de carga destas estruturas, assim como as suas propriedades mecânicas e comportamento dinâmico, para que estas estruturas possam realmente ter uma grande importância civil.

## 2.5.2 ESTRUTURAS DE COBERTURAS

A tecnologia da tensegridade baseada na compressão descontínua/tração contínua pode ter uma grande relevância em estruturas de coberturas. Baseado nas estruturas tensíntegras em forma de cúpula podemos prever a utilização da tensegridade na construção de coberturas de grandes espaços sociais, nomeadamente de estádios, de eventos *outdoor* ou até estruturas de palas de edifícios, etc.

Diversos autores analisaram a possibilidade de construir estruturas tensíntegras planas, afirmando, inclusive, que estas estruturas podiam apresentar grande eficiência à flexão. Neste âmbito, René Motro e o *Laboratoire de Génie Civil* em Montpellier focaram-se no desenvolvimento de redes tensíntegras de dupla camada que poderiam ser particularmente úteis em estruturas de coberturas.

A maior manifestação da tensegridade aplicada em estruturas de coberturas encontra-se no Estádio de *La Plata*, em Buenos Aires, na Argentina. O estádio tem uma capacidade de 53 000 lugares sentados e foi inaugurado em 2003. A cobertura do estádio de La Plata pode ser observada na Figura 2-10, sendo que a sua forma, em planta, deriva da interseção de duas circunferências de 85 m de raio, sendo que os seus centros estão distanciados 48 m. No perímetro dos círculos, uma estrutura reticulada triangular espacial constitui o anel de compressão, estando suportada por um sistema de cabos de aço pré-esforçados, como se pode ver, esquematicamente na Figura 2-11. A membrana que se pode ver na Figura 2-10 é uma membrana de fibra de vidro e não tem qualquer função estrutural, servindo unicamente para cobertura e proteção dos ocupantes do estádio.



FIGURA 2-10 - COBERTURA DO ESTÁDIO DE LA PLATA, EM BUENOS AIRES NA ARGENTINA



FIGURA 2-11 - VISTA ESQUEMÁTICA DA ESTRUTURA DA COBERTURA DO ESTÁDIO DE LA PLATA

### 2.5.3 TORRES

A possibilidade de formação e construção de tensegridades básicas auto-equilibradas e estáveis como as analisadas no capítulo 2.4 é uma característica das estruturas tensíntegras muito interessante, sendo que a hipótese de ligar algumas destas unidades básicas umas às outras facilita a construção de estruturas em altura com a forma de torres.

O artista Kenneth Snelson foi quem mais contribuiu para a aplicação da tensegridade no desenvolvimento destas torres, tendo construído algumas, tais como a *“Tetra Tower”* ou *“Penta Tower”*, sendo que, no entanto, as mais importantes são a *“Needle Tower”*, construída em 1968 (Figura 2-2) ou a *“Needle Tower II”* erigida em 1969 e que pertence ao Museu Kroller Muller, em Otterlo, na Holanda.

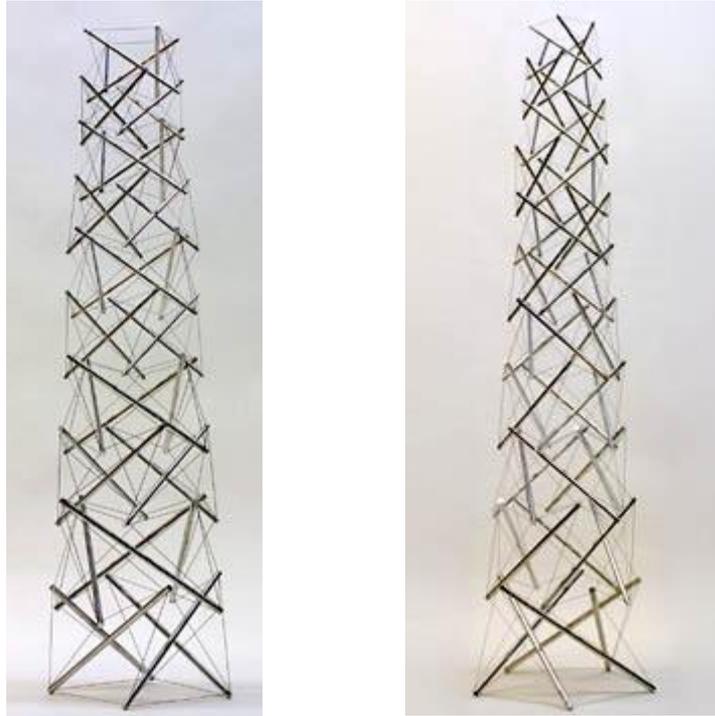


FIGURA 2-12 - TETRA TOWER (À ESQUERDA) E PENTA TOWER (À DIREITA), DE KENNETH SNELSON

Todas as torres desenvolvidas por Kenneth Snelson são configurações conseguidas através da sobreposição de várias tensegridades básicas, como se pode ver nos exemplos ilustrados na Figura 2-12.

No entanto, a maior torre baseada na tensegridade construída é a Torre de Rostock. A Torre de Rostock foi construída em 2003 e terá sido concebida como um símbolo e como um ponto de referência visual da Feira de Rostock e da “*International Garden Exposition*” (IGA 2003). A torre foi projectada e analisada por Mike Schlaich e a sua equipa em Estugarda, na Alemanha.

A Torre de Rostock tem uma altura de 62,3 metros e é constituído por seis prismas triangulares sobrepostos, cada um com 8,3 metros de altura e formado por três tubos de aço estabilizados por três cabos diagonais e três cabos horizontais de aço de alta-resistência.

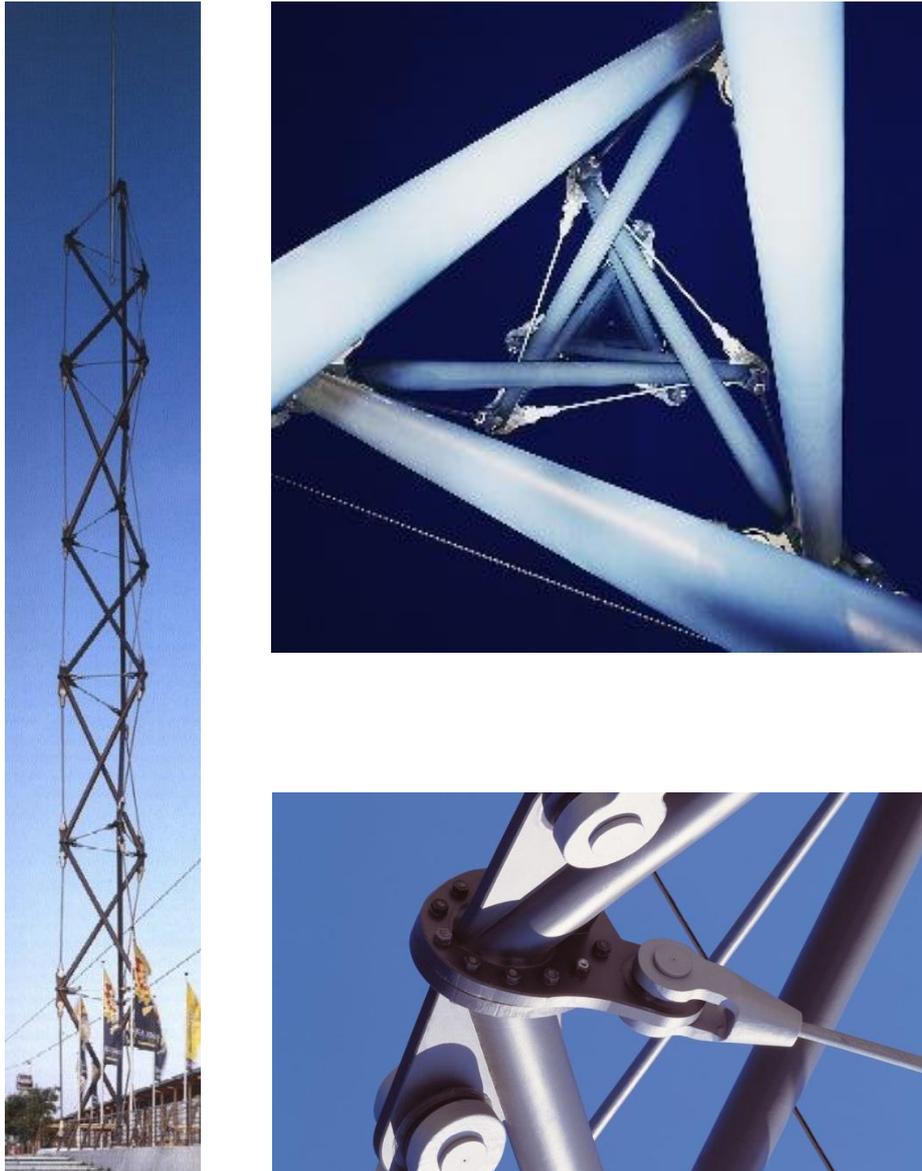


FIGURA 2-13 - "ROSTOCK TOWER", ROSTOCK, ALEMANHA. VISTA LATERAL (À ESQUERDA), VISTA INTERIOR (EM CIMA, À DIREITA), PORMENOR DE LIGAÇÃO (EM BAIXO, À DIREITA).

A Torre de Rostock apresenta algumas semelhanças com a *"Needle Tower"* de Snelson, no entanto, nesta estrutura as escoras de um nível estão em contacto com as escoras dos níveis adjacentes. Este facto, por si só, seria suficiente para considerar esta estrutura como uma tensegridade "falsa", visto que, segundo os princípios da tensegridade os elementos comprimidos deverão ser descontínuos. Porém, podemos observar que esta estrutura é composta por três conjuntos de elementos comprimidos (cada um com seis escoras) que não estão em contacto entre si, permitindo que esta estrutura possa ser considerada como uma tensegridade "verdadeira".

Uma das principais conclusões que Schlaich retirou da construção da torre de Rostock é que, devido à sua grande flexibilidade e reduzido peso, estas estruturas

apresentam grandes deslocamentos devido a solicitações dinâmicas, como o vento. Assim, a tensegridade pode ser aplicada em estruturas de torres em que não haja a necessidade da estrutura estar completamente estática, ou que não haja um limite de deslocamentos muito rígido. Dito isto, as torres tensíntegras podem ser particularmente úteis na área das comunicações, podendo ser utilizadas para suportar antenas, receptores, transmissores de redes de telemóveis e internet ou radiotransmissores.

No seu trabalho, *“Tensegrity Structures and their Application to Architecture”*, Valentín Jáuregui, propôs uma aplicação para estas torres muito interessante. Jáuregui constatou que as torres tensíntegras poderão ter uma importante aplicação na área das energias renováveis, nomeadamente para estruturas de suporte de turbinas eólicas. Segundo Jáuregui, a possibilidade de construir torres eólicas baseadas no conceito da tensegridade reduziria o impacto paisagístico que estas torres podem ter, visto que as torres tensíntegras são mais esbeltas e apresentam um menor impacto visual.

#### 2.5.4 PONTES

O crescente desenvolvimento da tensegridade motivou diversas propostas de projetos de pontes pedonais por parte de arquitetos e de engenheiros de todo o mundo. A possibilidade de construir pontes muito leves e resilientes e o facto de ser relativamente fácil evitar a sintonização das frequências próprias das estruturas com as frequências de excitação motivadas pelos peões torna a tensegridade um conceito muito interessante para aplicar em pontes pedonais.

Existem diversas propostas de pontes pedonais baseadas na tensegridade, no entanto apenas uma delas foi efetivamente construída: a “Kurilpa Bridge”, em Brisbane, na Austrália.

Andrea Micheletti apresentou uma proposta de uma ponte pedonal com um vão de 32 m para o Campus da *Università di Roma TorVergata*, em Roma, Itália (Figura 2-14). A estrutura da ponte é constituída por cinco octaedros expandidos, sendo, cada um deles, uma tensegridade básica. No entanto, Micheletti propôs que se adicionassem alguns cabos para garantir uma rigidez adequada em todas as direções. Micheletti afirmou que o seu modelo de ponte pedonal diminuiria a flecha vertical a meio-vão da ponte, embora aumentasse as reações horizontais nos apoios da mesma.



FIGURA 2-14 - PONTE PEDONAL PROPOSTA POR ANDREA MICHELETTI PARA O CAMPUS DA UNIVERSITÀ DI ROMA TORVERGATA, EM ROMA, ITÁLIA

O arquiteto Michael McDonough projetou uma ponte com um vão de 33 m, em que as escoras eram de bambu. Esta ponte foi projetada para Mendicino, na Califórnia, nos EUA e foi desenhada respeitando os princípios da tensegridade. Na Figura 2-15 pode-se observar uma representação esquemática desta ponte.

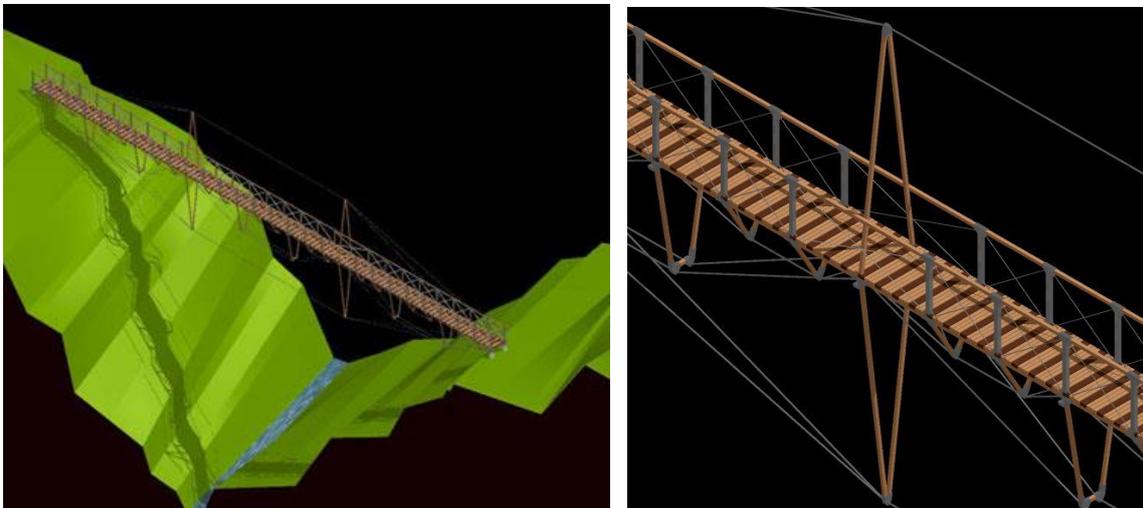


FIGURA 2-15 - MODELO DA "BAMBOO BRIDGE", PROJETADA POR MICHAEL MCDONOUGH

Outras propostas de pontes pedonais baseadas nos princípios da tensegridade foram apresentadas por exemplo por Andreas Kirchsteiger, que propôs uma ponte tubular constituída por anéis metálicos ligados por uma membrana têxtil tracionada (Figura 2-16), ou ainda a ponte proposta por Valentín Gomez Jáuregui, cuja estrutura é constituída por seis prismas triangulares (Figura 2-17).

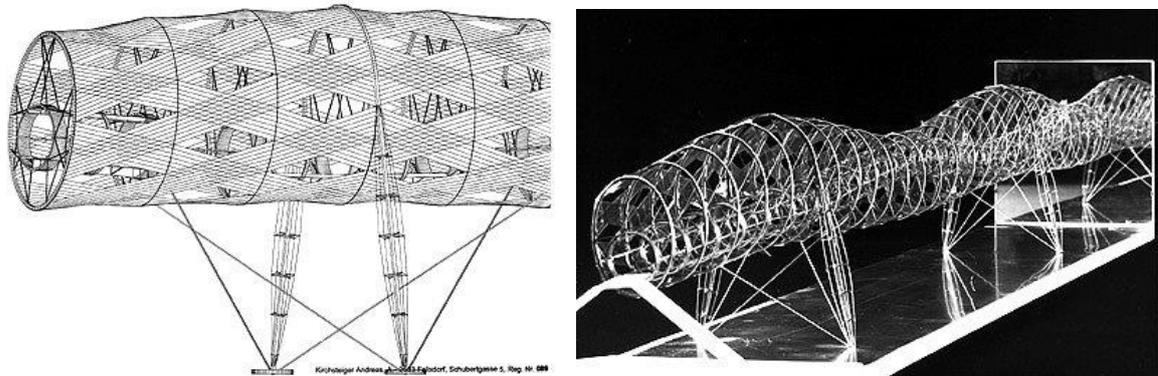


FIGURA 2-16 - PONTE TUBULAR PROPOSTA POR KIRCHSTEIGER

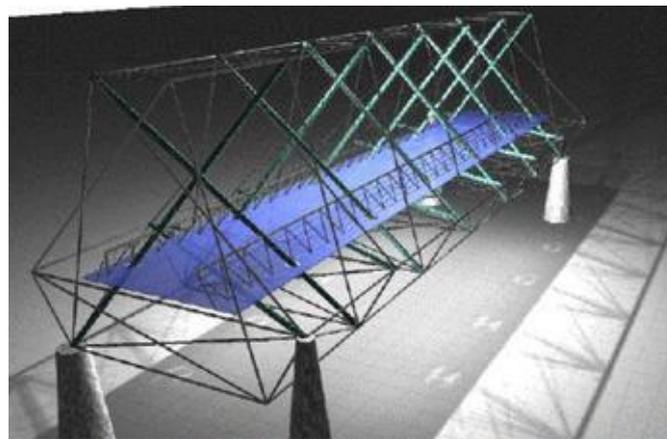


FIGURA 2-17 - "SIMPLEX MODULAR FOOTBRIDGE", PROPOSTA POR V. JÁUREGUI

No entanto, todos os exemplos de pontes enunciados anteriormente não foram efetivamente construídos, sendo que o único exemplo real de uma ponte tensíntegra é a Ponte Kurilpa, em Brisbane, na Austrália. Esta ponte tem um comprimento total de 470 m, sendo que o maior vão tem 128 m. A estrutura da ponte Kurilpa é constituída por dezoito pavimentos metálicos estruturais, vinte mastros de aço e dezasseis longarinas verticais. A estabilidade da ponte é assegurada através de uma configuração complexa de 252 cabos de aço inoxidável de alta-resistência pré-esforçados. Esta ponte é iluminada por um sistemas de luzes LED muito sofisticado, que pode ser programado para produzir diversos efeitos luminosos, sendo que a totalidade da energia necessária provém da energia solar.



FIGURA 2-18 - "KURILPA BRIDGE", EM BRISBANE, NA AUSTRÁLIA.

# CAPÍTULO 3

## ESTRUTURAS ADAPTATIVAS (“SHAPE MORPHING”)

O “*shape-morphing*” pode-se definir como a possibilidade ou a capacidade que uma estrutura tem para alterar a sua forma, as suas propriedades ou a sua geometria inicial e, assim, responder mais eficazmente às solicitações exteriores.

A grande maioria das estruturas em engenharia civil são estáticas e passivas, no entanto, uma das mais entusiasmantes possibilidades é a de conferir às estruturas um carácter ativo e adaptativo face às necessidades da estrutura em responder mais eficazmente a diversas ações exteriores. Entre estas, assinalam-se, por exemplo, assentamentos de apoio ou deformações excessivas, variações de temperatura, modificações de cargas ou ações dinâmicas, tais como a ação do vento ou a ação sísmica.

Estas estruturas estão ligadas a um conjunto de sensores, atuadores e um sistema de aquisição e controlo que conseguem controlar o desempenho da estrutura, isto é, através da leitura e análise dos dados recolhidos conseguem alterar a forma ou geometria da estrutura por forma a melhorar a sua resposta, tendo o potencial de se adaptarem ao meio ambiente e às suas solicitações.

Um dos principais exemplos de estruturas ativas, em engenharia civil, é a estrutura da estação de investigação alemã conhecida por “*Neumayer-Station III*” (Figura 3-1). Esta estrutura possui um sistema de fundações ativo, em que cada apoio é constituído por um conjunto de macacos hidráulicos que permitem compensar variações na altura do gelo e da neve.



FIGURA 3-1 - "NEUMAYER STATION III" E O CONJUNTO DE HIDRÁULICOS QUE CONSTITUI UM DOS APOIOS DA ESTRUTURA

Na prática, as estruturas em engenharia civil estão submetidas a vários tipos de solicitações dinâmicas, tais como solicitações pedestres, trânsito, vento, sismos e ainda a rápidas variações de temperatura, sendo que, quando a frequência destas excitações é próxima da frequência própria da estrutura, fenómenos de ressonância podem induzir acelerações e deslocamentos excessivos na estrutura que podem comprometer a sua segurança ou os níveis de conforto dos seus ocupantes (Adam e Smith, 2008). Assim, neste trabalho, procurar-se-á estudar o efeito de diversas solicitações dinâmicas numa estrutura baseada na tensegridade e aplicar um algoritmo de controlo ativo para mitigar os efeitos vibratórios na mesma.

A eficiência da alteração de forma no controlo de vibrações e deslocamentos numa estrutura deve-se ao facto de, ao alterar a forma ou geometria de uma estrutura, altera-se também a frequência própria da mesma. Assim, a estrutura tem a capacidade de alterar a sua frequência própria e, face a uma determinada excitação com uma frequência próxima da frequência própria da estrutura, ela pode variar a sua forma saindo da zona de ressonância (onde que os deslocamentos e acelerações são máximos), melhorando a sua resposta estrutural.

As estruturas ativas são constituídas por elementos estruturais estáticos e ativos. Os elementos ativos são geralmente escoras ou cabos que têm a possibilidade de alterar o seu comprimento e, assim, modificar a forma da estrutura.

A ideia de implementar algoritmos de controlo em estruturas de engenharia civil pode ser uma ideia muito interessante para garantir a segurança das estruturas ou manter os níveis de conforto dentro de limites estipulados. No entanto, devemos ter em conta que o custo da implementação destes sistemas de controlo pode não ser justificável para perturbações com um longo período de retorno. Como por exemplo, para zonas de baixa probabilidade de ocorrência de sismos ou para ventos com grandes períodos de retorno.

Dentro do grupo das estruturas ativas existe um conjunto de estruturas conhecidas como *“deployable structures”*. Estas estruturas são estruturas transformáveis capazes de sofrer grandes modificações na sua forma, sendo que, geralmente, estas estruturas podem alternar entre uma configuração compacta (para facilitar o seu transporte ou armazenamento, por exemplo) e uma configuração expandida.

As estruturas transformáveis em engenharia civil são estruturas que geralmente permitem um único movimento, como por exemplo, coberturas retráteis em estádios ou em pontes, cujo vão tem a capacidade de subir e descer. Um dos principais exemplos destas estruturas é a cobertura retráctil do estádio *Qizhong* em Shanghai, na China, que tem a capacidade de alternar entre duas configurações: uma

em que cobre totalmente o interior do estádio e outra em que está completamente fora do estádio, como se pode ver na Figura 3-2.

Outro exemplo é o *Veltins-Arena*, em Gelsenkirchen, na Alemanha, que é um estádio de futebol que, para além de ter uma cobertura retrátil, o próprio relvado está sobre uma estrutura metálica que permite ao relvado deslizar para dentro ou fora do estádio. Desta forma, é possível resolver o problema de manter a relva saudável em estádios cobertos, podendo-se também realizar eventos não relacionados com o futebol (como concertos) sem prejudicar o relvado.



FIGURA 3-2 - ESTÁDIO QI ZHONG, EM SHANGAI, NA CHINA

Existem ainda diversos exemplos de pontes levadiças cujo vão tem a capacidade de subir e descer para permitir que embarcações circulem por baixo da ponte. São exemplos destas pontes a ponte de *Jacksonville* Florida, nos Estados Unidos da América (Figura 3-3, à esquerda) e a ponte de *Palm Coast*, também na Florida, nos EUA (Figura 3-3, à direita).



FIGURA 3-3 - EXEMPLOS DE PONTES LEVADIÇAS. PONTE DE JACKSONVILLE (À ESQ.) E PONTE DE PALM COAST (À DIR.) AMBAS EM FLORIDA, NOS EUA.

### 3.1 ESTRUTURAS ATIVAS BASEADAS NA TENSEGRIDADE

As estruturas tensíntegras são uma solução especialmente atrativa para estruturas adaptáveis uma vez que é necessária pouca energia para alterar a sua forma e, uma vez que a rigidez e a estabilidade destas estruturas é garantida através da implementação de um estado pré-esforçado, o controlo do nível de pré-esforço nos elementos estruturais permite-nos criar estruturas ativas baseadas na tensegridade. Outra grande vantagem da adaptação do conceito da tensegridade às estruturas ativas é que, nas estruturas tensíntegras os próprios elementos estruturais podem funcionar como atuadores, ou seja, alterações dos comprimentos dos seus elementos estruturais permitem que a estrutura modifique a sua forma ou rigidez para responder mais eficazmente às solicitações exteriores.

Uma vez que as estruturas tensíntegras são geralmente muito leves estão especialmente sujeitas a vibrações excessivas devidas a solicitações dinâmicas exteriores. Na bibliografia podemos encontrar algumas tentativas de desenvolvimento de algoritmos de controlo de vibrações em estruturas tensíntegras. Alguns exemplos são os casos de Djouadi et al. que em 1998 desenvolveram algoritmos de mitigação de vibrações em sistemas tensíntegros, em 2004 Chan et al. desenvolveram um algoritmo de controlo ativo numa estrutura tensíntegra de três andares e De Jager e Skelton analisaram a possibilidade de controlarem ativamente as vibrações numa estrutura planar baseada na tensegridade, entre outros.

### 3.2 TORRE TENSÍNTEGRA ADAPTÁVEL DE TRÊS ANDARES

A estrutura proposta neste trabalho é uma torre adaptativa de três andares baseada no conceito de tensegridade. O sistema estrutural da torre é baseado na tensegridade básica conhecida normalmente como estrutura em “X”, analisada previamente no capítulo 2.4.1. Como foi descrito anteriormente, a estrutura em “X” foi apresentada por Kenneth Snelson (Figura 2-1) em 1948, pelo que se irá utilizar a estrutura em “X” como unidade básica da torre adaptável. Assim, o primeiro andar da torre é constituído por quatro estruturas em “X” dispostas numa base quadrangular apoiadas em quatro apoios, sendo que os pisos seguintes são construídos por sobreposição de quatro estruturas em “X” na mesma base quadrangular. A torre tensíntegra está ilustrada esquematicamente na Figura 3-4. Cada unidade básica é constituída por duas escoras descontínuas e comprimidas e quatro cabos tracionados.

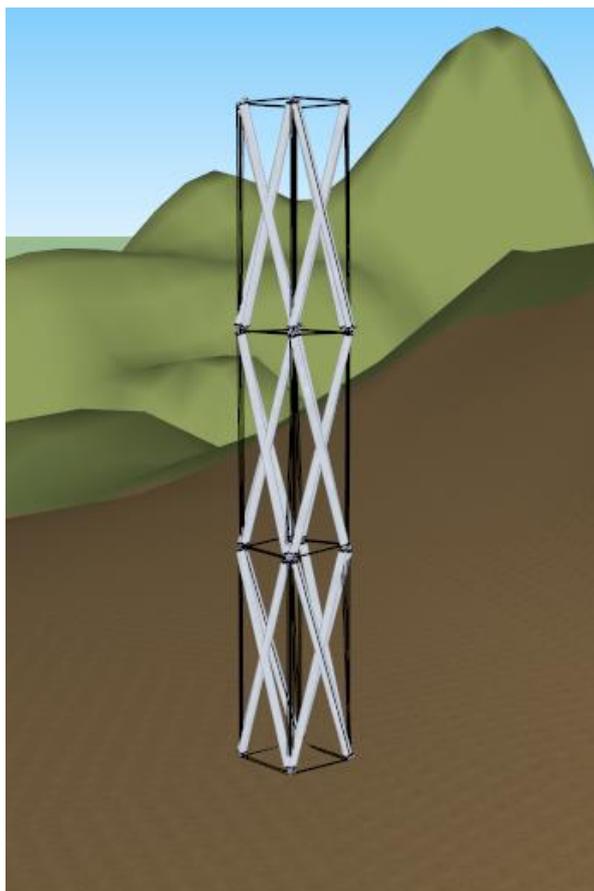


FIGURA 3-4 - TORRE TENSÍTEGRA ADAPTATIVA ESQUEMATIZADA

A estrutura proposta viola, parcialmente, os princípios associados à tensegridade, uma vez que as escoras dos vários pisos estão em contacto umas com as outras nas suas extremidades. No entanto, à semelhança do que foi discutido relativamente à torre de Rostock, cada fachada da torre é constituída por dois conjuntos de três escoras cada que não estão em contacto um com o outro, pelo que, deste ponto de vista, se pode considerar que esta torre seja uma tensegridade verdadeira.

Uma vez que se pretende implementar um algoritmo de controlo das vibrações na torre tensíntegra, a estrutura terá de ser equipada com sensores e atuadores, que permitirão à estrutura recolher dados relativamente aos níveis de vibrações sofridos mediante leituras dos sensores e através de um computador implementar uma ação de controlo adequada. Os sensores idealizados para esta estrutura serão acelerómetros colocados ao nível dos três pisos da estrutura. Os acelerómetros permitem recolher informações relativas às acelerações na estrutura provocadas por solicitações dinâmicas, como por exemplo a ação sísmica e a ação do vento. Os atuadores na estrutura são ligas com memória de forma, ou seja, pretende-se que os cabos verticais do módulo em “X” sejam constituídos por ligas *LMF*. Mediante a

aplicação de uma corrente eléctrica nas ligas, estas aumentam a sua temperatura por efeito de *Joule*, variando a sua estrutura cristalina, sofrendo extensões na ordem dos 4 a 5%.

Resumindo, quando as acelerações lidas pelos acelerómetros excederem um determinado valor alvo, um computador através de um algoritmo *PID* será capaz de controlar a temperatura nas ligas com memória de forma, permitindo que estas diminuam o seu comprimento em cerca de 4 a 5%.

Uma vez que as ligas *LMF* permitem extensões na ordem dos 4 a 5% a estrutura da torre poderá variar entre duas configurações extremas: uma mais alta e mais estreita e outra mais baixa e mais larga. Assim, a torre tensíntegra idealizada terá a capacidade de alternar entre duas configurações com dimensões diferentes e, conseqüentemente, com frequências próprias diferentes, como se verá com maior rigor mais à frente. Assim, esta torre terá a possibilidade de alterar a sua frequência própria e assim afastar-se de fenómenos de ressonância. A mitigação das acelerações na estrutura é então conseguida através da variação da configuração da estrutura conforme a frequência da excitação é mais próxima da frequência própria de uma ou de outra configuração da torre.

Os apoios da estrutura não poderão restringir os movimentos descritos anteriormente, pelo que um dos apoios deverá ser fixo, enquanto que os outros três apoios deverão ser móveis através de três carris dirigidos para o centro da estrutura.

Construiu-se um modelo experimental à escala reduzida para validar o efeito descrito nos parágrafos anteriores, tendo-se realizado um modelo numérico de elementos finitos do protótipo experimental utilizando o programa de cálculo automático: *SAP2000*. Através da modelação matemática do modelo reduzido procurou-se validar os resultados obtidos experimentalmente e, assim, ter alguma segurança numa possível extrapolação dos resultados para uma estrutura à escala real e, assim, prever o funcionamento e eficácia do algoritmo de controlo de vibrações numa estrutura real.

Nos próximos capítulos será desenvolvida uma análise do funcionamento das ligas com memória de forma, em que se investigou as propriedades físicas e mecânicas que se deverão ter em conta aquando da modelação em *SAP2000*. Será também realizada uma análise dinâmica da estrutura em “X”, que será fundamental para a optimização das dimensões que cada unidade básica terá de ter para maximizar a eficiência da alteração de forma desejada. Será também desenvolvida uma descrição do modelo reduzido construído e quais os materiais empregues, assim como algumas considerações levadas em conta.

### 3.2.1 LIGAS COM MEMÓRIA DE FORMA (LMF)

As ligas com memória de forma, ou ligas SMA (na sua designação mais comum, que provém do inglês: “*Shape-Memory Alloy*”), são ligas metálicas que, tal como o nome indica, memorizam a sua forma inicial e, após sofrerem uma deformação, podem retornar à sua posição original através da aplicação de calor.

O efeito de memória de forma foi inicialmente observado em 1938 por Greninger e Mooradian na liga de Cobre e Zinco, tendo sido desenvolvida, posteriormente (em 1963), aquela que é a liga LMF mais utilizada e mais conhecida: a liga NiTi, de Níquel e Titânio, sendo que este efeito também pode ser conseguido através da combinação de outros metais como o ouro ou o ferro. As ligas LMF tiveram uma grande aplicação nos últimos anos em diversos campos, nomeadamente, na indústria automóvel, na tecnologia aeroespacial, em aplicações biomédicas e robóticas, uma vez que constituem uma alternativa muito interessante aos habituais atuadores tais como atuadores hidráulicos, pneumáticos ou motorizados.

As ligas LMF podem estar presentes em duas fases distintas: a martensítica e a austenítica, sendo que as ligas podem passar da fase martensítica para a fase austenítica através dum aquecimento e vice-versa através do arrefecimento, como está exemplificado na Figura 3-5. A principal propriedade que confere a estas ligas o efeito de memória de forma é a possibilidade destas ligas sofrerem transformações cristalinas completamente reversíveis, ou seja, mediante a aplicação de calor, os átomos das ligas LMF sofrem um rearranjo, formando uma nova estrutura cristalina estável.

Na Figura 3-5 pode-se observar um gráfico que traduz a evolução da fração martensítica em função da temperatura, num estado livre de tensões. Durante o aquecimento, o material percorre a curva superior, sendo que a formação da fase austenítica é iniciada quando se atinge a temperatura  $A_s$ . A transformação para a fase austenítica estará completada assim que se atingir a temperatura  $A_f$ . Durante o arrefecimento, a liga percorre a curva inferior, sendo que, para temperaturas inferiores a  $M_s$  inicia-se a transformação para a fase martensítica, ficando 100% completa assim que se atinga a temperatura  $M_f$ . As temperaturas de transformação de fase e a forma das curvas são características de cada liga e variam conforme a sua composição química e tratamento térmico.

A diferença observada entre a curva da transformação devida ao aquecimento e a curva da transformação devida ao arrefecimento dá origem a um fenómeno de histerese, proporcionando uma dissipação de energia mecânica. Diversos trabalhos

têm vindo a ser desenvolvidos por forma a aproveitar esta propriedade das ligas *LMF*, através da utilização das ligas como dissipadores de energia.

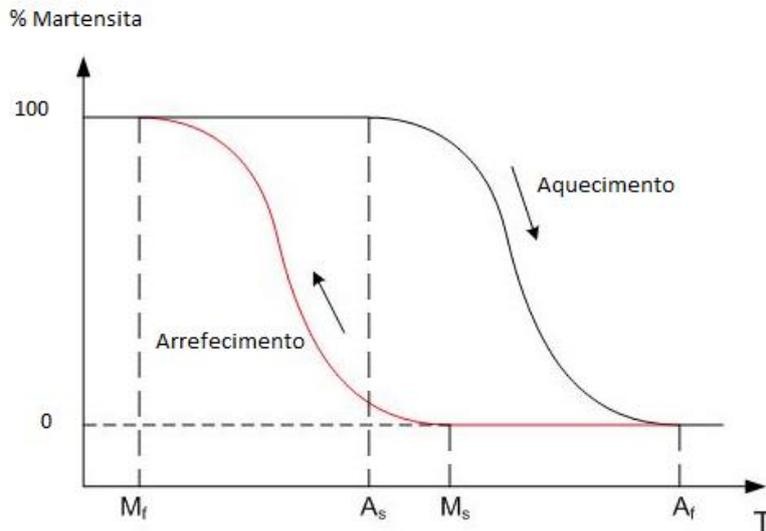


FIGURA 3-5 - EVOLUÇÃO DA FRAÇÃO MARTENSÍTICA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA NA LIGA *LMF*

O fenómeno de dissipação de energia pode também ser observado na Figura 3-6 em que se pode observar um gráfico que representa uma curva de tensão-deformação esquemática que se obtém por submissão do material a um ciclo de tração/descompressão, na fase austenítica. Observa-se também que as ligas apresentam um comportamento elástico linear até uma determinada tensão, seguido de uma fase em que se observa uma grande deformação para um pequeno aumento de tensão. Ao retirar a tração, o material volta ao seu estado inicial através duma curva diferente daquela que percorreu durante o carregamento, sofrendo um fenómeno de histerese. A área entre as duas curvas representa a energia dissipada durante o fenómeno de histerese. Note-se também que a liga não sofre quaisquer deformações residuais.

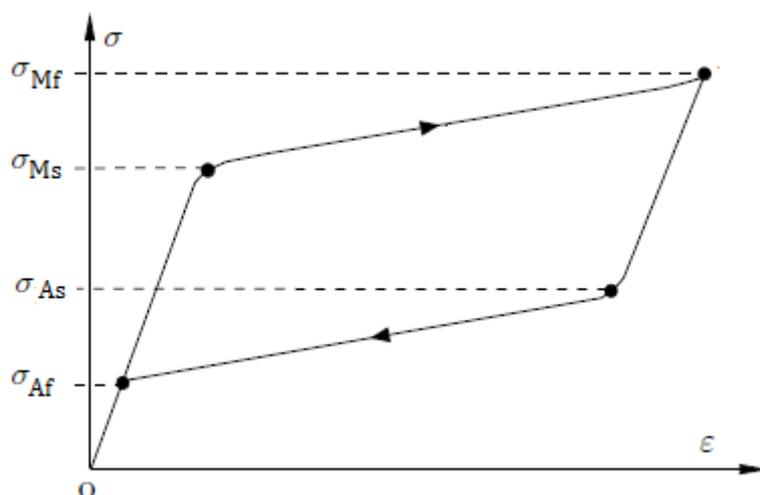


FIGURA 3-6 - CURVA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS LIGAS LMF

As ligas com memória de forma apresentam algumas propriedades interessantes que as destacam dos atuadores convencionais, nomeadamente, uma grande capacidade de carga, permite extensões até 8% sem deformações residuais, excelente resposta a ações repetitivas, ou seja, não apresenta problemas relativos a fadiga, apresenta uma variação do módulo de elasticidade em função da transformação de fase e, as três características mais importantes: efeito de memória de forma, a pseudo-elasticidade e a quasiplasticidade. Para uma temperatura inferior a  $M_f$ , as ligas *LMF* apresentam um comportamento quasiplástico, que é caracterizado por uma deformação residual proveniente de uma reorientação martensítica induzida mecanicamente (Krishnan et al., 1974). A pseudo-elasticidade manifesta-se para temperaturas superiores a  $A_f$ , sendo caracterizada por uma recuperação da deformação após se retirar a tensão, para temperaturas acima da fase austenítica (Castilho e Silva, 2011).

Existem ainda dois tipos de ligas *LMF* distintos: um em que as ligas apresentam um comportamento de memória de forma unidirecional e outro em que as ligas apresentam um efeito de memória de forma bidirecional. As ligas de comportamento unidirecional quando estão no seu estado frio (temperatura abaixo de  $A_s$ ) podem ser deformadas numa determinada forma, mantendo essa forma até ser aquecida a uma temperatura acima da temperatura de transição. Após o aquecimento, a liga retorna à sua forma original, sendo que ao arrefecer a liga mantém a sua forma do estado quente até ser deformada novamente, ou seja, o arrefecimento deste tipo de ligas não provoca uma alteração de forma macroscópica. As ligas com comportamento de memória de forma bidirecional permitem recordar duas formas distintas: uma para baixas temperaturas e outra para altas temperaturas. Assim, estas ligas conseguem alternar entre estas duas formas distintas unicamente através da variação da temperatura das mesmas.

Apesar das propriedades enunciadas anteriormente e que tornam as ligas *LMF* num material de inúmeras aplicações vantajosas em engenharia, as ligas com memória de forma apresentam algumas desvantagens, nomeadamente no tempo de resposta. Os atuadores *LMF* são normalmente ativados através da passagem duma corrente elétrica, resultando num aquecimento das ligas devido ao efeito de *Joule*. No entanto, a desativação é conseguida apenas por convecção, através da transferência livre de calor com o ambiente exterior, resultando numa atuação assimétrica, em que o tempo de desativação é muito superior ao tempo de ativação. No entanto, existem algumas tentativas de reduzir esta assimetria na resposta dos atuadores *LMF* através de mecanismos de convecção forçada ou através do recobrimento das ligas *LMF* com um material condutor que permita manipular o ritmo de transferência de calor, por forma a reduzir o tempo de desativação dos atuadores.

Outra desvantagem dos atuadores *LMF* é a possibilidade de atuações não intencionais em situações em que a temperatura ambiente não é controlada e, por isso, os atuadores podem manifestar deformações não intencionais devidas a variações da temperatura exterior.

A tensão de cedência das ligas *LMF* é relativamente superior à grande generalidade dos metais utilizados em engenharia, sendo que, no caso da liga *NiTi* a tensão de cedência pode chegar até aos 500 MPa.

#### 3.2.1.1 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS LIGAS *LMF FLEXINOL*

As ligas *LMF* utilizadas no modelo reduzido são as ligas de Níquel e Titânico com o nome comercial de *Flexinol*, produzidas pela marca *Dynalloy, Inc.* Das especificações técnicas fornecidas pelo fabricante é possível indicar algumas propriedades físicas importantes da liga *Flexinol*:

- Diâmetro: 0.5 mm;
- Densidade: 6.45 g/cm<sup>3</sup>;
- Calor específico: 0.2 cal/g.°C;
- Ponto de fusão: 1300 °C;
- Condutividade térmica: 0.18 W/cm °C;
- Coeficiente de expansão térmica:
  - Austenítica: 11.0×10<sup>-6</sup> /°C;
  - Martensítica: 6.6×10<sup>-6</sup> /°C;
- Resistência elétrica aproximada:
  - Austenítica: 100 micro-ohms.cm;
  - Martensítica: 80 micro-ohms.cm;

O módulo de elasticidade das ligas *LMF* é muito importante, nomeadamente na fase da modelação computacional da estrutura adaptiva que se está a analisar. O módulo de elasticidade destas ligas varia conforme a fase em que esta se encontra, uma vez que, a variação da estrutura cristalina das ligas leva a uma variação do módulo de elasticidade. Na bibliografia relativa a esta temática, o módulo de elasticidade varia bastante, assim como a composição relativa da mesma. Para as ligas compostas por 50% de titânio e 50% de níquel (tal como a liga da marca *Flexinol*), o módulo de elasticidade na fase martensítica varia entre os 28 GPa e os 36 GPa, enquanto que na fase austenítica, o módulo de elasticidade varia entre os 60 GPa e os 75 GPa.

O coeficiente de *Poisson* das ligas *NiTi* varia entre os 0,30 e os 0,33, dependendo da marca que comercializa a liga.

Do manual do *Flexinol* podemos também retirar o seguinte gráfico (Figura 3-7), que nos mostra a extensão na liga (em %), em função da temperatura a que esta se encontra durante um ciclo de aquecimento/arrefecimento para dois tipos de ligas *Flexinol* diferentes. Uma em que a fase austenítica se inicia à temperatura de 70°C (“LT”) e outra em que esta fase se inicia à temperatura de 90°C (“HT”). A liga *LMF* utilizada neste trabalho será a liga “HT”, pelo que as curvas realmente importantes para este trabalho são as curvas de cor vermelha e azul escura ilustradas na Figura 3-7. Podemos aferir que a extensão máxima que poderemos obter nas ligas utilizadas é de cerca de 4,5% para uma temperatura próxima dos 100°C.

As ligas *LMF* utilizadas como atuadores na estrutura adaptativa proposta apresentam efeito de memória de forma bidirecional, uma vez que se procura tirar partido da capacidade das ligas de alternarem entre a forma de baixas temperaturas e a forma de altas temperaturas unicamente através da variação da temperatura das mesmas.

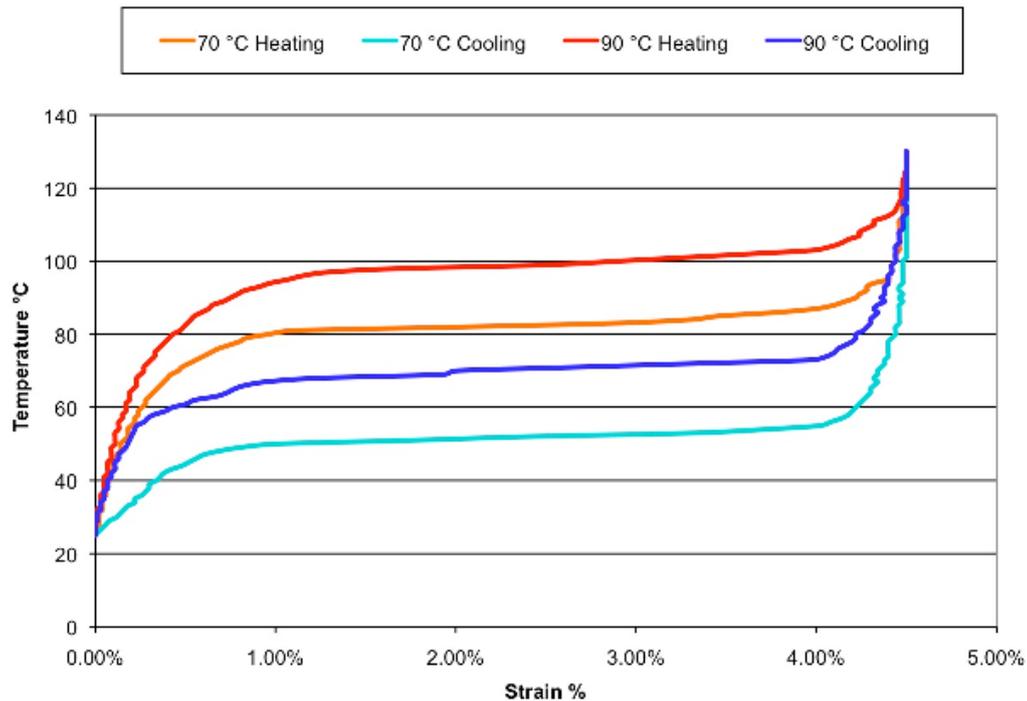


FIGURA 3-7 - EXTENSÃO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA PARA DUAS LIGAS DISTINTAS DA MARCA DINALLOY, INC.

### 3.2.2 ALGORITMO *PID*

O algoritmo *PID*, ou controlador *PID*, é um dos algoritmos mais utilizados em sistemas de controlo industriais atualmente. O controlador *PID* calcula um valor conhecido como o erro entre uma variável que se está a medir e um determinado valor objetivo, sendo que, depois o controlador procura minimizar este erro através de uma resposta que depende de três parâmetros. Como o nome indica, o algoritmo *PID* é composto por três parâmetros: um proporcional, um integral e um derivativo, designados por *P*, *I* e *D*, respetivamente. Simplificadamente, estes parâmetros podem ser interpretados em termos do tempo do seguinte modo: *P* depende do erro presente, *I* depende da acumulação de erros no passado e o *D* é uma predição dos erros futuros.

O princípio de funcionamento básico por detrás de um controlador *PID* é efetuar uma leitura num sensor e, de seguida, calcular a resposta de saída do atuador através dum cálculo proporcional, integral e derivativo e somar estes três parâmetros para determinar a resposta de saída.

Algumas aplicações requerem apenas a utilização de um ou dois dos parâmetros para que se tenha um sistema de controlo apropriado. Isto consegue-se igualando a zero os parâmetros que não se querem utilizar.

Definindo  $u(t)$  como a resposta de saída do controlador em função do tempo, o algoritmo *PID* tem a seguinte forma final:

$$u(t) = K_p e(t) + K_i \int_0^t e(\tau) d\tau + K_d \frac{d}{dt} e(t)$$

Em que:

- $K_p$  é o ganho proporcional;
- $K_i$  é o ganho integral;
- $K_d$  é ganho derivativo;
- $e$  é o erro;
- $t$  é o tempo instantâneo;
- $\tau$  é a variável de integração (toma valores entre o tempo 0 e o presente  $t$ ).

#### 3.2.2.1 TERMO PROPORCIONAL

O termo proporcional produz um valor de saída proporcional ao valor do erro em cada instante. O ajuste da resposta é conseguido através da multiplicação do erro por uma constante  $K_p$  conhecida como ganho proporcional. O termo proporcional é dado por:

$$P_{out} = K_p e(t)$$

Se o ganho proporcional for um valor muito elevado, o sistema de controlo pode-se tornar instável, ao invés, se o ganho proporcional tiver um valor muito baixo, a ação de controlo é muito reduzida face a uma perturbação exterior o que torna o sistema de controlo pouco sensível.

#### 3.2.2.2 TERMO INTEGRAL

O termo integral gera um valor de saída que é proporcional à magnitude do erro e à duração do erro. Num controlador *PID*, o termo integral representa a soma dos erros instantâneos ao longo do tempo e, assim, a resposta integral irá aumentando

ao longo do tempo, a menos que o erro seja nulo. A sua função é, portanto, eliminar o erro residual num estado estacionário que ocorre num controlador unicamente proporcional. A resposta do termo integral é dada pela multiplicação do acumulado obtido pela soma dos erros instantâneos pelo ganho integral  $K_i$ :

$$I_{out} = K_i \int_0^t e(\tau) d\tau$$

### 3.2.2.3 TERMO DERIVATIVO

O termo derivativo é calculado através da determinação do declive do erro ao longo do tempo e multiplicando-o pelo ganho derivativo  $K_d$ . O termo derivativo é dado por:

$$D_{out} = K_d \frac{d}{dt} e(t)$$

Desta forma, o termo derivativo prevê o comportamento do sistema e, assim, melhora quer o tempo de resposta quer a sua estabilidade.

### 3.2.2.4 APLICAÇÃO DO ALGORITMO *PID* NO TRABALHO DESENVOLVIDO

O algoritmo *PID* será utilizado neste trabalho para controlar a temperatura das ligas *LMF* constituintes da estrutura proposta. Através do ambiente gráfico de desenvolvimento de sistemas *LabVIEW* da *National Instruments*, será desenvolvido um algoritmo *PID* de controlo da temperatura das ligas *LMF* em tempo real.

A leitura da temperatura das ligas *LMF* é conseguida através de termopares colocados em contacto com as mesmas. Os valores da temperatura são transpostos para a plataforma do *LabVIEW* em tempo real e que, através do algoritmo *PID*, consegue calcular a voltagem que é necessária aplicar às ligas *LMF* para que estas fiquem à temperatura desejada.

Como já foi referido anteriormente, o aquecimento das ligas é conseguido por efeito de *Joule* através da aplicação duma corrente elétrica nas mesmas, ou seja, o *LabVIEW* terá de calcular instantaneamente a voltagem necessária de aplicar às ligas para que estas alcancem a temperatura pretendida. No caso do arrefecimento, este faz-se por convenção e, por isso, não se aplica qualquer corrente elétrica nas ligas *LMF*.

O algoritmo *PID* desenvolvido terá de ser um algoritmo de *feedback*, uma vez que se estabelece uma temperatura objetivo (que, como se verá mais à frente será de 80°C), sendo que o algoritmo calcula o erro face à temperatura lida pelos termopares. De seguida, tendo em conta o erro determinado, o algoritmo calcula a resposta que terá de impor ao sistema (através dos ganhos definidos anteriormente), ou seja, altera a temperatura das ligas. O algoritmo volta a ler a temperatura nas ligas da estrutura e compara-a com a temperatura objetivo, volta a calcular o erro entre as duas temperaturas e calcula a resposta necessária de impor no sistema e assim sucessivamente até minimizar o erro. O algoritmo de controlo utilizado nesta dissertação está esquematizado na Figura 3-8.

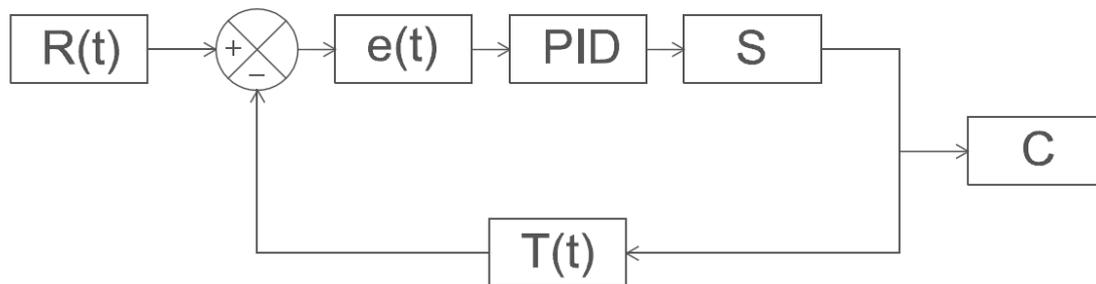


FIGURA 3-8 – DIAGRAMA DO SISTEMA DE CONTROLO EM MALHA FECHADA

Em que:

- $R(t)$  representa a variável objetivo (temperatura objetivo);
- $e(t)$  representa o erro calculado pelo algoritmo de controlo;
- PID representa o algoritmo PID que calcula a resposta a impor ao sistema;
- S representa o Sistema;
- C é a ação de controlo;
- $T(t)$  representa a leitura lida pelos sensores do sistema.



# CAPÍTULO 4

## ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA EM “X”

O principal objetivo da análise dinâmica de estruturas é a investigação do seu comportamento quando sujeitas a uma determinada solicitação. Em engenharia civil, as estruturas estão sujeitas a diversos tipos de solicitações dinâmicas tais como ações pedestres, trânsito, sendo que até o próprio peso próprio da estrutura, ou peso das pessoas, mobiliário, neve, etc. podem ser considerados como solicitações dinâmicas. Outros tipos de solicitações dinâmicas importantes são as ações do vento e as solicitações sísmicas. Assim, através da análise dinâmica de estruturas, os engenheiros civis conseguem prever qual o comportamento que uma estrutura apresenta face a uma determinada solicitação dinâmica. Desta forma, consegue-se antecipar o impacto destas ações não só na segurança da própria estrutura mas também na verificação dos níveis de conforto dos ocupantes dos edifícios.

Do ponto de vista matemático, o comportamento de uma estrutura com vários graus de liberdade, face a uma solicitação dinâmica, é descrito pela equação fundamental da dinâmica, ou também conhecida como equação de equilíbrio dinâmico:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (1)$$

Assim, a caracterização do comportamento dinâmico de estruturas requer a definição de três matrizes: a matriz de rigidez  $[K]$ , a matriz de massa  $[M]$  e a matriz de amortecimento  $[C]$ . O vetor  $\{u\}$  é o vetor de deslocamentos e representa os deslocamentos ao nível dos vários graus de liberdade da estrutura em função do tempo, sendo que  $\{\dot{u}\}$  representa a primeira derivada do vetor dos deslocamentos em função do tempo e reproduz a velocidade ao nível dos vários graus de liberdade da estrutura em função do tempo,  $\{\ddot{u}\}$  representa a segunda derivada do vetor dos deslocamentos em função do tempo e reproduz a aceleração nodal em função do tempo. Finalmente, o vetor  $\{F\}$  representa a solicitação dinâmica a que a estrutura está sujeita.

A matriz de rigidez de uma estrutura pode ser definida como a matriz  $[K]$ , cujo termo genérico  $[k_{ij}]$  representa a força de restituição elástica desenvolvida na direcção  $i$  devida a um deslocamento unitário segundo a direcção  $j$ . De modo similar à matriz de rigidez, designa-se por matriz de massa a matriz  $[M]$  cujo termo genérico

$[m_{ij}]$  representa a força de inércia desenvolvida na direcção  $i$  devida a uma aceleração unitária imposta segundo a direcção  $j$ . A matriz de amortecimento  $[C]$  pode ser definida de forma análoga à matriz de massa, contudo, na grande maioria dos casos, a sua definição explícita não é necessária. No entanto, quando necessário a matriz de amortecimento pode ser definida por proporcionalidade à matriz de rigidez e à matriz de massa recorrendo aos coeficientes de amortecimento de Rayleigh. No entanto, como se verá mais à frente, não será necessário proceder a esta definição no âmbito desta dissertação.

As estruturas tensíntegras são um grupo especial das estruturas espaciais e reticuladas. A sua estabilidade é garantida através da implementação dum estado pré-tensionado entre elementos tracionados e elementos comprimidos. Assim, a caracterização dinâmica de estruturas tensíntegras apresenta algumas particularidades e implica uma abordagem diferente das estruturas mais convencionais em engenharia civil.

Oppenheim e Williams (em 2001) investigaram o comportamento dinâmico de algumas tensegridades básicas, tendo concluído que o amortecimento natural dos elementos das estruturas tensíntegras é muito pouco mobilizado devido à existência de mecanismos infinitesimais. Assim, a matriz de amortecimento não apresenta relevância na caracterização do comportamento dinâmico de estruturas tensíntegras.

As estruturas tensíntegras são estruturas particularmente leves e com grande flexibilidade pelo que apresentam uma não-linearidade geométrica, o que requer a aplicação de técnicas de análise especiais, mesmo para solicitações estáticas. Múltiplas investigações nas últimas décadas resultaram num grande número de modelos de caracterização dinâmica lineares e não lineares de estruturas tensíntegras. No entanto, Motro et al. em 1986 mostraram que a equação do movimento linear caracteriza eficientemente o comportamento dinâmico destas estruturas, em vez de modelos dinâmicos não-lineares.

À semelhança de diversos autores que procuraram caracterizar o comportamento dinâmico de estruturas tensíntegras (Sultan et al. em 2002 ou, mais recentemente, Bel Hadj Ali et. Al em 2009), também nesta dissertação será utilizada a equação de movimento linear para caracterizar o comportamento dinâmico de estrutura proposta:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K_T]\{u\} = \{F\} \quad (2)$$

Em que  $[K_T]$  representa a matriz de rigidez tangencial, que pode ser decomposta na matriz de rigidez linear  $[K_E]$ , válida para análises de estruturas com pequenos deslocamentos, e a matriz geométrica  $[K_G]$  induzida pelo pré-esforço (N. Bel Hadj e Smith, 2009). No entanto, nesta dissertação, a caracterização dinâmica da

estrutura em "X" será realizada considerando válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e, por isso, o pré-esforço na estrutura não terá grande relevância na definição da matriz de rigidez da estrutura.

A caracterização dinâmica da estrutura em "X" pode ser feita de forma genérica em função de algumas variáveis características da estrutura, sendo que, algumas delas estão ilustradas na Figura 4-1.

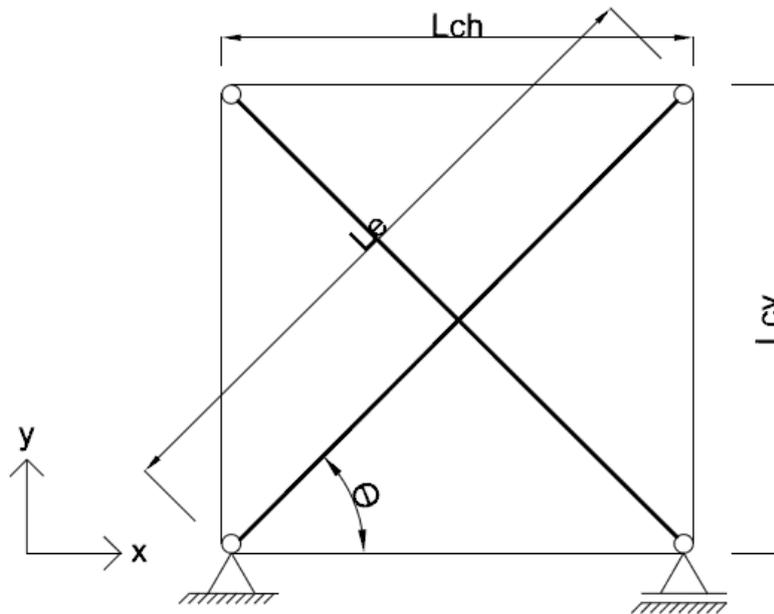


FIGURA 4-1 - ESTRUTURA EM "X" ANALISADA

As variáveis necessárias à completa caracterização dinâmica da estrutura em "X" são:

- $L_e$ , comprimento das escoras da estrutura;
- $L_{cv}$ , comprimento dos cabos verticais;
- $L_{ch}$ , comprimento dos cabos horizontais;
- $\theta$  ângulo formado entre uma escora e um cabo horizontal;
- $EA_c$ , rigidez axial dos cabos;
- $EA_e$ , rigidez axial das escoras.
- $m$ , massa dos elementos da estrutura.

Note-se que se considera que o comprimento dos dois cabos verticais ou dos dois cabos horizontais são iguais entre si, ou seja, não se vão considerar configurações em que os dois cabos paralelos têm comprimentos diferentes.

Note-se também que, para simplificar o problema, podemos reduzir o número de variáveis associadas à estrutura analisada, ou seja:

$$L_{Ch} = L_e \cos \theta \quad (3)$$

$$L_{Cv} = L_e \sin \theta \quad (4)$$

#### 4.1 MATRIZ DE RIGIDEZ

Como foi descrito anteriormente, a matriz de rigidez de uma estrutura pode ser definida como a matriz  $[K]$ , cujo termo genérico  $[k_{ij}]$  representa a força de restituição elástica desenvolvida na direcção  $i$  devida a um deslocamento unitário segundo a direcção  $j$ . Assim, através da aplicação do Método dos Deslocamentos e considerando os graus de liberdade apresentados na Figura 4-2, podemos construir a matriz de rigidez da estrutura em "X".

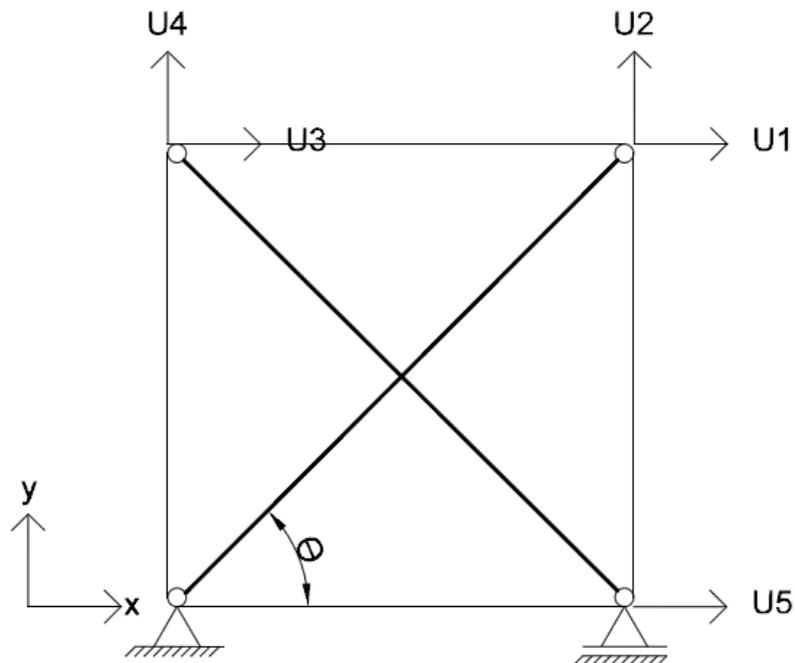


FIGURA 4-2 - ESTRUTURA EM "X" E OS SEUS 5 GRAUS DE LIBERDADE

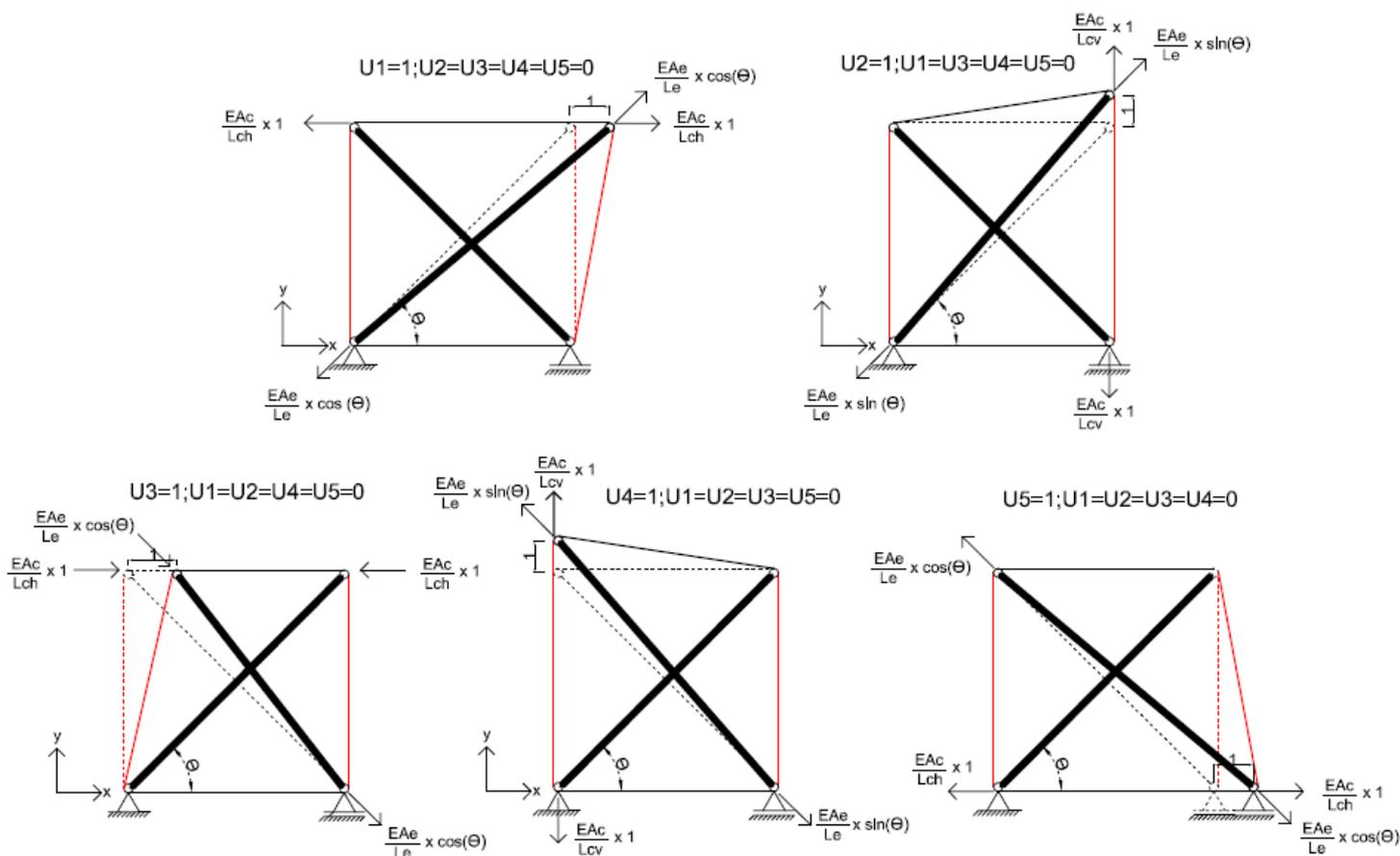


FIGURA 4-3 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS À ESTRUTURA EM "X" ANALISADA

Através da análise genérica esquematizada na Figura 4-3 podemos definir a matriz de rigidez em função das variáveis evidenciadas na Figura 4-1:

$$[K] =$$

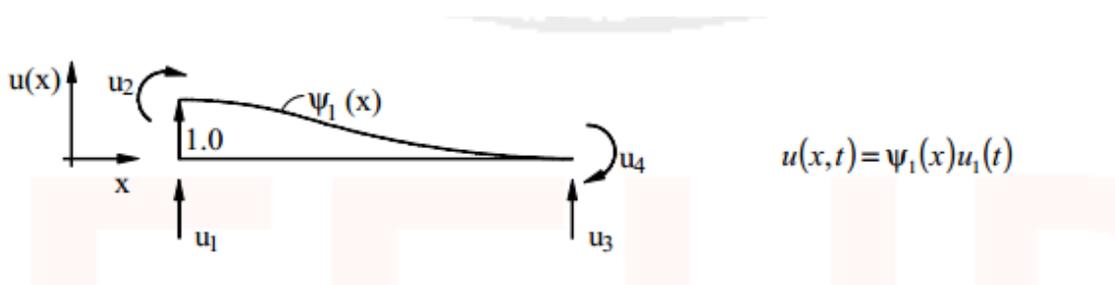
$$= \begin{bmatrix} \frac{EA_e}{L_e} \cos^2 \theta + \frac{EA_c}{L_{ch}} & \frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta & -\frac{EA_c}{L_{ch}} & 0 & 0 \\ \frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA_e}{L_e} \sin^2 \theta + \frac{EA_c}{L_{cv}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA_c}{L_{ch}} & 0 & \frac{EA_e}{L_e} \cos^2 \theta + \frac{EA_c}{L_{ch}} & -\frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta & -\frac{EA_e}{L_e} \cos \theta^2 \\ 0 & 0 & -\frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA_e}{L_e} \sin^2 \theta + \frac{EA_c}{L_{cv}} & \frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta \\ 0 & 0 & -\frac{EA_e}{L_e} \cos \theta^2 & \frac{EA_e}{L_e} \sin \theta \cos \theta & \frac{EA_e}{L_e} \cos^2 \theta + \frac{EA_c}{L_{ch}} \end{bmatrix}$$

## 4.2 MATRIZ DE MASSA

Como foi descrito anteriormente, a matriz de massa de uma estrutura pode ser definida como a matriz  $[M]$  cujo termo genérico  $[m_{ij}]$  representa a força de inércia desenvolvida na direcção  $i$  devida a uma aceleração unitária imposta segundo a direcção  $j$ .

Para caracterizar a matriz de massa da estrutura em “X” considerou-se, simplificada, que os cabos seriam elementos sem massa, uma vez que a reduzida área da sua secção transversal faz com que a sua massa seja muito reduzida e que tenha pouca importância na definição da matriz de massa. Assim, considerou-se apenas a massa distribuída nas escoras, o que resulta numa matriz de massa consistente.

Para sistemas de massa distribuída, a matriz de massa é calculada da seguinte forma:



Aplicando uma aceleração unitária segundo a direcção  $u_1$  e derivando  $u(x)$  em ordem ao tempo resulta:

$$\ddot{u}(x, t) = \Psi_1(x)\ddot{u}_1(t) \quad (5)$$

Consequentemente, as forças de inércia da estrutura são dadas por:

$$m \ddot{u}(x, t) = m \Psi_1(x)\ddot{u}_1(t) \quad (6)$$

Quando  $\ddot{u}_1 = 1$  a força de inércia que se desenvolve na direcção 2 pode ser obtida por aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais, impondo um deslocamento virtual unitário segundo  $u_2$ , ao qual corresponde uma deformada dada por  $\Psi_2(x)$  (Raimundo Delgado et al., 2000) e, assim:

$$m_{21} = \int_0^l m \Psi_1(x)\Psi_2(x) dx \quad (7)$$

Assim, aplicando uma aceleração unitária ao nível de cada um dos graus de liberdade da estrutura em “X” podemos obter a matriz de massa consistente de quatro

colunas e quatro linhas em função da variável  $m$ , que representa a massa de uma escora em toneladas, e do ângulo  $\theta$  formado entre uma escora e um cabo horizontal.

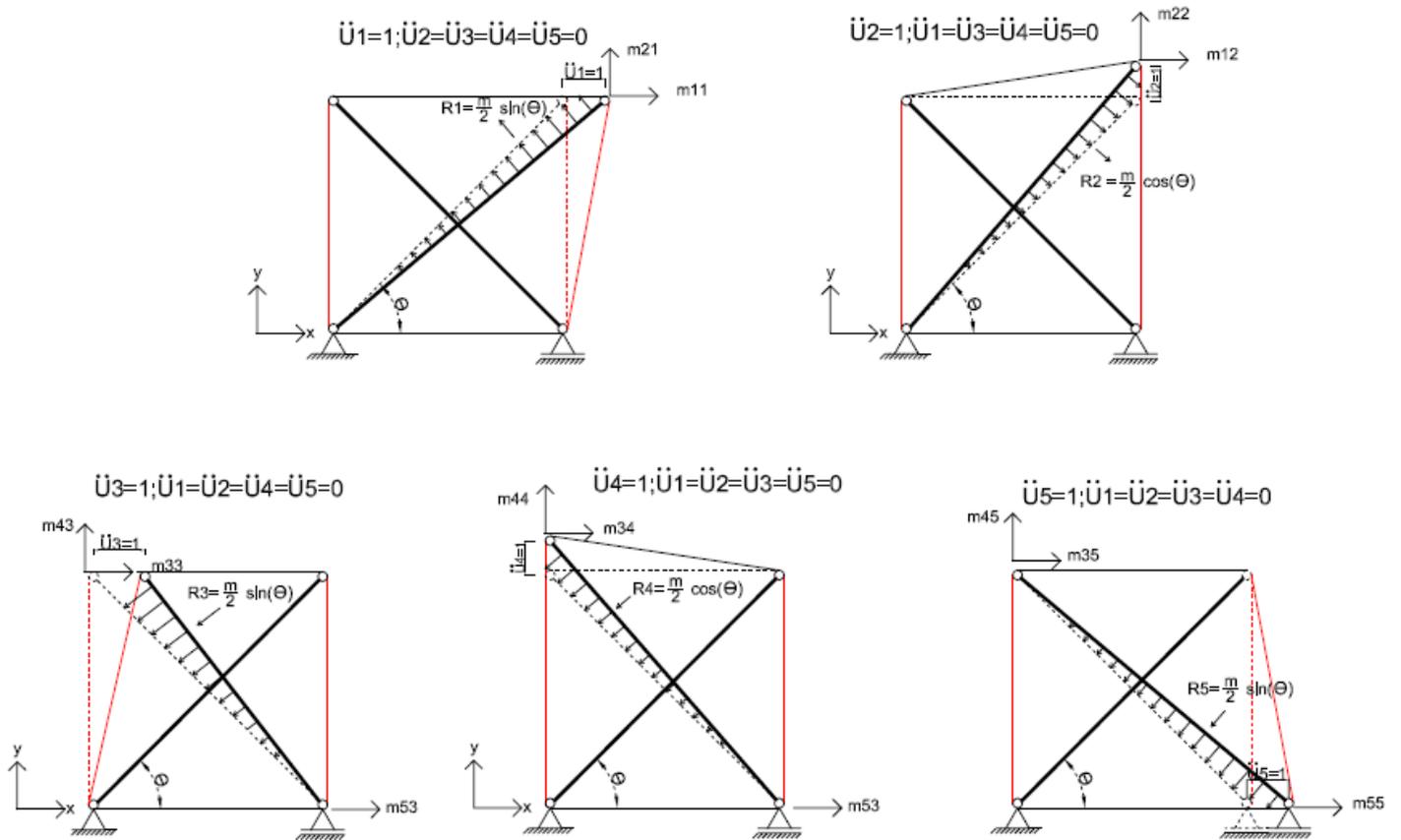


FIGURA 4-4 - MÉTODO APLICADO NO CÁLCULO DA MATRIZ DE MASSA DA ESTRUTURA EM "X"

Aplicando o método representado na Figura 4-4 pode-se calcular a matriz de massa genérica da estrutura em "X":

$$[M] = \begin{bmatrix} \frac{m}{3} \sin^2 \theta & -\frac{m}{3} \sin \theta \cos \theta & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{m}{3} \sin \theta \cos \theta & \frac{m}{3} \cos^2 \theta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{m}{3} \sin^2 \theta & \frac{m}{3} \sin \theta \cos \theta & \frac{m}{6} \sin^2 \theta \\ 0 & 0 & \frac{m}{3} \sin \theta \cos \theta & \frac{m}{3} \cos^2 \theta & \frac{m}{6} \sin \theta \cos \theta \\ 0 & 0 & \frac{m}{6} \sin^2 \theta & \frac{m}{6} \sin \theta \cos \theta & \frac{m}{3} \sin^2 \theta \end{bmatrix}$$

### 4.3 ANÁLISE MODAL

Uma vez definidas a matriz de rigidez e a matriz de massa da estrutura podemos calcular os diferentes modos de vibração da estrutura, assim como as frequências de vibração associadas a cada um desses modos.

As frequências e os modos de vibração são obtidos através da resolução da equação que define o problema de vectores e valores próprios generalizados, que tem a seguinte forma:

$$([K] - \omega^2[M])\varphi = 0 \quad (8)$$

Para que exista uma solução além da solução não nula, o determinante deste sistema tem de ser nulo, ou seja:

$$\det([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (9)$$

Para uma estrutura com  $n$  graus de liberdade, a condição de determinante nulo conduz a uma equação polinomial de grau  $n$ , que se denomina equação característica, sendo que as  $n$  soluções desta equação ( $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ ) representam as frequências dos  $n$  modos de vibração, às quais está associado um vetor próprio  $\varphi_n$  que representa o modo de vibração da estrutura.

A determinação dos valores e dos vectores próprios é feita recorrendo a métodos numéricos, sendo que, neste caso, será utilizado o Método de *Jacobi*, que requer a definição da matriz dinâmica:

$$[D] = [K]^{-1}[M] \quad (10)$$

Consequentemente, as frequências próprias de vibração do sistema são obtidas através de:

$$\omega_n = \frac{1}{\sqrt{\text{Eigenvalues}([D])}} \quad (11)$$

Às quais está associado um modo de vibração dado por:

$$\varphi_n = \text{Eigenvectors}([D]) \quad (12)$$

#### 4.4 OPTIMIZAÇÃO DA FORMA INICIAL

Uma vez caracterizado o comportamento dinâmico da estrutura tensíntegra em “X” de forma genérica, procurou-se conhecer as dimensões que a estrutura terá de ter para maximizar a eficiência do algoritmo de controlo das vibrações, ou seja, procurou-se conhecer qual a influência da geometria inicial da estrutura na eficácia do controlo.

Como foi descrito anteriormente, as ligas com memória de forma ao serem aquecidas permitem extensões na ordem dos 4%, o que permite que a estrutura diminua de altura e aumente de largura (como está exemplificado na Figura 4-5, para uma estrutura em “X” com uma geometria inicial de 1,0x1,0 mxm) e, conseqüentemente varie a sua frequência própria de vibração. Assim, a eficácia do controlo de vibrações está associado à variação de frequência própria conseguida através da activação do sistema de controlo. Note-se que se considera por activação das ligas *LMF* o seu aquecimento por efeito de *Joule* até uma temperatura de 80°C.

Para representar a influência da forma inicial na eficácia do mecanismo de controlo proposto, definiu-se um gráfico (Figura 4-6) em ambiente *MATLAB* em que se apresenta a variação de frequência fundamental da estrutura (ou seja, variação entre a frequência inicial, antes da activação das ligas *LMF* e a frequência final, após a activação das ligas) em função do ângulo  $\theta$  (teta) da estrutura, formado entre uma escora e um cabo horizontal.

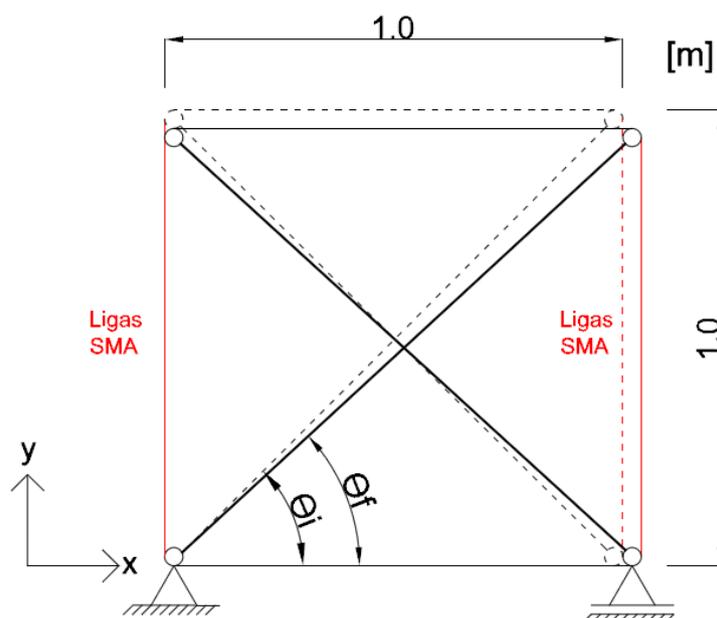


FIGURA 4-5 - MOVIMENTO DA ESTRUTURA EM "X" MOTIVADO POR UMA EXTENSÃO DE 4% NAS LIGAS LMF

Para a definição do gráfico ilustrado na Figura 4-6 considerou-se uma extensão nos cabos verticais de 4%, sendo que se definiu uma geometria inicial de 1,0x1,0 (m x m) (como a representada na Figura 4-5) e mantendo constante o comprimento dos cabos horizontais procedeu-se a incrementos de 0,1 m no comprimento dos cabos verticais (ligas *LMF*) e calculou-se a variação de frequência própria observada.

Note-se que, apesar do que foi escrito no capítulo 3.2.1 acerca das ligas com memória de forma, relativamente ao facto de que o seu módulo de elasticidade variar conforme a liga *LMF* esteja na fase martensítica ou na fase austenítica, considerou-se que a rigidez axial, quer das ligas, quer dos cabos e das escoras era constante durante o processo.

Por observação do gráfico ilustrado na Figura 4-6 podemos concluir que a eficiência do controlo de vibrações aumenta exponencialmente com o aumento do ângulo  $\theta$  (teta). Assim, para uma estrutura em "X" com a geometria inicial de 1,0x1,0 (ângulo  $\theta=45^\circ$ ) a diferença entre a frequência fundamental antes do aquecimento das ligas *LMF* e a frequência fundamental após o aquecimento das ligas (e a consequente extensão de 4% nas ligas *LMF*) seria de aproximadamente 6%.

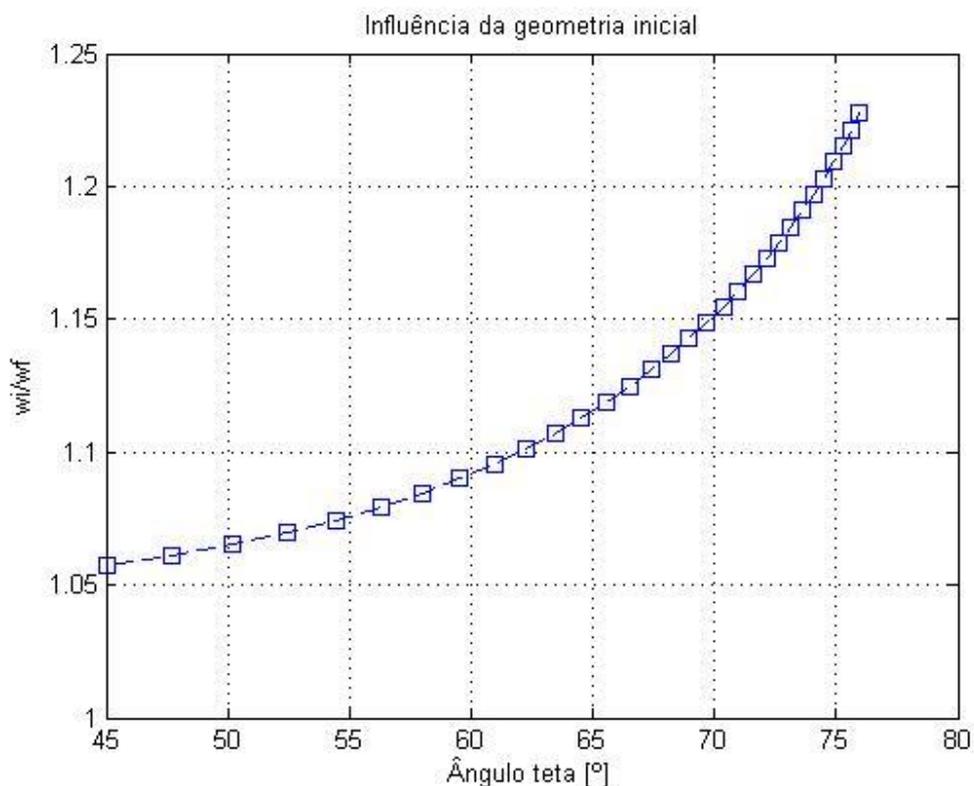


FIGURA 4-6 - INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA INICIAL NA EFICIÊNCIA DO CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Para uma estrutura em “X” com 4,0 m de altura e 1,0 m de largura ( $\theta=75,96^\circ$ ) a diferença entre a frequência própria da estrutura antes da activação das ligas *LMF* e a frequência própria após a activação das mesmas seria de aproximadamente 23%. No entanto, uma estrutura em “X” com esta geometria apresentaria outro tipo de problemas uma vez que, por ser muito esbelta, poderia apresentar problemas de estabilidade. Outro problema seria que os cabos horizontais para acompanharem o movimento da estrutura teriam de apresentar uma grande elasticidade e apresentar extensões na ordem dos 50%, o que não se prevê que seja muito fácil para os materiais correntes aplicados em estruturas de engenharia civil.

Logo, considerou-se como ótima a estrutura em “X” com a geometria de 3,0x1,0 (m x m), ou seja, o comprimento dos cabos verticais é três vezes superior ao comprimento dos cabos horizontais ( $\theta=71,57^\circ$ ), em que, segundo o modelo numérico definido em *MATLAB*, a variação entre as frequências fundamentais da estrutura antes e após a activação das ligas *LMF* é de 16%.

A geometria preconizada para o protótipo experimental está ilustrada na Figura 4-7. Está também indicada a variação dos comprimentos dos cabos verticais e dos cabos horizontais resultante do aquecimento das ligas *LMF*. Note-se que se considera que o comprimento das escoras é constante durante a activação das ligas. Em rigor, a

activação das ligas *LMF* aumenta a compressão nas escoras, o que conduz a uma extensão nas escoras não nula, no entanto, os deslocamentos exibidos pela estrutura são muito superiores à extensão sofrida pelas escoras, pelo que se pode ignorar a mesma.

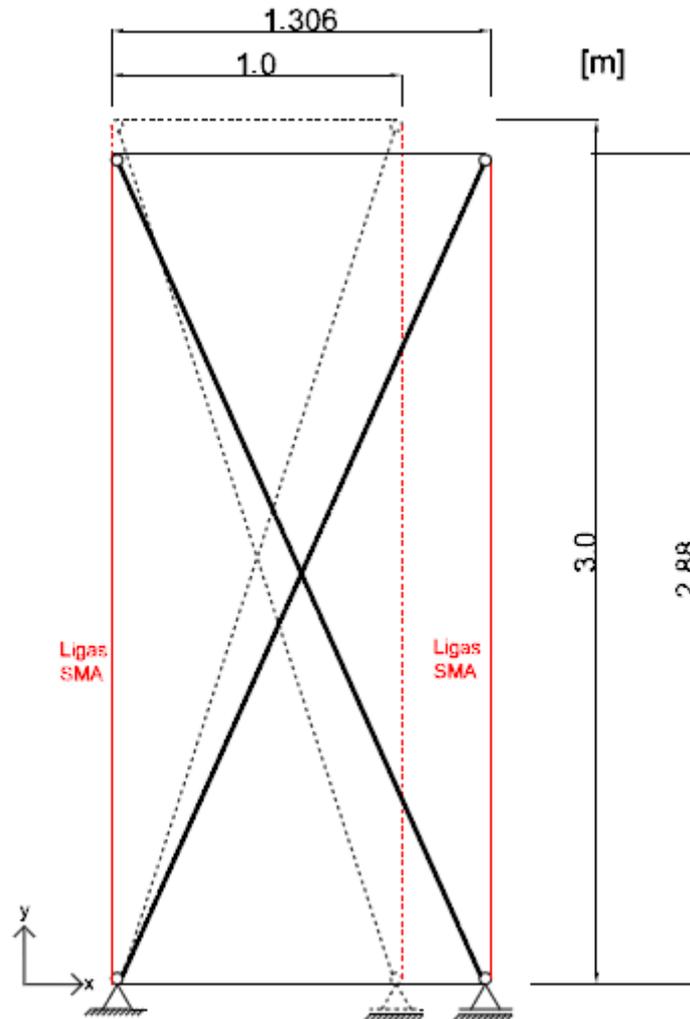


FIGURA 4-7 - GEOMETRIA ÓTIMA DA ESTRUTURA EM "X", E A VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO DOS SEUS ELEMENTOS DEVIDO À ACTIVACÃO DAS LIGAS LMF

Note-se que, na Figura 4-7, a estrutura a linha tracejada representa a estrutura em que as ligas *LMF* estão à temperatura ambiente e, a linha cheia está representada a estrutura após activação das ligas *LMF* e que, segundo o modelo numérico definido, apresentam uma variação de frequência fundamental de vibração de 16%.

Pela observação da Figura 4-7 podemos concluir que os cabos horizontais teriam de ter a capacidade de apresentar extensões na ordem dos 30,6% para permitir o movimento pretendido. No entanto, sabe-se que os materiais correntes em engenharia civil não permitem extensões desta ordem de grandeza sem sofrerem plastificações relevantes. Para fazer face a esta dificuldade são utilizadas molas

helicoidais de tração no lugar dos cabos horizontais. A grande vantagem da utilização destas molas é a simplificação da construção da estrutura, sendo possível controlar, mais facilmente, a força de pré-esforço imposta na estrutura (através do conhecimento da constante de rigidez  $k$  da mola e da sua extensão face à posição indeformada). Sabe-se, também, que estas molas acomodam facilmente uma extensão na ordem dos 30,6% sem que se danifiquem.



# CAPÍTULO 5

## MODELOS DESENVOLVIDOS

O comportamento dinâmico de estruturas pode ser representado através de modelos numéricos (como por exemplo, através do método dos elementos finitos) ou por modelos experimentais à escala real ou à escala reduzida. O principal objetivo destes modelos é ensaiar e conhecer o comportamento da estrutura face a diferentes ações dinâmicas e, assim, identificar as características dinâmicas mais relevantes, tais como a frequência própria, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento.

Como foi descrito nos capítulos anteriores, a estrutura proposta deverá ter a capacidade de sofrer alterações na sua forma e geometria por forma a alterar as suas frequências próprias e, assim, conseguir-se implementar um sistema de controlo de vibrações. Para validar o sistema de controlo proposto e para observar a mudança de geometria exibida na Figura 4-7, desenvolveu-se um modelo à escala reduzida da estrutura proposta. Desenvolveu-se também um modelo numérico em elementos finitos do modelo reduzido, utilizando o *software* SAP2000, para se validar os resultados obtidos experimentalmente. Uma vez validado o modelo numérico do modelo reduzido é possível extrapolar os resultados obtidos no modelo à escala reduzida para uma estrutura à escala real e, assim, consegue-se prever que resultados se obteriam numa estrutura real e qual a eficiência do algoritmo de controlo de vibrações idealizado.

### 5.1 MODELO À ESCALA REDUZIDA

Por forma a validar o algoritmo de controlo de vibrações proposto foi construído um modelo à escala reduzida da torre tensíntegra descrita no capítulo 3.2. O protótipo experimental construído é constituído por seis unidades básicas em “X”, pelo que será ensaiada numa única direção, tal como está ilustrado nas Figuras 5-1 e 5-2.

Através da construção do modelo à escala reduzida, para além da validação do mecanismo de controlo considerado, consegue-se identificar algumas características dinâmicas importantes, nomeadamente as frequências próprias da estrutura com as

ligas *LMF* à temperatura ambiente e as frequências próprias das estruturas com as ligas *LMF* a diferentes temperaturas. Através da construção do modelo à escala reduzida é também possível observar o efeito da alteração de forma experimentada pela estrutura quando se aquecem as ligas *LMF*, e qual o seu efeito na redução das acelerações impostas pela mesa sísmica na estrutura para diferentes tipos de ações dinâmicas (os resultados obtidos e a sua análise serão evidenciados em rigor no Capítulo 6).

Como se pode observar na Figura 4-7, os cabos verticais das estruturas básicas em “X” são constituídos por ligas *LMF* do tipo *NiTi* com um diâmetro de 0,5 mm. Os elementos horizontais do protótipo são constituídos por molas de tração helicoidais, sendo que, assim, consegue-se analisar de forma mais rigorosa o comportamento da estrutura. Sabendo-se o valor da constante elástica  $k$  da mola e a extensão na mesma é possível saber a força de pré-esforço imposta na estrutura. Optou-se então por molas helicoidais de tração com um comprimento indeformado de 13 cm e com uma constante elástica  $k = 90,556 \text{ N/m}$ . O valor da constante elástica da mola foi calculado através da lei de *Hooke*, segundo a qual a força produzida pela mola é diretamente proporcional ao seu deslocamento do estado inicial (equilíbrio), sendo essa constante de proporcionalidade a constante elástica  $k$ . Como tal, utilizaram-se uns pesos de massas conhecidas e mediram-se os deslocamentos provocados pela ação gravítica desses pesos na mola, determinando-se assim a constante elástica  $k$ .

As escoras da estrutura são compostas por elementos de madeira de pinho com um comprimento de 45 cm e com uma secção transversal retangular com as dimensões: 1,8x0,7 [cm x cm]. Uma vez que se pretende manter uma relação entre comprimento dos cabos verticais e comprimento dos cabos horizontais próxima da relação ótima encontrada no capítulo 4.4 (3 por 1), optou-se por um comprimento dos cabos horizontais de 14,5 cm e um comprimento dos cabos verticais de 42,6 cm o que faz com que a altura total do modelo reduzido seja de 127,8 cm. Note-se que as molas helicoidais de tração apresentam uma extensão inicial de 1,5 cm pelo que, assim, consegue-se ter uma ideia da força que as molas aplicam nas escoras de madeira e nas ligas *LMF*.

Nas Figuras 5-1 e 5-2 apresentam-se duas imagens do modelo à escala reduzida construído na Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa. Como se pode ver nas figuras, a estrutura está equipada com uma série de sensores, tais como, um acelerómetro num dos nós superiores de cada andar, um acelerómetro na mesa sísmica e um termopar. Os acelerómetros permitem medir as acelerações ao nível de cada piso da estrutura. O termopar permite medir a temperatura das ligas *LMF* em cada instante.

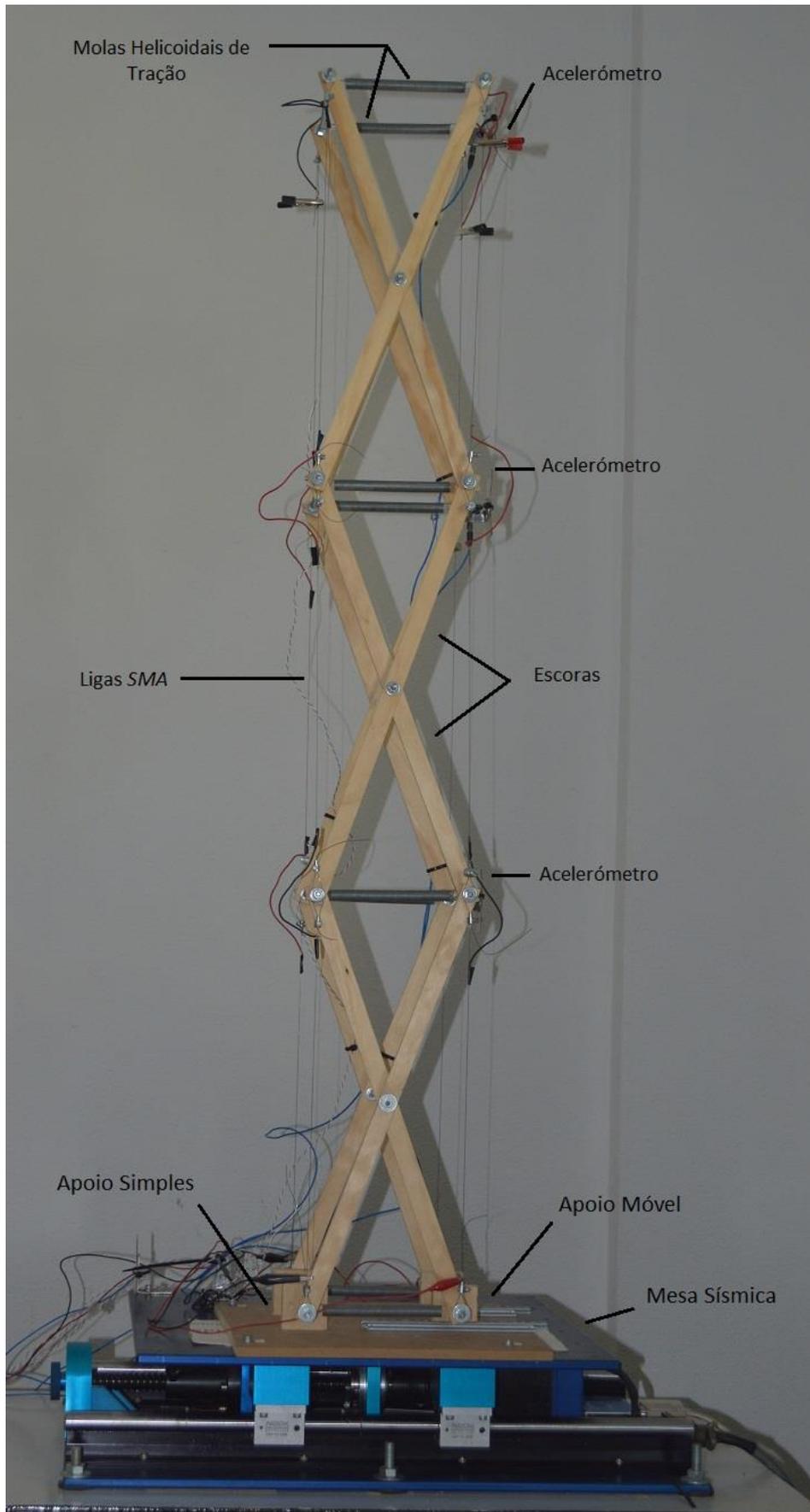


FIGURA 5-1 - MODELO À ESCALA REDUZIDA DA TORRE TENSÍNTEGRA PROPOSTA

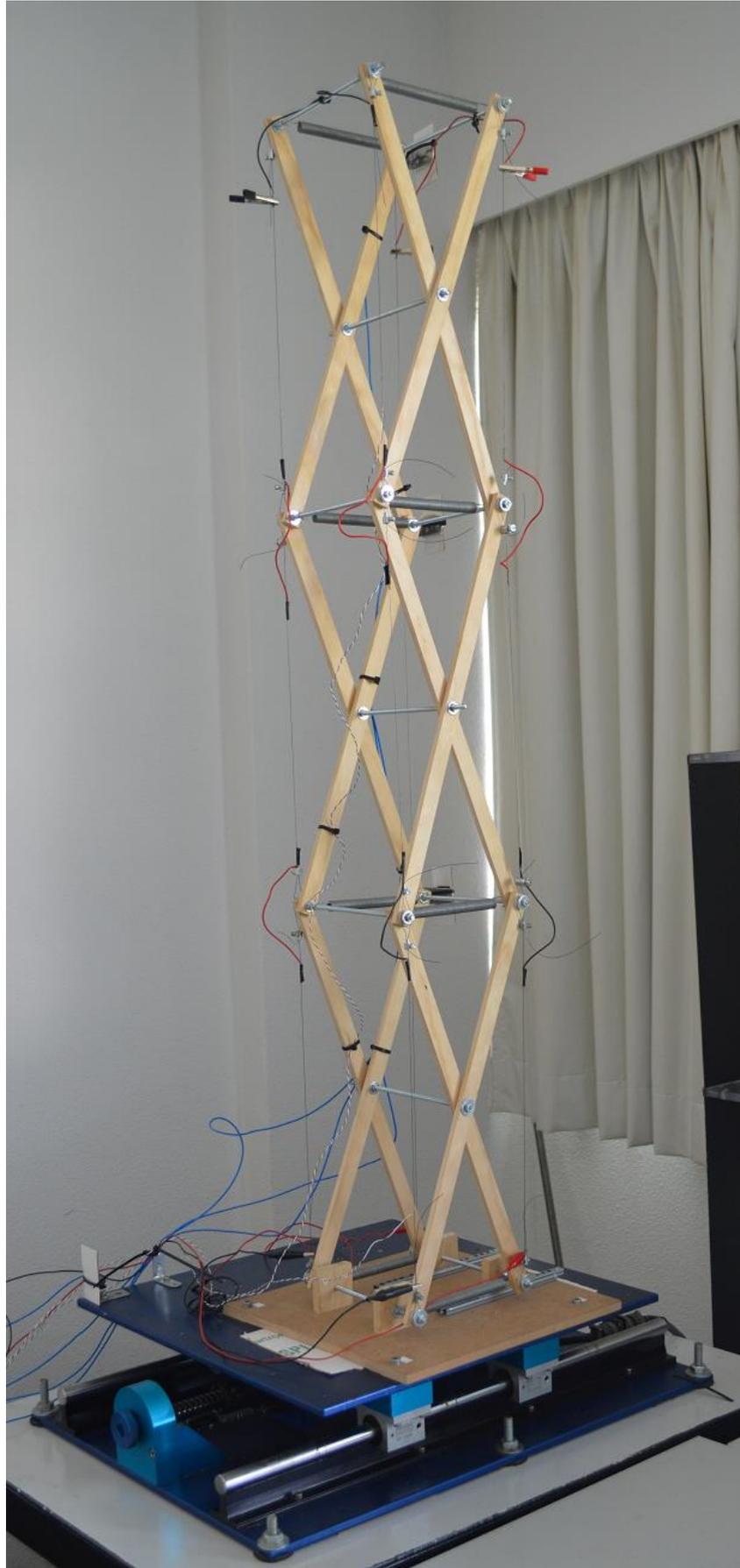


FIGURA 5-2 – PERSPECTIVA DO MODELO À ESCALA REDUZIDA DA TORRE TENSÍNTÉGRA PROPOSTA

Nas Figuras 5-1 e 5-2 pode-se observar que a estrutura está apoiada em dois apoios fixos e dois apoios móveis (um apoio fixo e um apoio móvel para cada fachada da estrutura). O efeito de apoio móvel foi conseguido graças à construção de dois carris que permitem que o nó inferior direito (Figura 5-1) deslize livremente segundo o eixo horizontal, mas que não tenha deslocamentos verticais.

Os nós foram solidarizados transversalmente através de varões de aço roscados com um diâmetro de 6 mm que garantem que estes tenham os mesmos deslocamentos e acelerações quando o modelo for ensaiado por diversas solicitações dinâmicas. Utilizaram-se anilhas de aço para se certificar que todos os elementos pudessem rodar sem grandes restrições (ou seja, eliminar parte do atrito existente entre escoras) e usaram-se porcas de aço com 6 mm para manter todos os elementos da estrutura no local desejado. Pode-se observar um pormenor dum nó intermédio do modelo reduzido na Figura 5-3.



FIGURA 5-3 - PORMENOR DUM NÓ INTERMÉDIO DO MODELO À ESCALA REDUZIDA

Na Figura 5-3 podem-se observar dois cabos de ligas com memória de forma (um do piso inferior e outro do piso superior) em volta de uma rótula de plástico e presos com recurso a cerra-cabos de aço. Note-se também a presença de um cabo de aço envolto numa membrana plástica preta que garante a continuidade da passagem de corrente eléctrica entre os dois cabos verticais do piso inferior para o piso superior.

Um dos principais problemas que se teve aquando da construção do modelo foi que as peças de madeira disponíveis deveriam apresentar problemas de encurvadura quando se montassem as molas, o que seria ainda mais problemático quando se aquecessem as ligas com memória de forma e as molas se esticassem ainda mais. A

solução encontrada para resolver este problema foi a redução do comprimento da encurvadura das escoras para metade através da solidarização do ponto médio das quatro escoras de cada andar através dum varão roscado de aço. A solução encontrada descrita no parágrafo anterior está ilustrada na Figura 5-4.



FIGURA 5-4 - SOLIDARIZAÇÃO DOS QUATRO PONTOS CENTRAIS DAS ESCORAS DE CADA ANDAR

Esta solução vai contra os princípios da tensegridade enunciados no capítulo 2.3, uma vez que, assim, as escoras duma estrutura em “X” estão em contacto uma com a outra. No entanto, como foi escrito anteriormente, é muito difícil termos estruturas estaticamente e dinamicamente estáveis e seguras assentes estritamente nos princípios da tensegridade. No entanto, julga-se ser possível construir um modelo desta estrutura sem que fosse necessário optar por esta solução, caso estivessem disponíveis escoras com uma secção mais robusta ou constituída por uma madeira mais resistente ou outro material, como por exemplo escoras metálicas. Por questões de ordem financeira conclui-se que a solução encontrada seria a melhor solução e que, apesar de tudo, não poria em causa a inspiração por detrás da estrutura proposta, ou seja, pode-se ainda afirmar que esta é uma estrutura baseada na tensegridade.

Como foi descrito anteriormente, os cabos verticais da estrutura são constituídos por ligas *LMF* e, para que a estrutura apresente a alteração de forma desejada é necessário aquecer as ligas *LMF*. Para tal, montou-se um sistema elétrico em série constituído por uma fonte de alimentação que introduz nos cabos uma corrente elétrica. Através da ligação da fonte de alimentação e dum termopar em contacto com as ligas *LMF* ao computador consegue-se monitorizar instantaneamente qual a temperaturas nas ligas e consegue-se calcular qual o diferencial de potencial elétrico (voltagem) que a fonte de alimentação tem de aplicar às ligas para que estas alcancem uma temperatura desejável.

Seguem-se algumas especificações técnicas relativas aos equipamentos utilizados neste trabalho:

- Mesa sísmica: *Quanser Shaker Table II*.
- Plataforma de controlo: NI-PXI-1052 da *National Instruments*.
- Fonte de alimentação programável: *Sorensen XHR 40-25*; 0-40 V; 0-25 A.
- Acelerómetros: PCB 33B42 *Piezotronics*.
- Placa de aquisição dos acelerómetros: NISCI-1530 da *National Instruments*.
- Termopar Cobre-Constantan.

## 5.2 MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS

Em engenharia civil, as estruturas projetadas são geralmente modeladas matematicamente recorrendo a um programa de cálculo matemático, geralmente baseados em métodos numéricos como o método dos elementos finitos. A modelação matemática de estruturas permite aos engenheiros o esclarecimento de diversas propriedades e comportamentos da estrutura face a diferentes tipos de solicitações tanto estáticas como dinâmicas.

Neste trabalho, desenvolveu-se um modelo numérico em elementos finitos do modelo à escala reduzida utilizando o *software* de cálculo automático *SAP2000*<sup>®</sup>. O principal objetivo desta modelação é a validação dos resultados obtidos no ensaio do modelo à escala reduzida na mesa sísmica. Uma vez validados os resultados obtidos é possível modelar rigorosamente no *SAP2000*<sup>®</sup> a torre tensíntegra com as dimensões reais propostas.

Para validar os resultados obtidos experimentalmente realizaram-se dois modelos de elementos finitos distintos: um em que a estrutura apresenta a geometria inicial, ou seja com as ligas *LMF* à temperatura ambiente (estrutura mais alta e mais estreita); e outro modelo com a estrutura após o aquecimento das ligas *LMF* e uma consequente extensão de 4% nas mesmas (estrutura mais baixa e mais larga). As propriedades físicas da estrutura são, de forma simplificada, iguais em cada um dos modelos, no entanto o mesmo já não é verdade para as propriedades mecânicas, nomeadamente para o módulo de elasticidade das ligas *LMF* que, como se viu no capítulo 3.2.1, varia conforme as ligas estão na fase martensítica ou na fase austenítica.

As propriedades físicas e mecânicas introduzidas no programa de cálculo automático podem ser consultadas nas Tabelas 1 e 2.

TABELA 5-1 – PROPRIEDADES FÍSICAS INSERIDAS NO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SAP2000

Propriedades físicas dos elementos da estrutura	
Diâmetro dos cabos verticais	D=0,5 mm
Dimensões da secção das escoras	b=18 mm; h=7 mm
Peso próprio das ligas LMF	$\gamma=63210 \text{ N/m}^3$
Peso próprio das escoras (pinho + aço)	$\gamma=19000 \text{ N/m}^3$
Peso próprio do aço	$\gamma=77000 \text{ N/m}^3$

Um esclarecimento que é necessário fazer tem a ver com o valor do peso próprio das escoras. De acordo com a literatura, o peso próprio da madeira (pinho) é, aproximadamente,  $\gamma=8000 \text{ N/m}^3$ , no entanto, o modelo reduzido é constituído por diversos elementos metálicos com grande expressão no peso total da estrutura, como por exemplo, as anilhas e as porcas de aço, os varões roscados de aço, os crocodilos elétricos, os cerra-cabos de aço, etc. Para ter em conta o peso de todos estes elementos no modelo numérico, admitiu-se, simplificadamente, que o peso destes elementos metálicos fosse “somado” ao peso da madeira, tendo-se estimado um valor aproximado do peso próprio conjunto da madeira e dos elementos metálicos:  $\gamma=19000 \text{ N/m}^3$ .

TABELA 5-2 - PROPRIEDADES MECÂNICAS INTRODUZIDAS NO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SAP2000

Propriedades mecânicas relevantes dos elementos da estrutura			
Estrutura com Ligas LMF à temperatura ambiente		Estrutura com Ligas LMF à temperatura $T=80^\circ\text{C}$	
Módulo de elasticidade das ligas LMF	E=30 GPa	Módulo de elasticidade das ligas LMF	E=36 GPa
Tensão de cedência das ligas LMF	$\sigma=500 \text{ MPa}$	Tensão de cedência das ligas LMF	$\sigma=500 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson das ligas LMF	$\nu=0,3$	Coefficiente de Poisson das ligas LMF	$\nu=0,3$
Módulo de elasticidade da madeira	E=8 GPa	Módulo de elasticidade da madeira	E=8 GPa
Coefficiente de Poisson da madeira	$\nu=0,3$	Coefficiente de Poisson da madeira	$\nu=0,3$
Constante elástica das molas	$k= 90,556 \text{ N/m}$	Constante elástica das molas	$k= 90,556 \text{ N/m}$

Como se sabe a madeira tem um comportamento ortotrópico, pelo que, em rigor, deveríamos definir um módulo de elasticidade e um coeficiente de Poisson diferente para cada direção principal da secção das escoras. No entanto, visto que as

escoras estarão sujeitas unicamente a esforços de compressão, o seu comportamento pode ser modelado, simplificado, definindo o módulo de elasticidade e o coeficiente de *Poisson* na direção do eixo da secção transversal das escoras.

As molas helicoidais de tração do protótipo experimental foram simuladas através de elementos “*Link*” com uma constante elástica  $k$  igual à calculada anteriormente ( $k=90,556$  N/m).

Como foi referido anteriormente, um dos principais objetivos do modelo numérico é o de conhecer as diferentes configurações modais e quais as frequências de vibração associadas a cada uma dessas configurações. Na Figura 5-5 podemos observar as configurações modais e as frequências próprias para a estrutura modelada com as ligas *LMF* à temperatura ambiente em comparação com as configurações modais e frequências próprias obtidas para a estrutura com as ligas *LMF* a uma temperatura de 100°C (extensão de 4% nas ligas).

Apesar da estrutura ter mais configurações modais, apenas se apresentam as três primeiras, uma vez que estas são as mais relevantes para o estudo que se está a desenvolver. Como se pode ver na Figura 5-5, as três configurações modais em cima correspondem à estrutura não ativa, ou seja, com as ligas *LMF* à temperatura ambiente, enquanto que em baixo se apresentam as três primeiras configurações modais para a estrutura ativa, ou seja, com as ligas *LMF* a uma temperatura de 100°C.

Note-se que a alteração de forma experimentada pela estrutura origina uma variação da frequência própria associada ao primeiro modo de vibração na ordem dos 17% (no capítulo 4.4 previu-se um variação da frequência fundamental de 16%), embora esta variação não seja igual para todas as configurações.

Modo de vibração fundamental



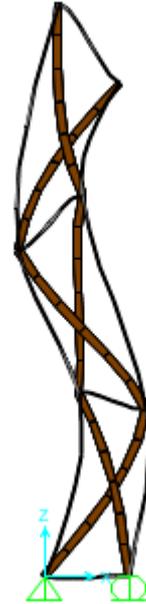
$$f_1 = 4,36 \text{ Hz}$$

Segundo modo de vibração

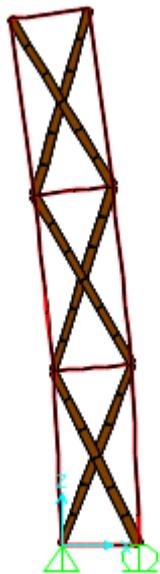


$$f_2 = 26,55 \text{ Hz}$$

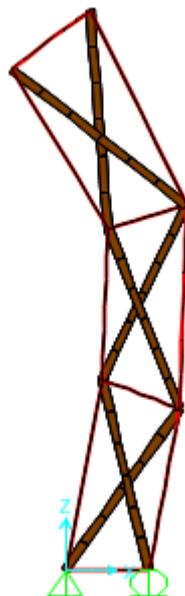
Terceiro modo de vibração



$$f_3 = 79,15 \text{ Hz}$$



$$f_1 = 5,11 \text{ Hz}$$



$$f_2 = 30,48 \text{ Hz}$$



$$f_3 = 93,56 \text{ Hz}$$

FIGURA 5-5 - CONFIGURAÇÕES MODAIS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DO TRÊS PRIMEIROS MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA NÃO ATIVA (EM CIMA) E DA ESTRUTURA ATIVA (EM BAIXO)

# CAPÍTULO 6

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos através dos ensaios dinâmicos do modelo à escala reduzida na mesa sísmica, sendo depois analisados e comparados com os resultados obtidos no modelo numérico em elementos finitos desenvolvido no *SAP2000*. A partir dos resultados obtidos foi possível retirar algumas conclusões acerca da eficácia do mecanismo de controlo de vibrações idealizado e em que situações este apresenta melhores resultados. Foi possível estabelecer para que tipo de solicitações dinâmicas a estrutura apresentaria uma melhor capacidade de redução de acelerações. É previsível que a alteração de forma experimentada pela estrutura seja mais eficaz no controlo de vibrações induzidas por um determinado tipo de ação dinâmica.

Os ensaios dinâmicos a que o modelo à escala reduzida foi submetido permitem introduzir acelerações na estrutura através do movimento da base da estrutura, que está solidarizado com a mesa sísmica. Estas acelerações são depois recolhidas graças a diversos acelerómetros colocados em locais específicos do modelo, podendo ser controladas e analisadas no computador, sendo que será importante observar a variação destas acelerações na estrutura durante a alteração da geometria da mesma, o que indicará a eficiência do controlo de vibrações.

Um dos ensaios dinâmicos realizado permitiu definir umas curvas de aceleração na estrutura em função da frequência do movimento para diferentes temperaturas das ligas *LMF* através da imposição de um movimento harmónico da base da estrutura. De seguida realizou-se uma análise do tipo *sweep*. Depois submeteu-se o modelo a diversas ações sísmicas conhecidas, o que permitiu tirar algumas conclusões acerca da eficácia deste mecanismo no controlo de vibrações na estrutura induzidas por sismos. Finalmente programou-se um algoritmo de controlo de vibrações que permite à estrutura responder de forma autónoma face a uma determinada ação dinâmica, ou seja, com este algoritmo a estrutura é capaz de adaptar a sua geometria por forma a diminuir as acelerações lidas num dos acelerómetros.

Numa fase final, procedeu-se a um conjunto de ensaios dinâmicos numéricos que permitem validar os resultados obtidos experimentalmente pelo modelo à escala reduzida e, assim, prever que tipo de resultados se obteria numa estrutura real.

Note-se que todos os ensaios dinâmicos foram desenvolvidos com uma amplitude de movimento total da mesa sísmica de 15 cm. Outro fator importante de realçar prende-se com o valor das constantes do algoritmo *PID* utilizadas com o objetivo de controlar a temperaturas das ligas *LMF*. Conclui-se que utilizando um valor do ganho proporcional  $K_p = 15$  e fazendo  $K_i = K_d = 0$ , se obteria uma velocidade de resposta aceitável, assim como uma boa aproximação do valor da temperatura desejado.

Note-se que os resultados de acelerações na estrutura obtidos nos ensaios descritos nos capítulos à frente são tratados e apresentados sobre a forma de “*root mean square*” (*RMS*). O *RMS* é uma medida estatística da magnitude de uma determinada grandeza que varia com o tempo, sendo particularmente útil na medição de variáveis que tomam valores positivos ou negativos, como por exemplo as funções sinusóides. O *RMS* é definido por:

$$x_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{n}(x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2)} \quad (13)$$

No caso dos ensaios realizados, o *RMS* é realizado para 130 valores de acelerações registadas nos acelerómetros da estrutura, ou seja, na equação anterior,  $n=130$ .

## 6.1 CURVA DE ACELERAÇÕES EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA DE EXCITAÇÃO

Este ensaio dinâmico consiste em aplicar ao modelo à escala reduzida uma solicitação periódica e harmónica do tipo seno com uma amplitude constante e uma frequência variável, sendo que a variação da frequência da função seno é regulada manualmente. Desta forma, torna-se possível construir uma curva que represente a variação da aceleração medida num determinado acelerómetro instalado no modelo à escala reduzida com a variação da frequência da solicitação harmónica induzida pela mesa sísmica, ou seja, para cada frequência da solicitação lê-se o valor máximo da aceleração registado por um dos acelerómetros. Repetindo o processo para quatro temperaturas distintas das ligas *LMF* pode-se construir quatro curvas diferentes e, consequentemente, possibilita a análise da variação das acelerações sentidas pela estrutura para diferentes temperaturas das ligas *LMF* (para uma frequência de excitação constante).

O ensaio dinâmico descrito foi concretizado para quatro temperaturas diferentes das ligas *LMF*: 20°C (temperatura ambiente, ou seja, fonte de alimentação desligada), 40°C, 60°C e 80°C. Embora se saiba que as ligas com memória de forma

apresentam uma extensão máxima para uma temperatura próxima dos 100°C, o que maximizaria o mecanismo de controlo de vibrações proposto, por razões de segurança não se quis alcançar esse valor da temperatura, uma vez que o sobreaquecimento de alguns materiais do modelo poderia danificá-lo.

Outro dado importante de referir é que a gama de frequências da excitação harmónica estudada situa-se entre os 0 e os 10 Hz.

Na Figura 6-1 podem-se observar os valores máximos das acelerações registadas no 3º piso da estrutura induzidas por excitação harmónica do tipo seno com uma frequência que varia entre os 0 e os 10 Hz, para quatro temperaturas das ligas LMF diferentes.

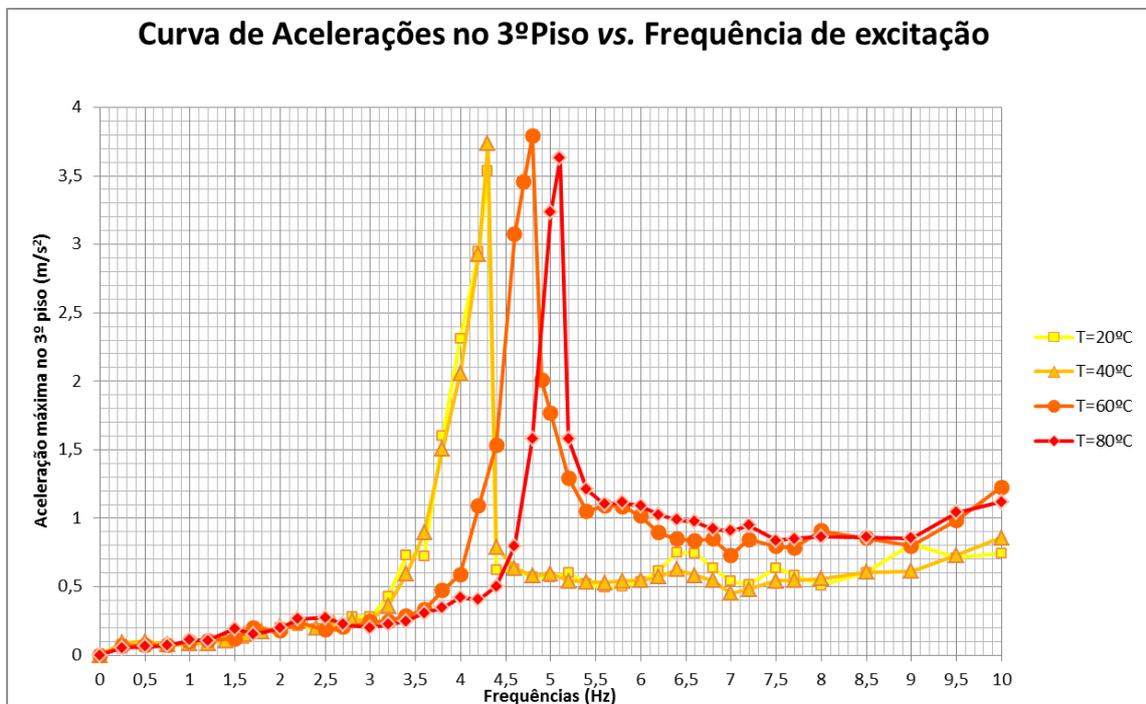


FIGURA 6-1 - CURVA DE ACELERAÇÕES NO 3º PISO DO MODELO À ESCALA REDUZIDA EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA DA EXCITAÇÃO

Por observação da Figura 6-1 podem-se retirar alguns resultados:

- Os valores máximos das acelerações registadas pelo acelerómetro no 3º piso da estrutura são muito semelhantes para as quatro temperaturas ensaiadas (variam entre 3,53 m/s<sup>2</sup> e 3,79 m/s<sup>2</sup>), embora se registem para frequências de excitação diferentes;

- O valor máximo da aceleração na estrutura com as ligas à temperatura ambiente registou-se para uma frequência de excitação de 4,3 Hz;
- O valor máximo da aceleração na estrutura com as ligas à temperatura de 40 °C registou-se para uma frequência de excitação de 4,3 Hz;
- O valor máximo da aceleração na estrutura com as ligas à temperatura de 60 °C registou-se para uma frequência de excitação de 4,8 Hz;
- O valor máximo da aceleração na estrutura com as ligas à temperatura de 80 °C registou-se para uma frequência de excitação de 5,1 Hz;

Quando a frequência de excitação iguala a frequência própria da estrutura, a resposta apresenta um máximo em acelerações, ou seja, a estrutura encontra-se em ressonância com a excitação. Dito isto, há uma séria de conclusões que se podem retirar deste ensaio dinâmico:

- Este ensaio permitiu validar mecanismo de controlo de vibrações proposto, sendo possível reduzir as acelerações na estrutura através da alteração de forma da mesma. De facto, é possível observar que, para uma frequência de excitação de 4,3 Hz a estrutura, com as ligas à temperatura ambiente, apresenta acelerações de  $3,53 \text{ m/s}^2$  no 3º piso e, aquecendo as ligas *LMF* até uma temperatura de 80°C, (passagem da curva amarela para a curva vermelha na Figura 6-1) as acelerações descem para  $0,45 \text{ m/s}^2$ , o que representa uma redução de mais de 87,3%.
- Da mesma forma, uma estrutura com as ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C e sujeita a uma ação dinâmica com uma frequência de 5,1 Hz apresenta acelerações de  $3,63 \text{ m/s}^2$  no 3º piso. Desligando a fonte de alimentação, as ligas retornariam à temperatura ambiente por convecção (passagem da linha vermelha à linha amarela na Figura 6-1) e as acelerações diminuiriam para  $0,57 \text{ m/s}^2$ .
- O valor das acelerações registadas pelos acelerómetros da estrutura variam porque a frequência própria da estrutura também varia conforme a temperatura das ligas *LMF*. Ao variar a frequência própria da estrutura, o fenómeno da ressonância ocorre para diferentes frequências de excitação. Assim, a frequência própria da estrutura com as ligas à temperatura ambiente e da estrutura com as ligas *LMF* a 40°C é de 4,3 Hz. A estrutura com as ligas *LMF* a uma temperatura de 60°C tem uma frequência própria de 4,8 Hz. Finalmente, a estrutura com as ligas *LMF* à temperatura de 80° C tem uma frequência própria de 5,1 Hz.
- As curvas das acelerações em função da frequência de excitação do modelo com as ligas à temperatura ambiente ( $T=20^\circ\text{C}$  na Figura 6-1) e a curva das acelerações em função da frequência de excitação do modelo com as ligas à temperatura  $T=40^\circ\text{C}$  são praticamente coincidentes, ou seja, um aquecimento ligeiro das ligas *LMF* do modelo não lhe permitem alterar a sua geometria e,

por isso, não é possível realizar um controle de vibrações eficaz nesta gama de temperaturas. Este dado é coincidente com o exibido na Figura 3-7, onde mostra que, para um pequeno aquecimento das ligas, a extensão sofrida pelas mesmas é muito baixa. No entanto, este é um fator que pode ser positivo num determinado ponto de vista, ou seja, uma estrutura real que exibisse um mecanismo de controle de vibrações idêntico ao analisado nesta dissertação não estaria sujeita a movimentos indesejados derivados de alterações da temperatura do ambiente em que estaria instalado. Por outras palavras, como se pode ver na Figura 6-1, o modelo não altera a sua forma para temperaturas até aos 40°C e, por isso, uma estrutura real também não alteraria a sua geometria com variações da temperatura ambiente, o que nos permitiria um melhor controle da geometria e forma da estrutura.

- A estrutura com as ligas *LMF* à temperatura de 60°C permite alcançar um patamar intermédio, ou seja, quando as ligas da estrutura estejam a esta temperatura é possível aumentar a frequência própria da estrutura (aumentando a temperatura das ligas *LMF*) ou diminuí-la (desligando a fonte que aquecimento das ligas) conforme o tipo de ação dinâmica a que a estrutura esteja sujeita seja mais rico em frequências mais baixas ou mais altas.

O “*shape-morphing*” experimentado pelo modelo à escala reduzida está ilustrado na Figura 6-2, em que se pode ver claramente que a estrutura passa de uma configuração mais alta e mais estreita para uma configuração mais baixa e mais larga com o aquecimento das ligas *LMF*.

Com o aquecimento das ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C, as molas helicoidais do modelo passam dum comprimento de 14,5 cm para um comprimento de 18 cm e os cabos verticais do modelo (ligas *LMF*) passam dum comprimento de 42,60 cm para 41,24 cm, ou seja, as ligas *LMF* apresentam uma extensão de 3,3% e a altura total do modelo passa de 127,8 cm para 123,7 cm, ou seja, o ponto mais alto do modelo baixa um pouco mais de 4 cm.

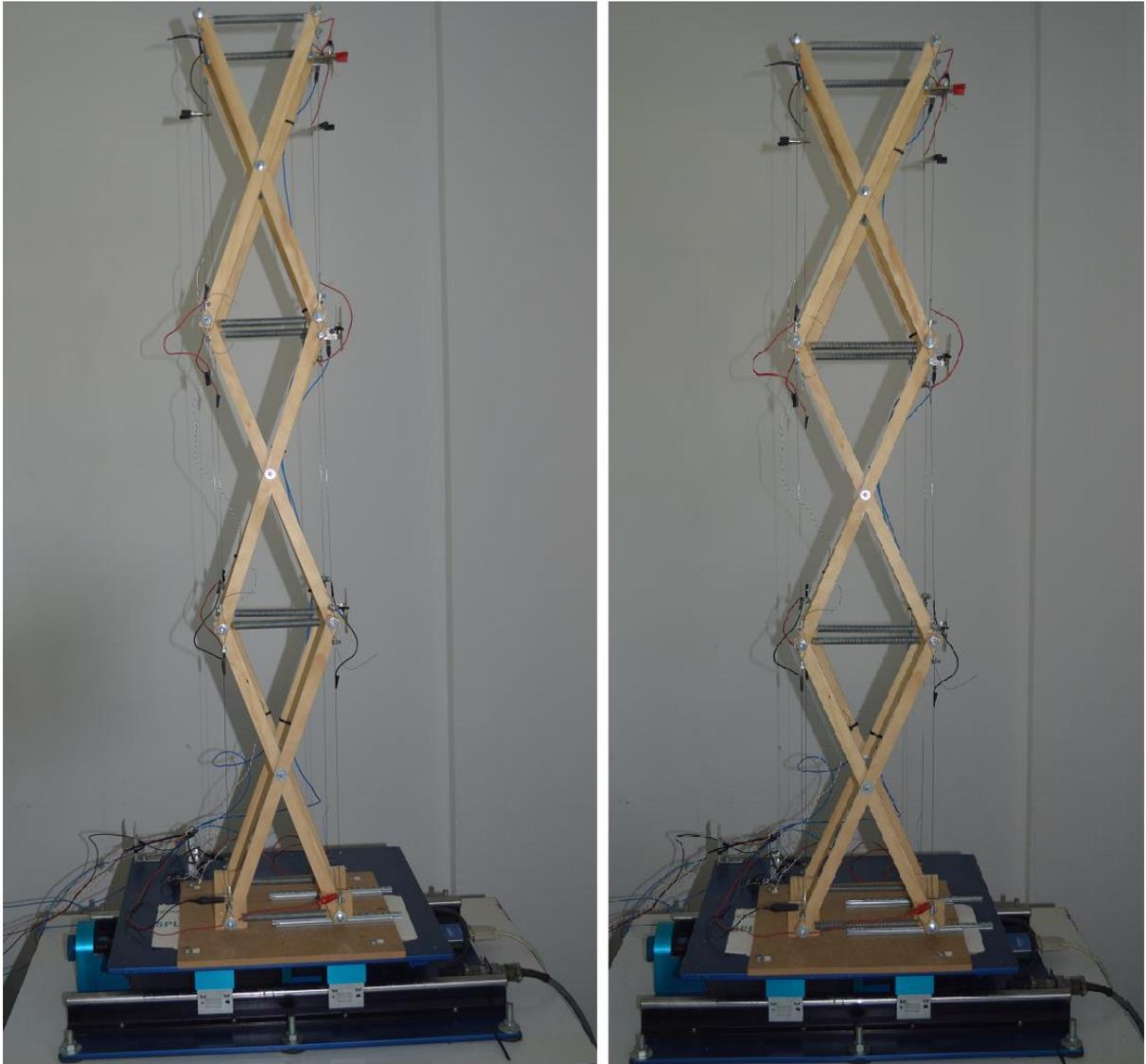


FIGURA 6-2 - COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO COM AS LIGAS À TEMPERATURA AMBIENTE (À ESQ.) E

MODELO COM AS LIGAS *LMF* A 80°C (À DIR.)

## 6.2 SWEEP

Este ensaio dinâmico é bastante semelhante ao ensaio descrito no capítulo anterior. No entanto, neste ensaio, a variação da frequência é feita de forma automática graças a um algoritmo computacional implementado na mesa sísmica. Este algoritmo introduz na mesa sísmica uma excitação dinâmica periódica cuja frequência vai dos 0 aos 15 Hz em 30 segundos de forma contínua e progressiva.

Uma vez mais, registou-se a variação dos valores das acelerações lidas no acelerómetro do 3º piso da estrutura à medida que a frequência de excitação da mesa sísmica vai variando. Obtiveram-se resultados do *sweep* para um modelo à escala reduzida com as ligas *LMF* à temperatura ambiente e para um modelo com as ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C.

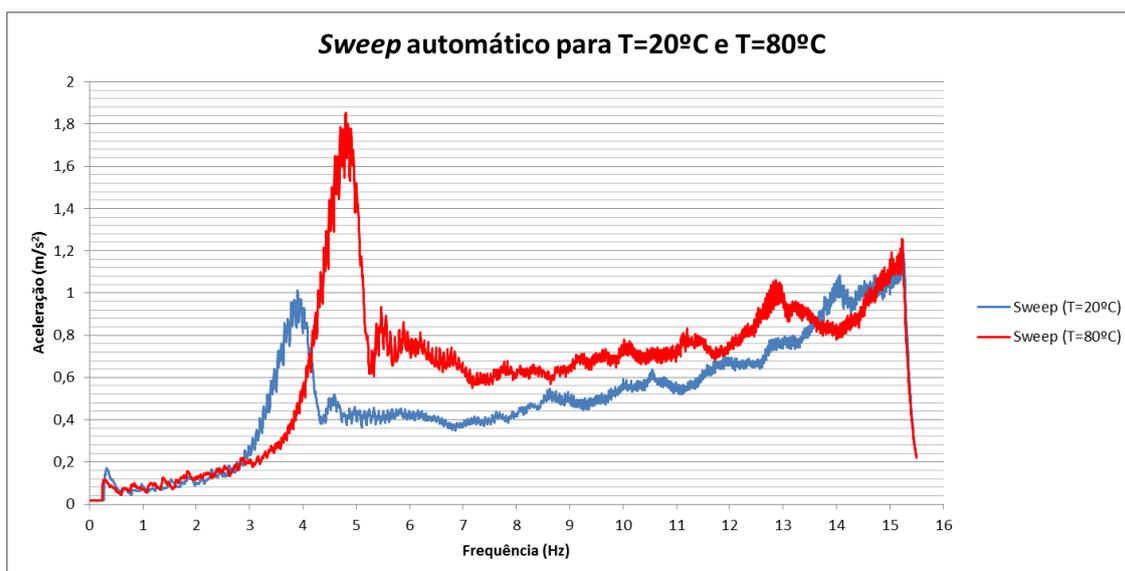


FIGURA 6-3 - ENSAIO DINÂMICO SWEEP PARA UM MODELO COM AS LIGAS LMF A DUAS TEMPERATURAS DIFERENTES

Por observação da Figura 6-3, torna-se evidente o desfasamento do valor máximo de acelerações lidas na estrutura, ou seja, a ressonância ocorre a frequências de excitação diferentes. Assim, podemos referir que é, de facto, possível idealizar um mecanismo de controlo de vibrações numa estrutura deste tipo, que permitirá à estrutura “fugir” da ressonância quando a frequência de excitação se aproximar da frequência própria da estrutura.

No entanto, apenas se conseguem observar dois picos de acelerações, sendo que ambos ocorrem na frequência fundamental (a azul, para a estrutura com as ligas a

uma temperatura ambiente e a vermelho, para a estrutura ativa). Ou seja, não é possível notar qualquer outro pico de acelerações referente a qualquer outro modo de vibração, uma vez que os modos superiores têm frequências mais elevadas que os 15 Hz.

Note-se que os valores das acelerações máximas obtidos por este ensaio dinâmico são mais baixos que os valores de acelerações máximas obtidos no ensaio anterior. Isto deve-se ao facto de o algoritmo computacional variar rapidamente a frequência de excitação aplicada à estrutura, não dando tempo para esta estabilizar e, por isso, a estrutura não consegue atingir os valores de acelerações obtidos no ensaio anterior.

Existe ainda outra observação relevante a retirar da análise dos resultados obtidos do *sweep*: o nível de acelerações registadas para a estrutura com as ligas à temperatura ambiente é mais baixo que o nível das acelerações experimentadas pela estrutura com as ligas a uma temperatura de 80°C, ou seja, a linha azul na Figura 6-3 está quase sempre por baixo da linha vermelha. Sendo que o pico das acelerações da estrutura ativa é superior ao pico da estrutura com as ligas à temperatura ambiente.

### 6.3 SOLICITAÇÕES SÍSMICAS

É do conhecimento geral o impacto que um sismo pode ter no património edificado da zona afetada, pondo em risco a segurança não só dos edifícios mas, principalmente das pessoas que os ocupam. Por forma a evitar perdas humanas e danos materiais elevadíssimos os engenheiros civis de todo o mundo procuram avaliar o impacto que os sismos podem ter nas estruturas civis e, assim, melhorar o seu comportamento face a estas solicitações dinâmicas através de diversas técnicas, tais como o reforço estrutural de zonas estratégicas da estrutura, desenvolvimento de técnicas que visam aumentar o amortecimento das estruturas ou através da criação de forças de inércia que contrariem as forças impostas pelo sismo na estrutura. Apesar de todas estas técnicas estarem já consolidadas e aceites na comunidade técnica, nesta dissertação tentou-se uma abordagem diferente, uma vez que se irá tentar reduzir e controlar o impacto numa solicitação sísmica numa estrutura através da variação da frequência própria da mesma, graças ao mecanismo de alteração de forma já descrito anteriormente.

As solicitações sísmicas estão sempre dotadas de alguma incerteza e de uma grande irregularidade no que diz respeito à sua intensidade e frequência, ou seja, ao contrário de uma solicitação periódica (como por exemplo, a ação do vento), a frequência da excitação varia com o tempo e a sua intensidade varia de forma irregular

e imprevisível. No entanto, podem ser reconhecidas algumas propriedades semelhantes em sismos provenientes de locais geográficos próximos, ou em sismos com o mesmo tipo de origem (sismo interplaca ou sismo intraplaca), ou seja, os sismos numa dada região podem ser mais ricos em frequências mais altas ao contrário duma outra região em que os sismos são mais ricos em frequências mais baixas. Existem ainda outras propriedades que podem ser semelhantes em sismos em locais próximos ou com a mesma origem, como por exemplo a sua duração. Estas semelhanças permitem aos engenheiros conhecer a que tipo de sismo uma estrutura poderá estar sujeita numa determinada região geográfica e, assim, prever e simular o impacto que teria na estrutura, aumentando a segurança da mesma na eventualidade de ocorrência de um determinado tipo de sismo.

Existem diversas técnicas de análise sísmica de estruturas que diferem nas características da análise, podendo ser divididas em métodos de análise linear ou métodos de análise não linear, podendo ainda ser divididos em métodos de análise estática ou métodos de análise dinâmica. As estruturas apenas apresentam um comportamento linear para pequenos níveis de vibrações, sendo que, para estruturas com grandes deslocamentos é necessário desenvolver técnicas de análise não lineares.

As ações sísmicas têm diferentes representações básicas, sendo que uma das mais utilizadas pelos engenheiros e mais facilmente reconhecidas são os acelerogramas, que se definem como histórias temporais dos valores das acelerações a que a estrutura é sujeita, nas diversas direções do movimento vibratório. No entanto, muitas das vezes não é relevante conhecermos a resposta da estrutura a uma ação sísmica em cada instante, pelo que, para garantir a segurança duma estrutura, basta conhecer a resposta máxima duma estrutura para uma determinada solicitação sísmica, representada sob a forma de um espetro de resposta.

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos no ensaio do modelo à escala reduzida a diversas solicitações sísmicas. O modelo à escala reduzida será sujeito a três ações sísmicas reais representadas através de acelerogramas conhecidos, sendo elas: o sismo de *El Centro*, o sismo de *Northridge* e o sismo de *Kobe*. À semelhança do que aconteceu nos ensaios anteriormente descritos, o modelo será ensaiado com as ligas à temperatura ambiente numa primeira fase, sendo depois ensaiado com as ligas a uma temperatura de 80°C. Os resultados serão depois analisados por forma a aferir sobre a eficácia do mecanismo de controlo de vibrações originadas por ações sísmicas.

### 6.3.1 SISMO DE *EL CENTRO*

O sismo de *El Centro* data do dia 18 de Maio de 1940 e teve o seu epicentro em *Imperial Valley*, no Sul da Califórnia, junto á fronteira dos Estados Unidos da América com o México, a uma profundidade de 16 km. Comparativamente aos outros sismos analisados, este é um sismo de menor intensidade, mas de maior duração.

O acelerograma característico do sismo de *El Centro* está representado na Figura 6-4.

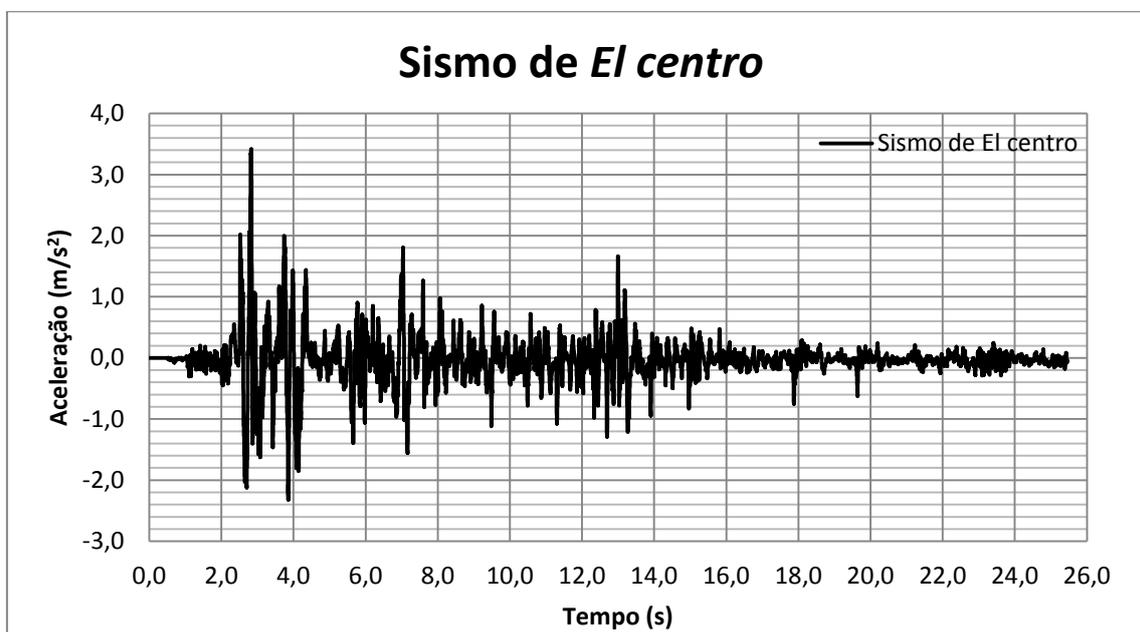


FIGURA 6-4 – ACELEROGRAMA REPRESENTATIVO DO SISMO DE *EL CENTRO*

Os resultados obtidos a partir do sismo de *El Centro* podem ser observados na Figura 6-5, que representa o registo de acelerações do terceiro piso do modelo à escala reduzida durante a simulação deste sismo na mesa sísmica.

## Aceleração média no 3º Piso devido ao sismo de *El Centro*

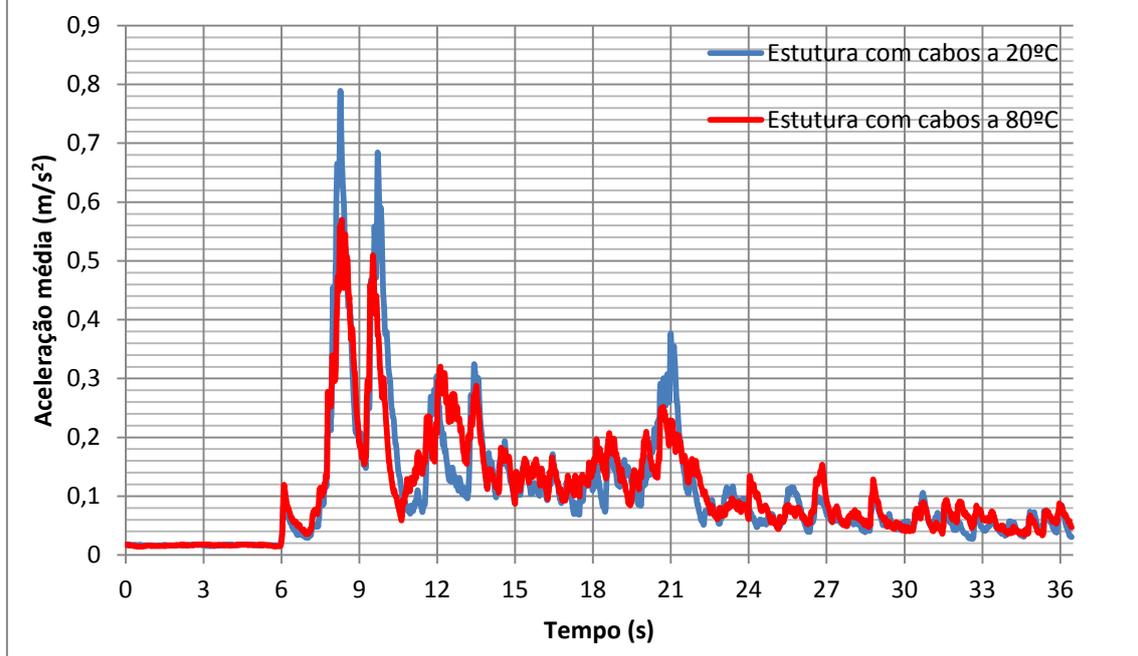


FIGURA 6-5 – ACELERAÇÕES REGISTRADAS NO 3º PISO DO MODELO DEVIDO AO SISMO DE *EL CENTRO*

Por observação dos resultados obtidos evidenciados na Figura 6-5 podem-se retirar alguns dados relevantes, tais como:

- A aceleração máxima obtida no terceiro piso da estrutura com as ligas à temperatura ambiente é de  $0,79 \text{ m/s}^2$ , enquanto que no caso do modelo com as ligas a uma temperatura de  $80^\circ\text{C}$ , a aceleração máxima registada é de  $0,57 \text{ m/s}^2$ , o que representa uma redução de 27,8% nas acelerações do modelo à escala reduzida;

### 6.3.2 SISMO DE NORTHRIDGE

O Sismo de *Northridge* data de 17 de Janeiro de 1994, com o epicentro localizado nas imediações da cidade de *Northridge*, situada aproximadamente a 30km de *Los Angeles*, Califórnia. O pico registado chegou aos 6,7 na escala de *Richter*.

O acelerograma que representa o sismo de *Northridge* está apresentado na Figura 6-6, sendo que este terá sido o acelerograma simulado pela mesa sísmica neste ensaio dinâmico.

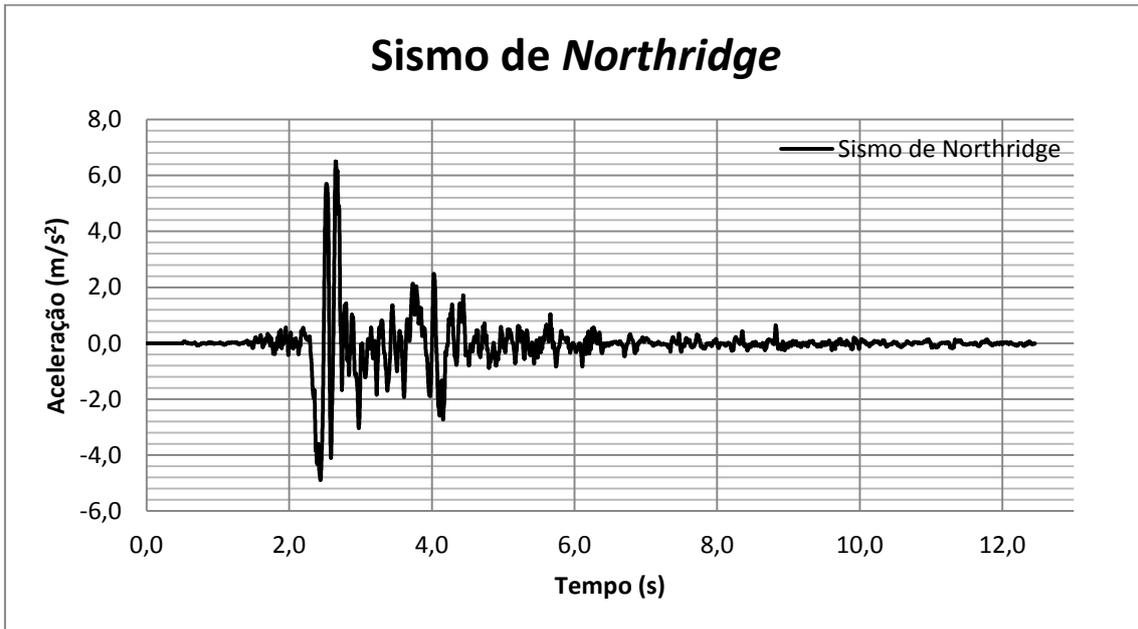


FIGURA 6-6 - ACELEROGRAMA REPRESENTATIVO DO SISMO DE *NORTHRIDGE*

Os resultados obtidos através da solicitação sísmica de *Northridge* podem ser observados na Figura 6-7, que representa o registo de acelerações do terceiro piso do modelo à escala reduzida durante a atuação do sismo.

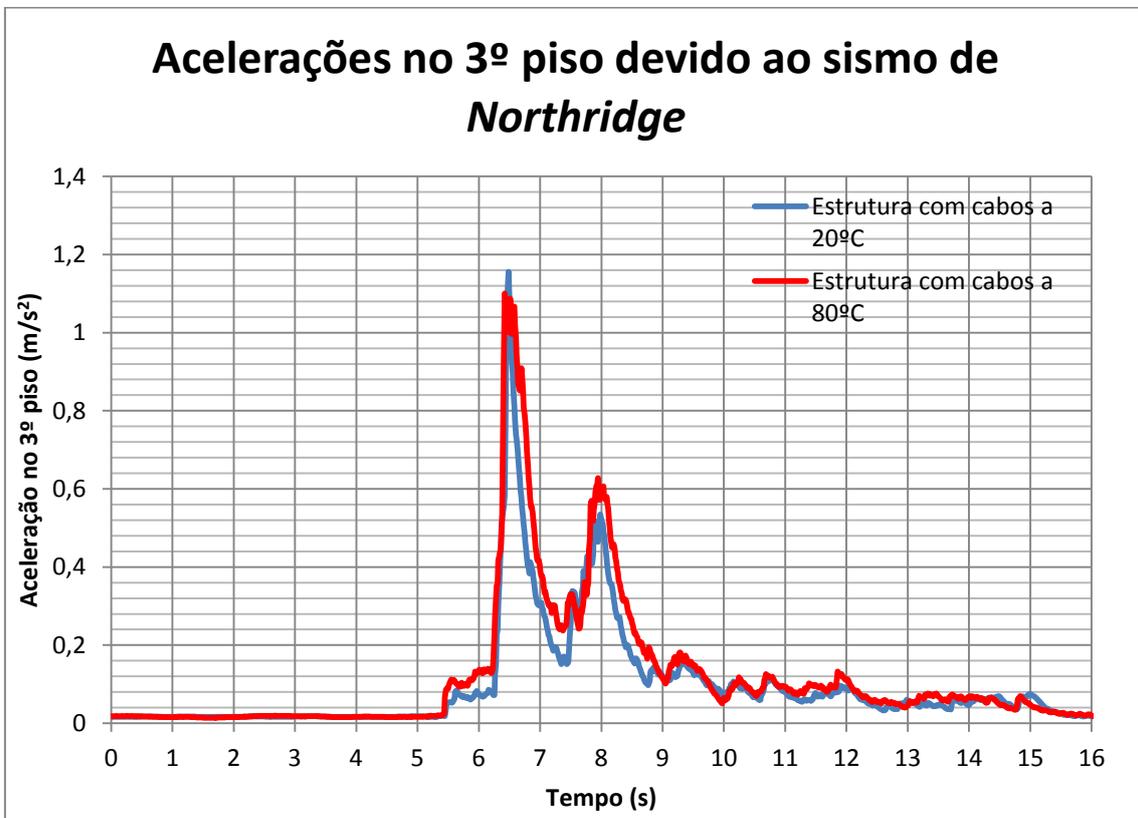


FIGURA 6-7 – ACELERAÇÕES REGISTRADAS NO 3ºPISO DO MODELO DEVIDO AO SISMO DE *NORTHRIDGE*

Da análise do registo de acelerações no terceiro piso da estrutura provocadas pelo sismo de *Northridge* podemos retirar alguns resultados importantes, nomeadamente:

- A aceleração máxima registada no modelo com as ligas à temperatura ambiente é de  $1,16 \text{ m/s}^2$ , enquanto que no caso do modelo com as ligas a uma temperatura de  $80^\circ\text{C}$ , a aceleração máxima registada é de  $1,10 \text{ m/s}^2$ , o que representa uma redução de 5,2% no valor da aceleração máxima experimentada pela estrutura.

### 6.3.3 SISMO DE KOBÉ

O sismo de *Kobe* data de 17 de Janeiro de 1995 e teve o epicentro a cerca de 20km da cidade de *Kobe*, no Japão. Classificado com 7,2 na escala Richter.

O acelerograma representativo da ação sísmica de *Kobe* está ilustrado na Figura 6-8, em que se pode observar a variação das acelerações experimentadas pela estrutura em função do tempo. Este foi o acelerograma utilizado para simular o sismo de *Kobe* na mesa sísmica e, assim, analisar a resposta obtida pelo modelo à escala reduzida.

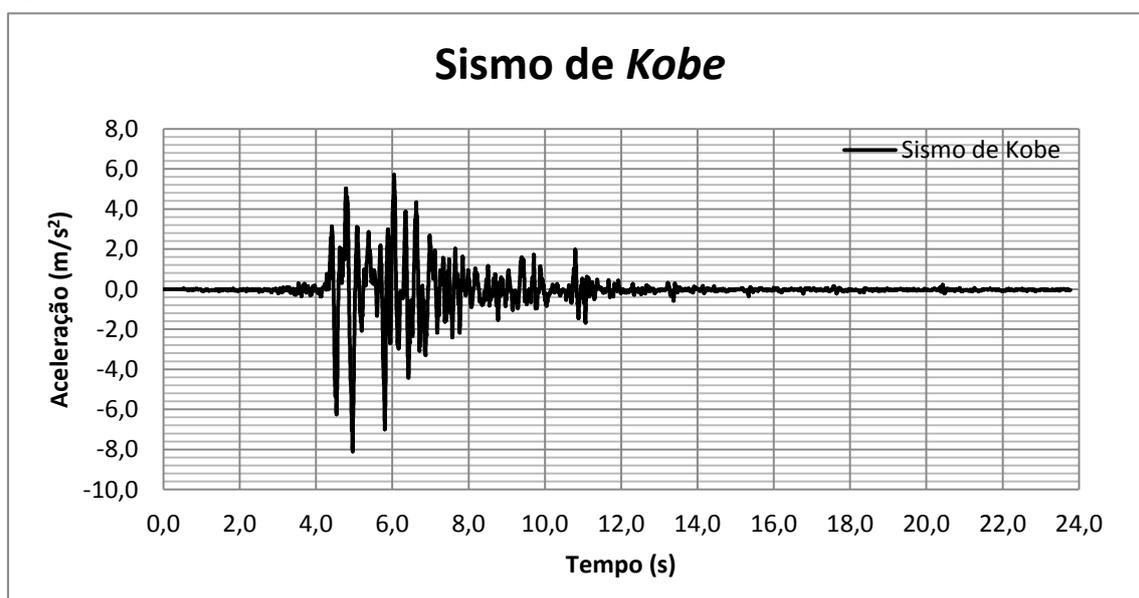


FIGURA 6-8 - ACELEROGRAMA REPRESENTATIVO DO SISMO DE KOBÉ

Os resultados obtidos das acelerações lidas no acelerómetro do terceiro piso do modelo à escala reduzida podem ser consultados na Figura 6-9. Relembre-se que o registo das acelerações é apresentado em *RMS*, que nos permite ter uma noção do nível das acelerações sentidas pela estrutura ao longo do tempo.

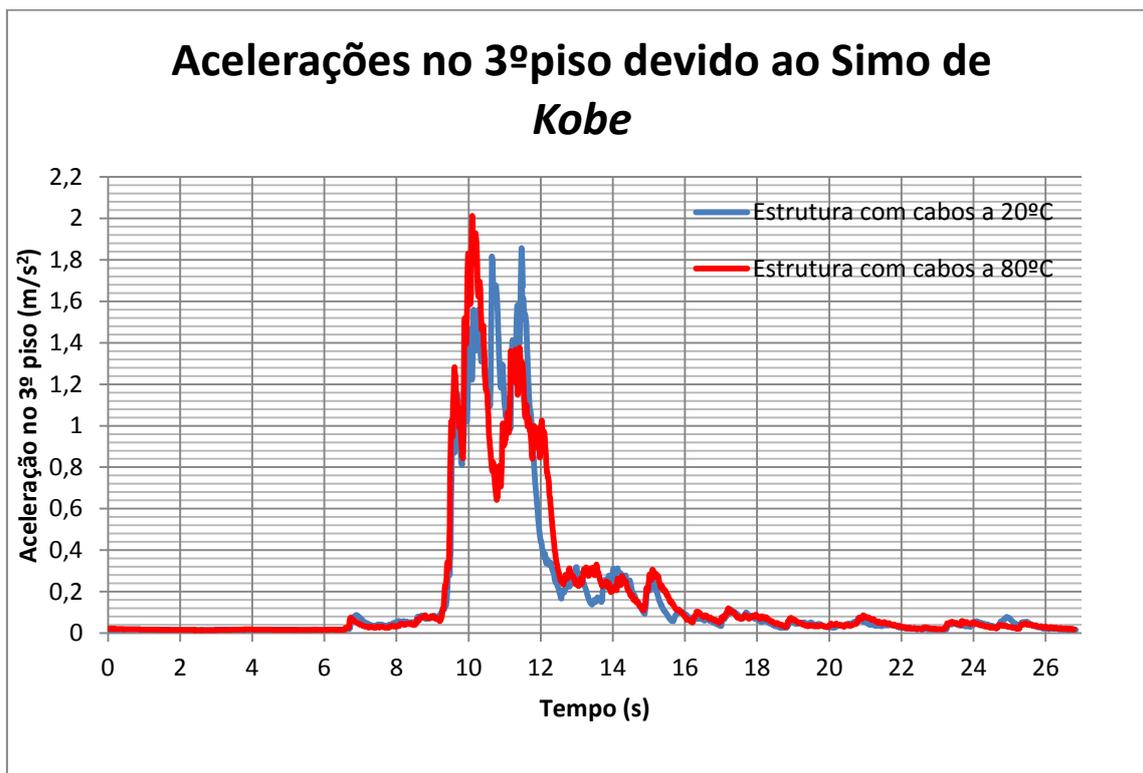


FIGURA 6-9 - ACELERAÇÕES REGISTRADAS NO 3º PISO DO MODELO DEVIDO AO SISMO DE KOBE

Da análise da Figura 6-9 é possível retirar algumas observações importantes:

- A aceleração máxima no 3º piso do modelo com as ligas à temperatura ambiente é de  $1,86 \text{ m/s}^2$ , enquanto que no modelo com as ligas a uma temperatura de  $80^\circ\text{C}$  é de  $2,01 \text{ m/s}^2$ , o que representa um aumento de 8,1% nas acelerações registadas pelo acelerómetro do 3º piso;

#### 6.3.4 FFT DOS SINAIS DOS SISMOS ANALISADOS

A transformada rápida de *Laplace* é um algoritmo computacional (conhecido como *FFT*) que permite calcular a transformada discreta de *Fourier* e a sua inversa. O *FFT* é um algoritmo de múltiplas aplicações, sendo particularmente útil no processamento digital de sinais.

Aplicando o *FFT* ao sinal dos sismos analisados neste trabalho, consegue-se transitar do domínio do tempo para o domínio das frequências. Assim, é possível conhecer quais as frequências ou gama de frequências em que o sismo terá maior importância e intensidade.

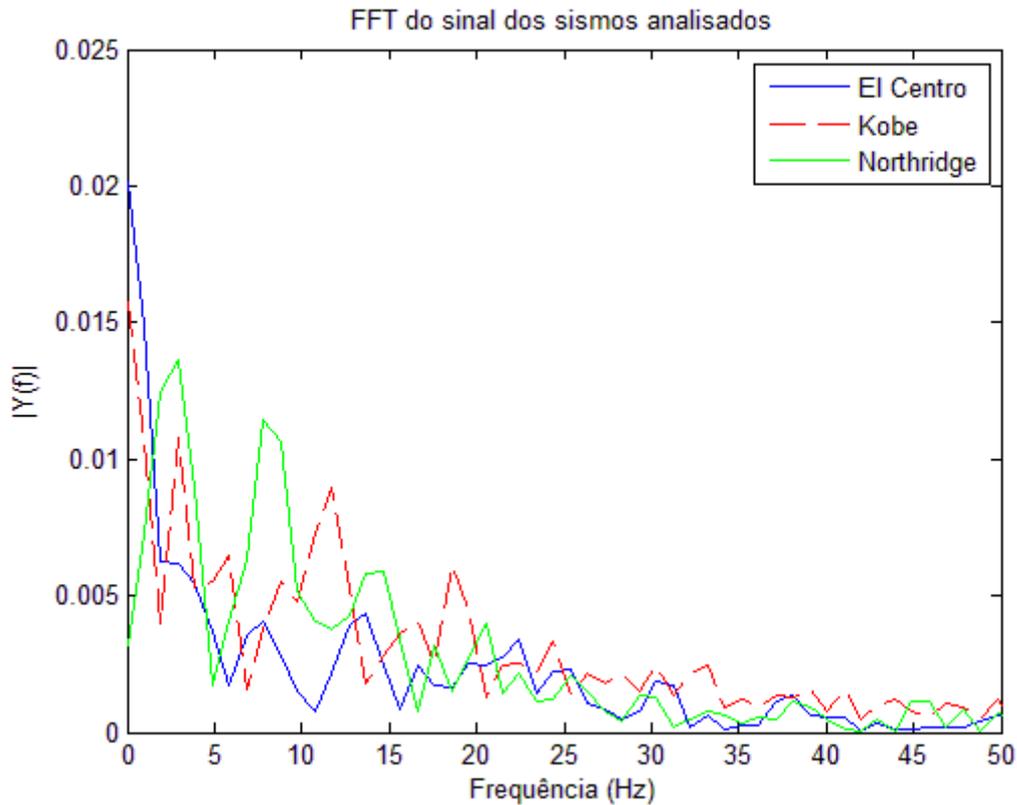


FIGURA 6-10 - FFT DOS SISMOS ANALISADOS (MATLAB)

Analisando a Figura 6-10 pode-se concluir que o sismo de *El Centro* é mais rico em frequências mais baixas, comparativamente aos sismos de *Kobe* e de *Northridge*, que apresentam picos mais elevados em frequências mais altas.

### 6.3.5 CONCLUSÕES RETIRADAS DOS ENSAIOS SÍSMICOS REALIZADOS

O modelo à escala reduzida da torre tensíntegra proposta foi submetido a diversos ensaios sísmicos simulados numa mesa sísmica. Através destes ensaios foi possível averiguar qual a eficácia que o mecanismo de controlo de vibrações idealizado teria na redução de acelerações e de deslocamentos numa estrutura produzidos por uma solitação sísmica.

As conclusões mais relevantes retiradas da análise dos dados registados e da observação das Figuras 6-5, 6-7 e 6-9 são enumeradas nos pontos citados em seguida:

- O sismo de *Kobe* caracteriza-se por um sismo de curta duração, com um impulso de grande intensidade. Como se pode ver na Figura 6-9, a alteração de forma idealizada para a estrutura conduziria a um aumento das acelerações.

Esta observação pode ser explicada, uma vez que o sismo de *Kobe* é uma solicitação dinâmica mais rica em frequências mais altas, e, por isso, os seus picos de maior intensidade têm um maior impacto em estruturas de frequências próprias mais elevadas, e, como tal, a estrutura com as ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C sofreria mais danos que a estrutura com as ligas à temperatura ambiente.

- Visto que o arrefecimento das ligas *LMF* da estrutura provocam uma redução nas acelerações e deslocamentos da estrutura, uma das possibilidades seria conceber o mecanismo de controlo “ao contrário”, ou seja, a estrutura na sua forma inicial estaria com as ligas a uma temperatura de 80°C e, no caso da ocorrência de um sismo, a estrutura seria capaz de reduzir a temperatura das ligas até à temperatura ambiente. No entanto existem duas preocupações com esta possibilidade que precisam de ser tidas em conta, ou seja, a estrutura para ter as ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C teriam que estar ligadas a uma fonte de aquecimento ligada perpetuamente durante a vida útil da estrutura, menos durante a ocorrência dum sismo. Desta forma, o investimento num mecanismo de controlo deste tipo mais a energia gasta para manter as ligas da estrutura aquecidas durante toda a vida útil da mesma poderia ser demasiado alto para ser rentável face ao período de retorno dos sismos na generalidade dos locais geográficos. Assim, esta poderia ser uma ideia interessante para obras civis de grande envergadura e de grande interesse civil, como pontes ou edifícios situados em zonas de grande risco sísmica, mas como já se viu seria muito difícil implementar uma alteração de forma deste género numa estrutura desse tipo. Outra das preocupações que é necessário ter com este “*shape-morphing*” “inverso” é que, como se sabe, o arrefecimento das ligas é muito mais lento que um aquecimento, uma vez que tem de ser feito por convecção, e assim, o tempo que a estrutura levaria a reagir poderia ser superior à duração do próprio sismo, o que anularia a eficácia deste mecanismo de controlo de vibrações. Uma das formas de contrariar este aspeto seria introduzir nas ligas uma das técnicas de convecção forçada abordadas no capítulo 3.2.1 que diminui o tempo de reacção das ligas *LMF*.
- Por observação das Figuras 6-5 e 6-7, pode-se concluir que o mecanismo de controlo de vibrações é eficaz para os sismos de *Northridge* e de *El Centro*. No entanto, a alteração de forma da estrutura é muito mais eficaz na redução das acelerações originadas pelo sismo de *El Centro* (redução de 27,8% nas acelerações registadas no terceiro piso da estrutura) do que no caso do sismo de *Northridge* (redução de apenas 5,2% nas acelerações do terceiro piso da estrutura, apesar duma redução de 11,6% nos deslocamentos no mesmo local). Isto pode ser explicado pelo facto de o sismo de *El Centro* ser de maior duração e ser mais rico em frequências de excitação mais baixas.

- Comparando os resultados obtidos para o sismo de *Kobe* com os resultados obtidos no ensaio com os sismos de *El Centro* e de *Northridge* podemos concluir que para diferentes solicitações sísmicas a alteração de forma da estrutura pode originar resultados contrários, ou seja o mecanismo de controlo de vibração proposto (estrutura inicialmente com as ligas à temperatura ambiente, seguido dum aquecimento das ligas *LMF* a uma temperatura de 80°C) só é eficaz para determinados tipos de solicitações sísmicas, embora se possa idealizar num mecanismo “inverso”, com as suas limitações, como foi descrito anteriormente. Face a este problema, e observando os resultados obtidos no ensaio descrito no capítulo 6.1 para diferentes temperaturas, podemos pensar numa forma de solucionar esta diferença de eficácia para diferentes tipologias de sismos. Assim podemos pensar numa estrutura com as ligas *LMF* a uma temperatura de 60°C como sendo um patamar em que a estrutura estaria em toda a sua vida útil, sendo que assim, no caso de ocorrência de um sismo a estrutura teria a capacidade de reduzir a temperatura das ligas *LMF* para a temperatura ambiente ou aumentar a temperatura das mesmas até aos 80°C conforme o sismo fosse mais rico em frequências mais baixas ou mais rico em frequências mais altas, respetivamente. Isto é, a estrutura estando num patamar intermédio, deveria de ser capaz de reconhecer qual dos mecanismos seria mais eficaz para responder ao tipo de solicitação sísmica a que estaria sujeita e, assim a estrutura seria sempre capaz de controlar eficazmente as acelerações experimentadas durante a ocorrência dum sismo. No entanto, esta possibilidade acarretaria alguns dos problemas enunciados quando se propôs o mecanismo “inverso” para melhorar a eficácia do modelo ao sismo de *Kobe*, nomeadamente o problema da duração do arrefecimento que pode ser excessiva comparada à duração do sismo e do problema dos custos de energia demasiado elevados. Para além destes problemas existe ainda a dificuldade da estrutura em conseguir prever que tipo de ação sísmica é que está a ser sujeita e qual a gama de frequências em que o sismo terá maior relevância, pelo que seriam necessários mais estudos para tornar a estrutura capaz de conseguir prever que tipo de sismo é que está a ser sujeita e, conseqüentemente, qual a ação que melhorará a sua resposta e aumente a sua própria segurança. Outro problema relacionado com esta hipótese é que, estando num patamar intermédio, a redução das acelerações na estrutura nunca é tão grande como se esta passasse da fase em que tem as ligas *LMF* à temperatura ambiente para a fase em que tem as ligas a uma temperatura de 80°C.

## 6.4 ALGORITMO DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Uma vez verificada a eficácia do mecanismo de controlo de vibrações da torre tensíntegra, principalmente para solicitações periódicas e harmónicas que, como se pode ver nos capítulos referentes aos dois primeiros ensaios (capítulo 6.1 e capítulo 6.2), a alteração de forma da estrutura modelada pode provocar reduções nas acelerações da estrutura superiores a 87,3%, caso a frequência da excitação esteja próxima da frequência própria da estrutura.

Por forma a automatizar a alteração de forma e a tornar a estrutura completamente adaptativa procedeu-se à elaboração de um algoritmo de controlo, em ambiente *LABView*, que permite à estrutura reagir autonomamente às solicitações dinâmicas exteriores. Para tal, o algoritmo desenvolvido recolhe os dados obtidos nos sensores da estrutura e, estabelecendo um valor de aceleração máxima num dos pisos, a estrutura é capaz de alterar a sua forma, diminuindo as acelerações e deslocamentos experimentados.

Note-se que o algoritmo de controlo de vibrações desenvolvido permite também ao utilizador estabelecer um tempo em que a fonte de alimentação está ligada, ou, por outras palavras, o utilizador consegue definir o período de tempo em que as ligas *LMF* estão a uma temperatura de 80°C.

Realizaram-se dois algoritmos de controlo de vibrações: um em que se limitou a aceleração máxima no terceiro piso da estrutura em  $2,0 \text{ m/s}^2$  e se definiu uma duração da atuação de 10 segundos, enquanto que no outro se limitou a aceleração máxima no terceiro piso a  $1,5 \text{ m/s}^2$ , tendo-se estabelecido um tempo de aquecimento das ligas de apenas 5 segundos. Note-se que ambos os ensaios foram realizados com uma solicitação harmónica do tipo seno com uma frequência de excitação de 4,3 Hz, que corresponde à frequência própria do modelo na sua configuração mais alta e mais estreita, o que maximiza as acelerações e os deslocamentos da estrutura nessa configuração.

O algoritmo de controlo programado em ambiente *LABView* pode ser consultado no ANEXO A.

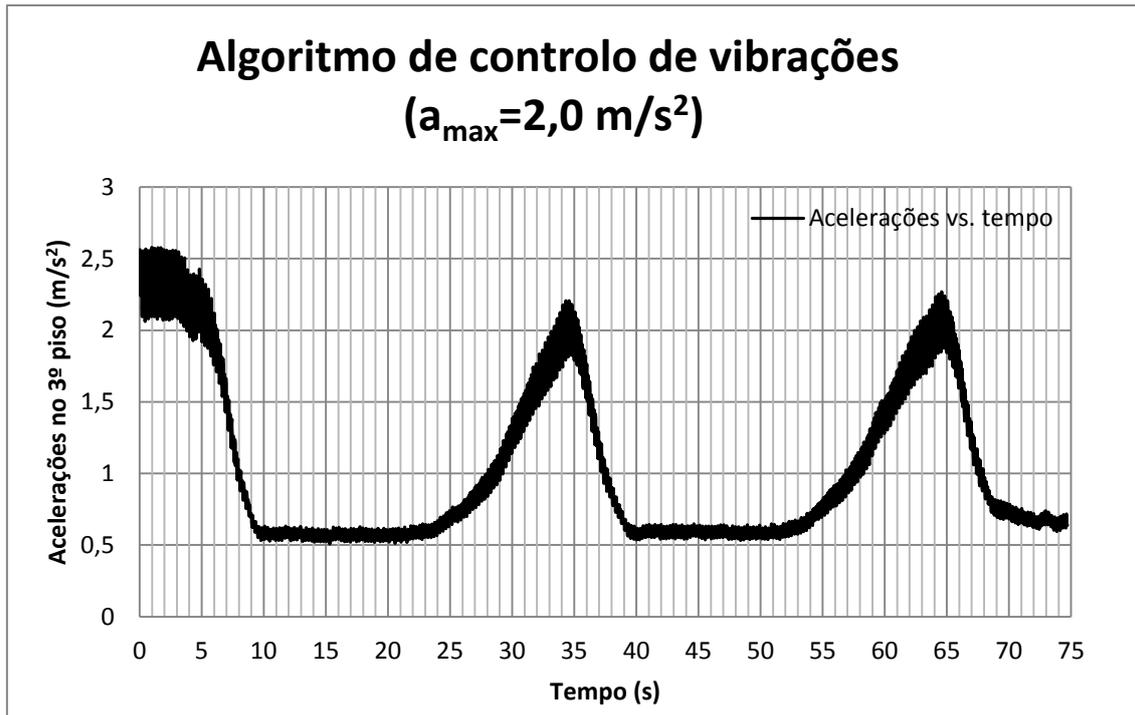


FIGURA 6-11 - ALGORITMO DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES AUTÓNOMO ( $A_{\max}=2,0 \text{ M/s}^2$ )

Na Figura 6-11 está representada a variação de acelerações registadas no acelerómetro do terceiro piso da estrutura em função do tempo. Note-se que os valores da aceleração estão representados em *RMS*, que nos permite ter uma noção das acelerações médias na estrutura. O modelo, numa fase inicial, está sujeito a acelerações de cerca de  $2,5 \text{ m/s}^2$ , sendo que após a ativação do algoritmo de controlo, a estrutura sofre um “*shape-morphing*” que dura 10 segundos, o que permite uma redução das acelerações para cerca de  $0,6 \text{ m/s}^2$ . No final desses 10 segundos, as ligas retornam à temperatura ambiente por convecção e as acelerações no modelo aumentam até atingir o valor limite de  $2,0 \text{ m/s}^2$ , a partir do qual, a fonte de alimentação volta a aquecer as ligas *LMF* até uma temperatura de  $80^\circ\text{C}$  reduzindo as acelerações na estrutura, e assim sucessivamente.

De facto, este algoritmo de controlo de vibrações pode ser realmente eficiente para excitações que entrem em ressonância com a estrutura, que, como se pode ver, pode provocar reduções nas acelerações de 87,3%.

Pela observação da Figura 6-11 podemos notar que o arrefecimento das ligas por convecção é mais lento que o aquecimento, tal como seria de esperar, sendo que o arrefecimento das ligas demora cerca de 13 segundos, enquanto que o aquecimento demora apenas 5 segundos.

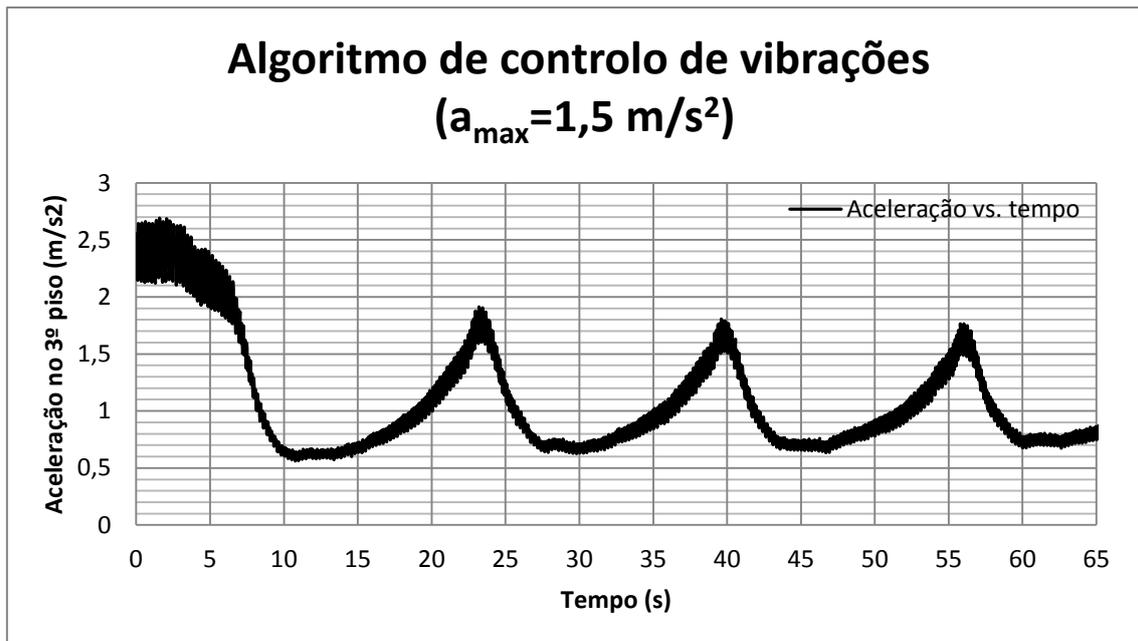


FIGURA 6-12 - ALGORITMO DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES AUTÓNOMO ( $A_{\max}=1,5 \text{ M/S}^2$ )

Na Figura 6-12 está representado o registo de acelerações no terceiro piso da estrutura durante o algoritmo de controlo de vibrações programado em *LABView*. Este ensaio difere do ensaio representado na Figura 6-11 no valor limite de acelerações lidas no acelerómetro da estrutura que, neste caso é de  $1,5 \text{ m/s}^2$ . Neste ensaio, o tempo de ativação das ligas *LMF* é de apenas 5 segundos, ou seja, após se atingir o valor limite de acelerações a fonte de alimentação é ligada e aquece as ligas durante 5 segundos.

Uma das observações que se pode retirar do gráfico ilustrado na Figura 6-12 é que o valor limite das acelerações é sempre um pouco excedido, ou seja, o pico das acelerações é de cerca de  $1,9 \text{ m/s}^2$ . Este atraso na resposta da estrutura tem a ver com o tempo de reação da estrutura, ou seja, quando se atinge os  $1,5 \text{ m/s}^2$ , a fonte de alimentação liga-se e começa a aquecer as ligas *LMF*, só que o mecanismo de alteração de forma não é instantâneo o que leva a que as acelerações continuem a aumentar enquanto a estrutura não varia de frequência própria. Este fator poderia ser resolvido ou amenizado aumentando o valor da constante de  $K_p$  referente ao ganho proporcional do algoritmo *PID*, que diminuiria o tempo de reacção da alteração de forma da estrutura.

## 6.5 VALIDAÇÃO DE RESULTADOS

Por forma a ser possível extrapolar os resultados obtidos no modelo à escala reduzida para uma estrutura à escala real, com outras dimensões, procurou-se simular a resposta estrutural do modelo à escala reduzida num modelo numérico de elementos finitos no *SAP2000*. Para tal, através da simulação na mesa sísmica de uma solicitação dinâmica harmónica com uma determinada frequência, registou-se as acelerações lidas pelos acelerómetros do modelo à escala reduzida e comparou-se com os resultados obtidos no *SAP2000* para uma solicitação harmónica com a mesma frequência.

Para validar os resultados obtidos no modelo à escala reduzida com as ligas à temperatura ambiente analisaram-se as acelerações obtidas no terceiro piso, para uma frequência de excitação de 4,3 Hz. No caso da estrutura com as ligas a uma temperatura de 80°C, procedeu-se da mesma forma, mas agora para uma frequência de excitação de 5,1 Hz.

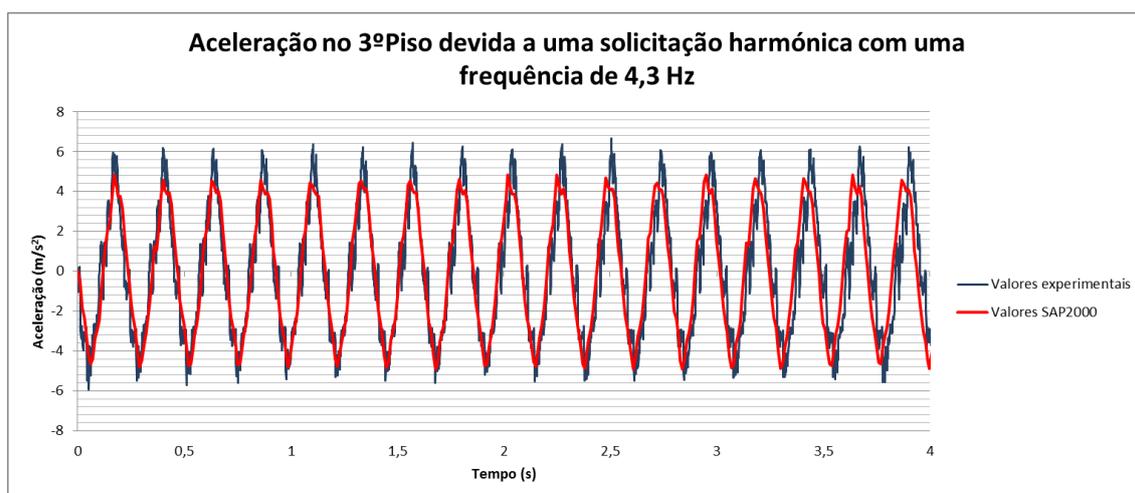


FIGURA 6-13 - ACELERAÇÕES NO 3º PISO DEVIDO A UMA SOLICITAÇÃO HARMÓNICA COM UMA FREQUÊNCIA DE 4,3 HZ.

Na Figura 6-13 apresentam-se as acelerações obtidas no terceiro piso da estrutura quer experimentalmente, através da simulação na mesa sísmica, quer através do modelo numérico de elementos finitos em *SAP2000*.



FIGURA 6-14 - ACELERAÇÕES NO 3º PISO DEVIDO A UMA SOLICITAÇÃO HARMÓNICA COM UMA FREQUÊNCIA DE 5,1 HZ

Pela observação das Figuras 6-13 e 6-14 pode-se concluir que se consegue simular fielmente a resposta estrutural do modelo à escala reduzida através dum modelo numérico desenvolvido no *SAP2000*. De facto, podemos observar que as acelerações obtidas experimentalmente e as acelerações obtidas através do *SAP2000* são muito semelhantes entre si, principalmente no caso do modelo com as ligas a uma temperatura de 80°C.

Isto dá alguma segurança no caso de se querer extrapolar estes resultados para uma estrutura à escala real, ou seja, através dum modelo numérico dum estrutura real pode-se avaliar com rigor qual a resposta da estrutura em termos de acelerações face a uma solicitação dinâmica e ainda prever a variação de acelerações na estrutura devido a uma alteração de forma para uma determinada frequência de excitação.

Para os outros pisos da estrutura os resultados obtidos foram idênticos, ou seja, as acelerações embora sejam mais baixas em módulo, as diferenças entre as acelerações registadas experimentalmente e as acelerações obtidas no modelo numérico são muito reduzidas.

# CAPÍTULO 7

## APLICAÇÕES

Neste capítulo serão propostas algumas aplicações reais da torre tensíntegra estudada e do mecanismo de alteração de forma abordado. Como se viu no capítulo introdutório da tensegridade, as aplicações atuais desta tecnologia são ainda algo limitadas, uma vez que existem apenas alguns exemplares de estruturas baseadas na tensegridade, tais como pontes, estruturas em cúpula, estruturas de coberturas ou torres. A grande maioria das estruturas baseadas na tensegridade são geralmente esculturas que apenas têm interesse do ponto de vista estético ou simbólico, não apresentando grande relevância do ponto de vista civil. No entanto, engenheiros e arquitetos de todo o mundo têm mostrado grande interesse na utilização do conceito da tensegridade em estruturas adaptativas e inteligentes, uma vez que as estruturas tensíntegras são muito leves e resilientes, o que permite que, com uma pequena quantidade de energia se consiga promover deslocamentos e alterações da geometria da estrutura consideráveis. É neste sentido que surgem as principais aplicações sugeridas, uma vez que as estruturas tensíntegras adaptativas poderão ter uma grande importância em estruturas de torres sujeitas a ações dinâmicas periódicas, como por exemplo a ação do vento. De facto, pelos resultados obtidos experimentalmente, é possível concluir que o mecanismo de alteração de forma proposto será especialmente eficaz no controlo de vibrações originadas por ações dinâmicas periódicas. Neste sentido, as principais aplicações da torre tensíntegra estudada serão estruturas em alturas, cujo dimensionamento é limitado pela ação dinâmica do vento.

As torres tensíntegras estudadas ao longo desta dissertação poderão ter uma especial aplicação em torres de transmissão de energia, torres eólicas, torres de suporte de antenas e estruturas em *diagrid*.

### 7.1 TORRES DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA

A energia que alimenta as populações de todo o mundo é gerada em centrais hidroelétricas, sendo que, a partir daí, a energia elétrica é transportada em cabos elétricos que, por sua vez, são suportados por estruturas metálicas chamadas torres de transmissão. As torres de transmissão de energia são obras de grande extensão linear

geralmente compostas por estruturas metálicas tridimensionais. As fundações destas estruturas são geralmente grelhas metálicas, estacas ou sapatas e têm um grande impacto na duração e custo da obra.

A ideia seria projetar as torres de transmissão de energia como sendo a torre tensíntegra adaptativa proposta nesta dissertação. Assim as torres de transmissão de energia seriam equipadas com um computador e uma série de sensores, tal como explicado anteriormente e, assim, teriam a capacidade de experimentar a alteração de forma idealizada.

Durante o projeto das estruturas metálicas constituintes das torres de transmissão de energia as principais origens dos esforços são o peso próprio e a ação dinâmica do vento. E é neste sentido que a torre tensíntegra apresenta algumas vantagens comparativamente às torres metálicas usuais:

- O peso próprio das torres tensíntegras é mais baixo que o peso próprio das torres metálicas, uma vez que, no caso das torres tensíntegras os elementos tracionados são "substituídos" por cabos de aço muito mais leves;
- As torres metálicas são dimensionadas para os esforços máximos originados pela ação dinâmica do vento. Ora estes valores máximos ocorrem para uma velocidade do vento que faça a estrutura entrar em ressonância com o próprio vento. Como se viu, a torre tensíntegra adaptativa tem a possibilidade de alterar a sua frequência própria e, assim, nunca estar em ressonância com a solitação dinâmica a que está a ser sujeita. Assim, os esforços de dimensionamento duma torre tensíntegra seriam consideravelmente mais baixos que os esforços de dimensionamento duma torre metálica.

Ambas as vantagens da adoção das torres tensíntegras adaptativas como torres de transmissão de energia conduziriam a estruturas mais eficientes e de menor custo. No entanto, estima-se que a duração da obra pudesse ser algo superior, uma vez que o projeto das torres de transmissão metálicas já está perfeitamente consolidado dentro da comunidade técnica, enquanto que um projeto de uma torre tensíntegra teria de ser alvo de mais estudos e experiências, sendo que a sua montagem em obra também seria mais complexa (tal como todas as estruturas tensíntegras, como referenciado no capítulo 2.3).

## 7.2 TORRES EÓLICAS

Outra possível aplicação das torres tensíntegras adaptativas é no campo das energias renováveis, nomeadamente na conceção de estruturas de suporte de turbinas eólicas. Esta é uma das aplicações mais interessantes desta tecnologia, podendo revolucionar o conceito de torre eólica tal como o conhecemos.

As torres eólicas são geralmente estruturas de aço ou de betão que tem o objetivo de suportar as turbinas eólicas ou aerogeradores. Estes aerogeradores são uns geradores elétricos que permitem converter energia eólica em energia elétrica através do movimento das pás originado pela ação do vento. As torres de aço são geralmente fabricadas em várias seções metálicas circulares e independentes, enquanto que as torres de betão são constituídas por segmentos pré-fabricados de betão.

A ideia seria substituir as estruturas de suporte dos aerogeradores (com grande impacte paisagístico e dispendiosas) pela torre tensíntegra adaptativa proposta. As vantagens desta aplicação seriam as mesmas que as enumeradas no caso das torres de transmissão de energia, ou seja, as torres tensíntegras são muito mais leves e têm um menor impacte visual. As torres eólicas são geralmente colocadas em locais de ventos intensos para maximizar a eficiência das turbinas eólicas, provocando grandes esforços nas estruturas das torres eólicas. A utilização das torres tensíntegras adaptativas permitiria aliviar os esforços nestas estruturas e, assim, desenvolver torres eólicas menos robustas e, por isso, mais baratas e mais eficientes. No entanto, teriam de se desenvolver mais estudos relativos ao processo de construção destas torres e qual o seu período de vida útil comparativamente às torres eólicas habituais.



FIGURA 7-1 - AEROGERADOR SUPTADO POR UMA TORRE EÓLICA DE AÇO

### 7.3 TORRES DE SUPORTE DE ANTENAS E DE TELECOMUNICAÇÕES

As antenas têm um papel extremamente importante na sociedade atual, uma vez que é um dispositivo que transforma energia eletromagnética guiada pela linha de transmissão em energia eletromagnética irradiada e vice-versa, sendo fulcral em qualquer comunicação realizada por radiofrequência, como por exemplo: rádio, televisão, internet, telefones e telemóveis, etc...

À semelhança das torres de transmissão de energia e das torres eólicas, as torres tensíntegras adaptativas poderão também ser utilizadas como estruturas de suporte de antenas de telecomunicações. Uma vez mais, esta hipótese possibilitaria a construção de estruturas de menor custo e de menor impacto visual, pelas razões enunciadas nos capítulos anteriores.



FIGURA 7-2 - EXEMPLOS DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES HABITUAIS

## 7.4 ESTRUTURAS DE AÇO *DIAGRID*

O sistema estrutural *diagrid* tem tido um grande desenvolvimento recente em estruturas de edifícios de grande altura devido, não só à sua eficiência estrutural, mas também por razões estéticas conseguidas com a sua geometria inovadora. O *Guangzhou Internacional Financial Center* em Guangzhou, na China, é um edifício com um sistema estrutural do tipo *diagrid* com uma altura de 439 m. Outro exemplo de edifícios baseados neste sistema estrutural é o *Lotte Super Tower* em Seoul, na Coreia do Sul, com uma altura de 556 m.



FIGURA 7-3 - EXEMPLOS DE EDIFÍCIOS BASEADOS EM SISTEMAS ESTRUTURAIS DIAGRID (GUANGZHOU INTERNATIONAL FINANCIAL CENTER, À ESQ. E LOTTE SUPER TOWER, À DIR.)

Para edifícios de grande altura, o projeto de estruturas é normalmente condicionado pela rigidez lateral do edifício, uma vez que as ações dinâmicas do vento ou de sismos são geralmente a origem de maiores esforços nas estruturas. O grande desenvolvimento recente de sistemas estruturais *diagrid* tem a ver com a maior rigidez lateral que permite aos edifícios comparativamente com os sistemas estruturais ortogonais habituais. Esta maior rigidez lateral é garantida pela ação axial dos elementos diagonais da estrutura.

Estes sistemas estruturais *diagrid* poderão constituir mais uma aplicação da torre tensíntegra adaptativa descrita nesta dissertação. Inclusive, em alguns exemplos reais de sistemas estruturais em *diagrid* podemos reconhecer elementos em “X” semelhantes ao módulo tensíntegro básico caracterizado no capítulo 2.4.1, como por exemplo no *Hearst Headquarters*, em Nova Iorque (Figura 7-4).

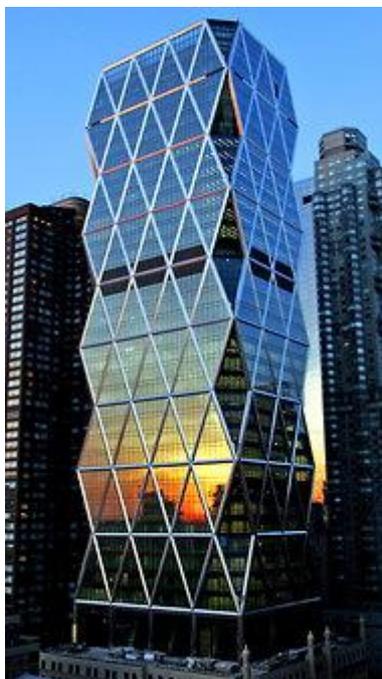


FIGURA 7-4 - HEARST HEADQUARTERS, EM NOVA IORQUE, EUA

A ideia seria introduzir o módulo básico em “X” como elemento básico dum sistema estrutural em *diagrid* e através da sobreposição de vários destes módulos e da sua colocação lado-a-lado conferiria à estrutura a capacidade de experimentar uma alteração de forma semelhante à realizada pelo modelo à escala reduzida ensaiado. Desta forma, a estrutura teria a capacidade de alterar a sua forma e, conseqüentemente a sua frequência própria, diminuindo os esforços na estrutura devidos à ação dinâmica do vento ou de sismos.

No entanto, para testar esta ideia seria necessário realizar um grande número de estudos para averiguar a viabilidade desta possibilidade, uma vez que, como se sabe, não é fácil projetar uma estrutura dum edifício de grande altura e permitir que esta experimente grandes deslocamentos devido a mecanismos de “*shape-morphing*”. Um dos principais problemas desta hipótese tem a ver com os apoios da estrutura que teriam de permitir deslocamentos horizontais, o que não é nada comum em fundações correntes de estruturas em engenharia civil. Outro problema teria a ver com os materiais de revestimento das fachadas, uma vez que não se poderiam utilizar painéis de vidro (solução habitual neste tipo de edifícios), uma vez que se danificariam durante a alteração de forma da estrutura. Como tal, teriam de se utilizar umas membranas elásticas que conseguissem acompanhar o movimento da estrutura sem

se danificarem. Existem ainda outros problemas relacionados com esta possibilidade, tais como a solução estrutural que se utilizaria nos nós da estrutura em que convergem as escoras do módulo básico em “X”, uma vez que teriam de permitir a rotação das escoras em torno do eixo exterior ao plano da estrutura em “X” (embora existam na literatura algumas soluções para nós convergentes de sistemas estruturais em *diagrid*). Outro estudo que teria de se desenvolver tem a ver com a forma como as lajes da estrutura se comportariam durante um mecanismo de alteração de forma e se se manteriam horizontais.

Como se pode ver, a possibilidade de integrar o módulo tensíntegro básico em “X” como unidade estrutural básica dum sistema estrutural *diagrid* é uma ideia ainda em fase embrionária e muito complexa, que traria uma série de problemas comparativamente com as técnicas de construção de edifícios correntes. No entanto é uma ideia interessante e que no futuro poderá estar na base do projeto de estruturas de edifícios adaptativos e inteligentes.



# CAPÍTULO 8

## CONCLUSÃO

O principal objetivo desta dissertação era investigar a eficácia dum algoritmo de controlo de vibrações baseado num mecanismo de alteração de forma numa estrutura adaptativa baseada na tensegridade. Para tal desenvolveu-se um modelo numérico recorrendo a um programa de cálculo automático e um modelo à escala reduzida, sendo que ambos estes modelos foram sujeitos a diversas solicitações dinâmicas tendo-se registado e comparado a sua resposta estrutural face a estas solicitações.

As estruturas adaptativas conseguem-se adaptar a alterações do meio ambiente através dum sistema controlado de sensores e atuadores. Como tal, o modelo à escala reduzida foi equipado com acelerómetros que permitem monitorizar em tempo real as acelerações sentidas nos diferentes pisos da estrutura, sendo que a atuação da estrutura é conseguida através da colocação de ligas com memória de forma em locais estratégicos da estrutura. Tirando partido do comportamento de memória de forma bidirecional das ligas *LMF* utilizadas consegue-se variar a forma e a rigidez da estrutura unicamente através do controlo da temperatura das mesmas. Assim, através do aquecimento e arrefecimento das ligas *LMF* consegue-se fazer com que a estrutura alterne entre duas configurações geométricas distintas, com rigidezes diferentes e, conseqüentemente com frequências próprias diferentes. Com a realização desta dissertação conseguiu-se provar que com pequenas alterações na geometria e rigidez duma estrutura através de mecanismos de alteração de forma se conseguem alterações na frequência própria da estrutura que são suficientes para motivar diminuições consideráveis nas acelerações e deslocamentos na estrutura, aumentando a sua segurança e a comodidade dos ocupantes das mesmas face a fenómenos vibratórios. Estas diminuições de acelerações e deslocamentos são particularmente visíveis para solicitações que entrem em ressonância com a estrutura, ou seja, para ações dinâmicas com uma frequência de excitação próxima da frequência própria da estrutura consegue-se diminuições de acelerações de cerca de 87%.

Através da variação da temperatura dos atuadores da estrutura consegue-se obter pequenas variações na frequência própria da estrutura e, assim, através de pequenas modificações na temperatura das ligas conseguimos controlar as acelerações e deslocamentos experimentados por uma estrutura. No entanto, observou-se que para temperaturas das ligas *LMF* até aos 40°C, a estrutura não

manifesta qualquer modificação da geometria, pelo que a alteração de forma da estrutura só é possível para temperaturas acima dos 40°C. Esta conclusão permite-nos aferir que uma estrutura com um mecanismo de controlo de vibrações baseado numa alteração de forma deste tipo não permitiria deslocamentos indesejáveis na estrutura devido a variações da temperatura ambiente, ou seja, para a gama de temperaturas ambientais normais, a estrutura não apresenta qualquer alteração de geometria ou rigidez indesejada, uma vez que os atuadores *LMF* só apresentam extensões consideráveis para temperaturas acima dos 40°C.

Os ensaios dinâmicos dos modelos desenvolvidos permitiram concluir que o mecanismo de controlo de vibrações investigado é muito eficiente para solicitações dinâmicas harmónicas, conseguindo-se diminuições nas acelerações e deslocamentos da estrutura muito consideráveis, principalmente para frequências de excitação próximas das frequências próprias da estrutura nas suas diferentes configurações geométricas. Alguns exemplos deste tipo de ações dinâmicas em estruturas de engenharia civil são a ação do vento, a ação das pessoas enquanto caminham (por exemplo, em pontes pedestres esta ação pode ser bastante condicionante no projeto da mesma), a ação das ondas do mar ou a ação de alguns motores elétricos. Ora, como se sabe, a ação dinâmica do vento pode ser bastante condicionante em estruturas de grande altura, como por exemplo, arranha-céus, estruturas de suporte de antenas, torres eólicas, mastros de pontes, etc., sendo que, a ação dinâmica do vento pode por em causa a segurança da estrutura e o nível de conforto dos ocupantes das estruturas (principalmente no caso dos arranha-céus). Assim, um mecanismo de controlo de vibrações como o investigado nesta dissertação permitiria controlar ativamente as acelerações numa destas estruturas através do controlo da temperatura dos atuadores *LMF* colocados na mesma.

Os modelos desenvolvidos foram ensaiados a diversas ações sísmicas reais de acelerogramas conhecidos. Para simular estas ações sísmicas, o modelo à escala reduzida foi ensaiado na mesa sísmica do Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL. Estes ensaios permitiram averiguar a eficácia dum “*shape-morphing*” numa estrutura no controlo das acelerações e deslocamentos da mesma durante a atuação de diversos tipos de solicitações sísmicas. Como se disse anteriormente, existem algumas propriedades que podem ser reconhecidas em sismos provenientes de locais geográficos próximos, ou em sismos com o mesmo tipo de origem tectónica. Isto permite aos engenheiros civis prever a que tipo ou tipos de sismos uma estrutura numa determinada localização pode estar sujeita e assim garantir a segurança da mesma no caso da ocorrência desses sismos. No caso desta dissertação, estudou-se a resposta estrutural da estrutura idealizada face à ação dos sismos de *Kobe*, de *Northridge* e de *El Centro*. No caso do sismo de *Kobe*, concluiu-se que a alteração de forma investigada apenas seria eficaz, ou seja apenas permitiria reduções nas acelerações e deslocamentos da estrutura, se funcionasse ao contrário do que estava

idealizado, ou seja, se os actuadores *LMF* estivessem permanentemente a uma temperatura de 80°C e, no caso da ocorrência do sismo se diminuísse a temperatura para a temperatura ambiente. No caso dos sismos de *El Centro* e de *Northridge* conclui-se que o mecanismo de alteração de forma estudado permitiria reduções nas acelerações e deslocamentos da estrutura adaptativa, embora estas reduções sejam muito maiores no caso do sismo de *El Centro*.

Comparando os resultados obtidos para o sismo de *Kobe* com os resultados obtidos para o sismo de *Northridge* e de *El Centro*, pode-se concluir que, para diferentes tipos de solicitações sísmicas, o mecanismo de controlo de vibrações estudado pode provocar resultados distintos, ou seja, para alguns tipos de sismos pode ser mais eficaz o mecanismo de alteração de forma inverso àquele idealizado inicialmente. Uma das formas de corrigir este problema seria estabelecer um patamar intermédio, em que, por exemplo, os actuadores *LMF* estivessem permanentemente a uma temperatura de 60°C e a estrutura deveria ser capaz de reconhecer que tipo de mecanismo de alteração de forma seria mais eficaz na redução das acelerações e deslocamentos da mesma, ou seja, a estrutura deveria ter a capacidade de reconhecer a que tipo de ação sísmica estaria a ser sujeita e escolher se deveria aumentar a temperatura dos actuadores *LMF* ou, ao invés, reduzir a temperatura dos mesmos. No entanto esta possibilidade traria alguns problemas que necessitam de ser enunciados, nomeadamente, ao manter a temperatura permanentemente nos 60°C implicaria gastos excessivos em energia, o que poderá inviabilizar esta possibilidade numa estrutura civil de utilidade corrente. Outro dos problemas desta hipótese tem a ver com a velocidade do mecanismo de alteração de forma inverso, uma vez que a redução da temperatura das ligas *LMF* é feita por convecção, sendo muito mais lenta que o aquecimento. Assim, para um sismo de curta duração e grande intensidade, a duração da alteração de forma poderia ser maior que a duração do próprio sismo, anulando a eficácia do mecanismo, pelo que, neste caso, teria de se pensar em mecanismos de convecção forçada das ligas por forma a reduzir o tempo da atuação. No entanto, em trabalhos futuros será necessário proceder a mais investigações para analisar a possibilidade de conferir às estruturas a capacidade de reconhecer a que tipo de sismo está a ser sujeita e quando vai ocorrer, por forma a melhorar a eficácia deste mecanismo.

Uma outra conclusão que se pode retirar da investigação efectuada é que a velocidade de resposta do mecanismo de alteração de forma está relacionada com os valores dos termos dos ganhos assumidos no algoritmo *PID* que controla a temperatura dos actuadores *LMF*. Como se viu no algoritmo de controlo de vibrações, para limites de acelerações mais baixos é necessário estabelecer um valor do ganho proporcional mais alto, por forma a aumentar a velocidade da alteração de forma da estrutura e, assim, evitar que as acelerações ultrapassem substancialmente o valor limite imposto pondo em causa a segurança da estrutura.

Através dos métodos de validação de resultados definidos concluiu-se que se consegue simular fielmente o comportamento do modelo à escala reduzida num modelo numérico de elementos finitos desenvolvido no *SAP2000*. Assim é possível ter alguma segurança no caso de se querer extrapolar os resultados obtidos no modelo à escala reduzida para uma estrutura à escala real através da realização dum modelo numérico da estrutura real.

Apesar de se necessitarem de mais investigações relativas a este tema, indicaram-se algumas possíveis aplicações da torre tensíntegra adaptativa proposta nesta dissertação, nomeadamente em estruturas em altura sujeitas à ação do vento, uma vez que, como se disse anteriormente, o mecanismo de alteração de forma definido é particularmente eficaz no controlo de vibrações provocadas por este tipo de solicitações. Assim, a torre tensíntegra adaptativa poderá ser especialmente útil para torres de transmissão de energia, torres eólicas, torres de suporte de antenas e de telecomunicações, sendo o módulo em “X” básico poderia ser útil na constituição de estruturas de aço em *diagrid*.

# CAPÍTULO 9

## BIBLIOGRAFIA

ADAM, B., SMITH, I.F.C. (2008), "*Active tensegrity: A control framework for an adaptive civil-engineering structure*", Computers and Structures 86 (2008) 2215–2223.

ALI, N. B. H., RHODE-BARBARIGOS, L., ALBI, A. A. P., SMITH, I. F. C. (2010), "*Design optimization and dynamic analysis of a tensegrity-based footbridge*", Engineering Structures 32 (2010) 3650–3659.

ALI, N. B. H., SMITH, I. F. C. (2010), "*Dynamic behavior and vibration control of a tensegrity structure*", International Journal of Solids and Structures 47 (2010) 1285–1296.

AN, L., HUANG, W.M., FU, Y.Q., GUO, N.Q. (2008), "*A note on size effect in actuating NiTi shape memory alloys by electrical current*", Materials and Design 29 (2008) 1432–1437.

BLISS, T. K., IWASAKI, T., BART-SMITH H. (2008), "*CPG Control of a Tensegrity Morphing Structure for Biomimetic Applications*", Department of Mechanical and Aerospace Engineering, University of Virginia, EUA.

BURKHARDT, R. W. (2008), "*A Practical Guide to Tensegrity Design*", Cambridge, MA 02142-0021, EUA.

CARSTENS, S. , KUHL, D. (2008), "*Tensegrity-Islands of Compression in a Sea of Tension*", gaCMReport, Institute of Mechanics and Dynamics, University of Kassel, Germany.

CASTILHO, W. S., SILVA, E. P. (2011), "*Algumas aplicações das ligas com memória de forma*", Sinergia, São Paulo, v. 12, n. 1, p. 99-108, jan./abr. 2011.

CHAN, W. L. et al. (2004), "*Active vibration control of a three-stage tensegrity structure*", SPIE 11th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, University of California, San Diego, EUA.

CHOPRA, A. K. (2000), "*Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*", Prentice Hall, California, EUA.

- DELGADO, R., ARÊDE, A. (2000), “*Dinâmica de Estruturas*”, FEUP-DEC-Estruturas.
- DUTTA, S. M., GHORBEL, F. H., DABNEY, J. B. (2005), “*Modeling and Control of a Shape Memory Alloy Actuator*”, Proceedings of the 2005 IEEE, International Symposium on Intelligent Control, Limassol, Chipre.
- ELZEY, D. M., SOFLA, A. Y.N., WADLEY, H. N.G. (2003), “*A bio-inspired, high-authority actuator for shape morphing structures*”, Smart Structures and Materials 2003, Proceedings of SPIE Vol. 5053 (2003).
- GUEST, S. D. (2010), “*The Stiffness of Tensegrity Structures*”, Department of Engineering, University of Cambridge, Inglaterra.
- HUANG, W. (1998), “*Shape Memory Alloys and their Application to Actuators for Deployable Structures*”, Tese de doutoramento, University of Cambridge, Inglaterra.
- HUANG, W. M., DING, Z., WANG, C. C., WEI, J., ZHAO, Y., PURNWALLI, H. (2010), “*Shape-memory materials*”, School of Mechanical and Aerospace Engineering, Nanyang Technological University, Singapura.
- JÁUREGI, V. G. (2009), “*Controversial Origins of Tensegrity*”, Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2009, Valencia, Espanha.
- JÁUREGUI, V. G. (2004), “*Tensegrity Structures and their Application to Architecture*”, Tese de mestrado, School of Architecture, Queen’s University, Belfast, Irlanda do Norte.
- JUAN, S. H., TUR, J. M. M. (2008), “*Tensegrity frameworks: Static analysis review*”, Mechanism and Machine Theory 43 (2008) 859-881
- KMET, S., PLATKO, P. (2012), “*Linear analytical solution of an active tensegrity unit*”, Procedia Engineering 40 (2012) 205 – 210.
- KORKMAZ, S. (2011), “*A review of active structural control: challenges for engineering informatics*”, Computers and Structures 89 (2011) 2113–2132.
- KRISHNAN, R.V.; DELAEY, L.; WARLIMONT, H. et al. (1974), “*Thermoelasticity, pseudoelasticity and the memory effects associated with martensitic transformations, Part. 1 Structural and microstructural changes*”, Journal of Materials Science 9 1521-1535.
- MAENGHYO, C., SANGHAUN, K. (2005), “*Structural morphing using two-way shape memory effect of SMA*”, International Journal of Solids and Structures 42 (2005) 1759-1776.

MICHELETTI, A. (2013), "*Bistable Regimes in an Elastic Tensegrity System*", Department of Civil Engineering and Computer Science Engineering, University of Rome Tor Vergata, Roma, Itália.

MOON, K. (2009), "*Design and Construction of Steel Diagrid Structures*", School of Architecture, Yale University, New Haven, EUA.

OPPENHEIM, I.J., WILLIAMS, W.O., (2001), "*Vibration of an elastic tensegrity structure*", *European Journal of Mechanics A Solids* 20, 1023–1031.

PAGITZ, M., TUR, J. M. M. (2009), "*Finite element based form-finding algorithm for tensegrity structures*", *International Journal of Solids and Structures* 46 (2009) 3235–3240.

PUGH, A. (1976), "*An Introduction to Tensegrity*", University of California Press, Berkeley, California, EUA

RHODE-BARBARIGOS, L. (2012), "*An Active Deployable Tensegrity Structure*", Tese de Doutorado nº 5457, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça.

SANTOS, F. P. A. (2010), "*Vibration control with shape-memory alloys in civil engineering structures*", Tese de Doutorado, FCT-UNL, Almada.

SILVA, J. G. B. F. et al (2010), "*Innovative Solutions for Overhead Line Supports*", Working Group B2-08, CIGRE.

SKELTON, R. et al (2002), "Chapter 17: An Introduction to the Mechanics of Tensegrity Structures", "*The Mechanical Systems design Handbook*", University of California, San Diego, EUA.

SNELSON, K. (2012), "*The Art of Tensegrity*", *International Journal of Space Structures*, Volume 27, Number 2 & 3, 2012, EUA.

SONG, G., MAA, N., LI, H.-N. (2006), "*Applications of shape memory alloys in civil structures*", *Engineering Structures* 28 (2006) 1266–1274.

SULTAN, C., CORLESS, M., SKELTON, R. E. (2001), "*The prestressability problem of tensegrity structures: some analytical solutions*", *International Journal of Solids and Structures* 38 (2001) 5223-5252.

SULTAN, C., CORLESS, M., SKELTON, R. E. (2002), "*Linear dynamics of tensegrity structures*", *Engineering Structures* 24 (2002) 671–685.

SULTAN, C., SKELTON, R., (2003), "*Deployment of tensegrity structures*", *International Journal of Solids and Structures* 40 (2003) 4637–4657.

TIBERT, A. G., PELLEGRINO, S. (2003), "*Review of Form-Finding Methods for Tensegrity Structures*", Department of Engineering, University of Cambridge, Inglaterra.

TIMOSHENKO, S. (1937), "*Vibration Problems in Engineering*", D. Van Nostrand Company Inc., Segunda Edição, Nova Iorque, EUA.

WROLDSEN, A. S. (2007), "*Modelling and Control of Tensegrity Structures*", Tese de Doutorado, Department of Marine Technology, Norwegian University of Science and Technology, Noruega.





## ANEXO A.2 – ALGORITMO DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES (AMBIENTE *LABVIEW*)

