



**Pedro Miguel Furna Serafim**  
Licenciado

# **Controlo de Vibrações em Engenharia Civil**

**Caso de Estudo: Aplicação de Ligas de SMA  
na Ponte de Santa Margarida do Sado**

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

Orientador: Prof. Dr. Corneliu Cismasiu

Júri:

Presidente: Prof. Dr. Luís Canhoto Neves  
Arguente: Prof. Dr. Filipe Amarante dos Santos  
Vogal: Prof. Dr. Corneliu Cismasiu



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro de 2011



“Copyright” Pedro Miguel Furna Serafim, FCT/UNL e UNL

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



# Agradecimentos

Em primeiro lugar, pelos ensinamentos, apoio, disponibilidade e interesse demonstrado ao longo de todo o processo que levou à realização desta dissertação, expresso aqui os meus mais sinceros agradecimentos ao Prof. Dr. Corneliu Cismasiu, que demonstrou sempre um elevado sentido de responsabilidade, rigor e profissionalismo que tanto aprecio. Muito obrigado.

Um agradecimento especial à minha família que permitiu a minha difícil vinda para a faculdade, em especial a minha mãe Helena Maria de Freitas Furna e irmão João Gonçalo Furna Serafim por todo o apoio incondicional que sempre demonstraram e que espero um dia poder vir a retribuir, estou certo que o farei. Muito Obrigado.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia e à Universidade Nova de Lisboa expresso aqui o meu enorme respeito e agradecimento pelo apoio logístico e por todas as oportunidades que me proporcionou. Obrigado também pela difícil tarefa de me fazer continuar a acreditar num estado social onde se promove a igualdade de direitos e oportunidades para todos os indivíduos independentemente da sua classe social, onde se promove uma progressão meritória baseada numa ética de valores e princípios que tanta falta fazem ao nosso país. Que não se menosprezem as instições universitárias, os seus recursos humanos nem os seus formandos, pois os jovens de hoje serão os Homens de amanhã, e as soluções do futuro das quais todos nós dependemos, passarão certamente pelas suas mãos. Obrigado.

A todos os meus amigos e colegas cujos nomes são demasiados para aqui referir, muito obrigado pelo companheirismo, fairplay e entreaajuda demonstrado ao longo de todos estes anos. Foram longas as horas de trabalho que tantas vezes viraram dias e noites sem dormir, espero um dia ter o privilegio de voltar a trabalhar convosco. Obrigado.

Á anTUNiA, obrigado por todas as experiencias e aventuras, pessoas e culturas que me permitiu experienciar. A todos os antunios muito obrigado pelo companheirismo e ajuda ao longo destes anos. Obrigado.

Por ultimo mas não menos importante um agradecimento especial à Sara Couto Ortins, pessoa que esteve sempre presente nos bons e maus momentos e que mais ajuda e apoio prestou. Espero um dia poder-te retribuir, tenho a certeza que o farei. Muito Obrigado.



# Resumo

A quantidade de estruturas antigas que não cumprem a regulamentação actual associada ao risco sísmico do território nacional, fazem com que exista necessidade de criação de alternativas de reforço, com uma aplicação de tal forma expedita que não necessite de uma intervenção profunda na estrutura. Englobadas nestas estruturas estão uma quantidade significativa de pontes rodoviárias que não cumprem os regulamentos actuais, não garantindo assim um funcionamento adequado em caso de ocorrência de um sismo.

As ligas com memória de forma (*Shape Memory Alloys - SMA*) são um material com características únicas e com inúmeras potencialidades ainda por explorar. Uma das suas possíveis aplicações é como dissipador passivo de energia em pontes, onde se explora o seu ciclo histerético característico que ao contrário duma liga comum, se desenvolve em regime elástico. Isto faz com que o SMA assuma a função de dissipação de energia mantendo no entanto a capacidade de recentragem. Este material é de fácil aplicação, necessitando apenas de abertura de pequenos rasgos longitudinais no tabuleiro e já mostrou ser muito eficaz no controlo do descalçamento de pontes por deslocamentos excessivos, em especial em pontes de multi-tramos simplesmente apoiados.

A dissertação tem como objectivo o estudo da viabilidade da aplicação de um sistema de controlo passivo por dissipação de energia à base de SMA, numa ponte existente com deficiências estruturais, e que não cumpre os regulamentos actuais.

## Palavras chave:

- Sistema de Controlo de Vibrações
- Controlo Passivo
- Ligas com Memória de Forma
- Ponte
- Reforço



# Abstract

Because of the large quantity of old structures that do not comply with the current rules associated with the seismic risk of the national territory, there is a need to create alternative strategies for strengthening, based on expeditious procedures that does not require demanding and expensive interventions in structure. Among these structures, are a significant number of road bridges which do not satisfy the current regulations and do not guarantee a proper behaviour in the case of an earthquake.

The Shape Memory Alloy (SMA) is a material with unique characteristics and great potential. One of its possible applications in Civil Engineerring is to dissipate energy as a passive system in bridges, exploring its peculiar hysteretic cycle, occoring in the superelastic region. This property allows the SMA to dissipate energy mantainig its recentring capabilities. This reinforcing solution is easy to implement and require only small longitudinal opening slots on the main deck and has proven to be very effective in controlling the unseating of bridges, by excessive displacements, in particular in multi-span simply supported bridges.

This dissertation aims to study the feasibility of applying a passive control system based on SMA, in an existing bridge with structural weaknesses, and that does not meet current regulations.

## Keywords:

- Vibration Control System
- Passive Control
- Shape Memory Alloys
- Bridge
- Retrofit



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xix</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xxi</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Introdução . . . . .	1
1.2 Enquadramento e objectivos do trabalho . . . . .	2
1.3 Organização da dissertação . . . . .	2
<b>2 Introdução Teórica</b>	<b>5</b>
2.1 Acções Estáticas . . . . .	5
2.2 Acções Dinâmicas . . . . .	5
2.2.1 Acção do Vento . . . . .	6
2.2.2 Acção dinâmica provocada pelo trânsito pedonal . . . . .	7
2.2.3 Acção do Sismo . . . . .	8
2.3 Resposta Dinâmica a uma aceleração basal harmónica . . . . .	11
<b>3 Estado da Arte</b>	<b>15</b>
3.1 Sistemas de controlo de vibrações . . . . .	15
3.2 Sistemas de protecção passiva . . . . .	16
3.2.1 Amortecedores de massa sintonizada (TMD <i>Tuned Mass Damper</i> ) . . . . .	17
3.2.2 Amortecedores de líquido sintonizado (TLD <i>Tuned Liquid Damper</i> ) . . . . .	19
3.2.3 Amortecedores viscosos (VD <i>Viscous Damper</i> ) . . . . .	21
3.2.4 Amortecedores viscoelásticos (VED <i>Viscoelastic Damper</i> ) . . . . .	23
3.2.5 Amortecedores friccionais ou atríticos (FD <i>Friction Damper</i> ) . . . . .	26

3.2.6	Amortecedores histeréticos (HD <i>Hysteretic Damper</i> ) . . . . .	28
3.2.7	Ligas com memória de forma (SMA <i>Shape Memory Alloys</i> ) . . . . .	30
3.2.8	Isolamento de base (BI <i>Base Isolation</i> ) . . . . .	35
3.3	Sistemas de protecção activa . . . . .	41
3.3.1	Amortecedores de massa activa (AMD <i>Active Mass Dampes</i> ) . . . . .	43
3.3.2	Sistema de cabos activos (ATS <i>Active Tendons System</i> ) . . . . .	44
3.3.3	Contraventamento activo (ABS <i>Active Brace System</i> ) . . . . .	46
3.3.4	Deformação activa (ADC <i>Active Deformation Control</i> ) . . . . .	46
3.4	Sistemas de protecção semi-activa . . . . .	47
3.4.1	Dispositivos de rigidez variável (AVS <i>Active Variable Stiffness</i> ) . . . . .	48
3.4.2	Amortecedores de atrito variável (VFD <i>Variable-Friction Damper</i> ) . . . . .	50
3.4.3	Amortecedores viscosos de orifício variável (VOD <i>Variable Orifice Damper</i> ) . . . . .	50
3.4.4	Amortecedores de viscosidade variável (VVD <i>Variable Viscosity Damper</i> ) . . . . .	51
3.5	Sistemas de protecção híbrida . . . . .	53
<b>4</b>	<b>Caracterização da Acção Sísmica e Modelos de Análise</b> . . . . .	<b>55</b>
4.1	Geração de séries de aceleração a partir de espectros de resposta. . . . .	57
4.1.1	Cálculo do espectro de resposta elástica através do espectro de potência. . . . .	58
4.1.2	Cálculo de uma serie de acelerações através do espectro de potência. . . . .	60
4.2	Espectros de Resposta segundo o EC8 (NP EN 1998-1 2010). . . . .	61
<b>5</b>	<b>Ligas com memória de forma (SMA <i>Shape Memory Alloys</i>)</b> . . . . .	<b>69</b>
5.1	Características gerais . . . . .	69
5.2	Influência da temperatura e velocidade de carregamento . . . . .	72
5.3	Modelo constitutivo . . . . .	74
5.3.1	Lei mecânica . . . . .	75
5.3.2	Lei cinética . . . . .	75
5.3.3	Equação de equilíbrio térmico . . . . .	76
5.4	Calibragem da curva histerética do SMA . . . . .	76
<b>6</b>	<b>Caso de Estudo Ponte Santa Margarida do Sado</b> . . . . .	<b>79</b>
6.1	Descrição da Estrutura e Fundações . . . . .	79
6.2	Materiais . . . . .	83
6.3	Modelação Tridimensional do Solo . . . . .	85
6.3.1	Construção do modelo e análise de convergência . . . . .	86
6.3.2	Verificação da qualidade do modelo . . . . .	90
6.4	Modelação Tridimensional da Estrutura . . . . .	91
6.4.1	Perfis metálicos . . . . .	91
6.4.2	Pilar central . . . . .	93
6.4.3	Apoios e ligações . . . . .	95
6.4.4	Tabuleiro . . . . .	97

6.4.5	Vista global do modelo . . . . .	99
6.4.6	Definição da massa, pesos e acções regulamentares . . . . .	100
6.4.7	Refinamento da malha e análise de convergência . . . . .	101
6.4.8	Controlo de qualidade do modelo . . . . .	103
6.4.9	Vista global das deformadas do modelo. . . . .	108
6.5	Acção do Sismo segundo o EC8 (NP EN 1998-1 2010) . . . . .	109
6.6	Resultados da análise do Modelo Tridimensional da Estrutura . . . . .	113
6.7	Estudo da Estratégia de Controlo Estrutural . . . . .	115
6.7.1	Calibragem do Modelo Unidireccional Equivalente com 3 GDL . . . . .	115
6.7.2	Aplicação de apoios elastoméricos e SMA pré-esforçado. . . . .	117
6.7.3	Aplicação de ligas de aço para controlo de deslocamentos . . . . .	127
6.7.4	Comparação dos resultados com ligas de aço e com SMA . . . . .	132
<b>7</b>	<b>Conclusões e Desenvolvimentos Futuros</b>	<b>137</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>139</b>
<b>A</b>	<b>Verificação da Qualidade do Modelo Tridimensional da Estrutura</b>	<b>147</b>
A.1	Refinamento indiferenciado da malha . . . . .	147
A.2	Refinamento diferenciado da malha . . . . .	150



# Índice de Figuras

2.1	Exemplos de estruturas susceptíveis a problemas de vibrações. . . . .	6
2.2	Ponte sobre o Rio Niterói (Brasil) . . . . .	7
2.3	Planta e Alçado de da Ponte Pedro e Inês (Coimbra) . . . . .	7
2.4	Origem dos sismos. . . . .	9
2.5	Atlas de Placas Tectónicas . . . . .	11
2.6	Coefficiente de Transmissibilidade. . . . .	12
3.1	Modelo de comportamento do TMD . . . . .	17
3.2	Influência do TMD nos modos de vibração de um pórtico. . . . .	18
3.3	TMD do Taipei 101. . . . .	18
3.4	Exemplos de aplicação de TMD. . . . .	19
3.5	Torre sul de One Rincon Hill (São Francisco, USA) . . . . .	20
3.6	Exemplo esquemático de um VD. . . . .	21
3.7	Curvas de amortecimento viscoso. . . . .	22
3.8	Curvas de amortecimento viscoso. . . . .	23
3.9	Diferença entre ciclos de cargas de um VD e um VED. . . . .	24
3.10	Exemplo esquemático de dois VEDs. . . . .	24
3.11	Variação das características mecânicas dos VEDs em função da frequência e da Temperatura. . . . .	25
3.12	Pormenor da aplicação de um VED no WTC, Nova Iorque. . . . .	25
3.13	Pormenor e curvas força - deslocamento de um F-VEDD. . . . .	26
3.14	Curvas força-deslocamento de um amortecedor friccional (FD) para duas frequências diferentes . . . . .	26
3.15	Exemplo de um FD translacional. . . . .	27
3.16	Exemplos de um FD rotacional. . . . .	28
3.17	Serie de ciclos de carga-descarga num HD do tipo ADAS. . . . .	29
3.18	Comportamento de um ADAS quando solicitado. . . . .	29
3.19	Comportamento de um TADAS quando solicitado. . . . .	30
3.20	Comportamento de ligas com memoria de forma (SMA). . . . .	31
3.21	Mecanismo do efeito superelástico. . . . .	32
3.22	Mecanismo do efeito de memória de forma. . . . .	32
3.23	Comportamento mecânico de uma ligação com barras de NiTi. . . . .	33
3.24	Exemplos de zonas de aplicação de SMAs. Exemplo de uma barra de SMA. . . . .	33

3.25	Exemplo esquemático de uma barra de SMA. . . . .	34
3.26	Curva força - deslocamento de um SMA pré-esforço e não pré-esforçado. . . . .	34
3.27	Dispositivo de contraentamento à base de SMA. . . . .	35
3.28	Comportamento de uma estrutura isolada e não isolada face à acção sísmica. . . . .	35
3.29	Espectros de resposta do RSA de uma estrutura com isolamento e sem isolamento. . . . .	36
3.30	Frequências mais comuns de uma excitação sísmica de elevada magnitude, e frequências de uma estrutura pré e pós isolamento. . . . .	36
3.31	Pormenor aplicação de um elastómero no encontro de uma ponte. . . . .	37
3.32	Pormenor aplicação do isolamento de base num edifício. . . . .	38
3.33	Características mecânicas da borracha vulcanizada e não vulcanizada. . . . .	38
3.34	Factor de forma de blocos elastoméricos cintados e não cintados. . . . .	39
3.35	Exemplo de Elastómeros cintados, da marca ALGA. . . . .	40
3.36	HDRB - <i>High Damping Rubber Bearings</i> . . . . .	40
3.37	LRB - <i>Lead Rubber Bearings</i> . . . . .	41
3.38	Esquema de funcionamento de um sistema de controlo activo. . . . .	42
3.39	Modelo de comportamento do AMD. . . . .	43
3.40	AMDs instalado no edifício Kyobashi Centre, Tóquio. . . . .	44
3.41	Algumas configurações possíveis para cabos activos num pórtico. . . . .	45
3.42	Algumas configurações possíveis para cabos activos num pórtico com 3 pisos. . . . .	45
3.43	Exemplo de aplicação de cabos activos numa ponte atirantada. . . . .	45
3.44	Algumas configurações possíveis para cabos activos numa ponte. . . . .	46
3.45	ABS - " <i>Active Brace System</i> ". . . . .	46
3.46	Esquema de funcionamento de um sistema ADC. . . . .	47
3.47	Sistema de funcionamento de um AVS ( <i>Active Variable Stiffness</i> ) em V invertido. . . . .	48
3.48	AVS ( <i>Active Variable Stiffness</i> ) em V invertido. . . . .	49
3.49	Esquema de funcionamento do sistema AVS do edifício Kajima Technical Research Institute, Tóquio. . . . .	49
3.50	Esquema de funcionamento do sistema VFD. . . . .	50
3.51	Esquema de funcionamento de um amortecedor viscoso de orifício variável. . . . .	50
3.52	Exemplo de aplicação de amortecedores viscosos de orifício variável no Kajima Shizuoka, Tóquio. . . . .	51
3.53	Funcionamento dos fluidos magneto-reológicos e amortecedores de viscosidade variável. . . . .	52
3.54	Exemplo de Aplicação de um HMD. . . . .	53
3.55	Edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio. . . . .	54
4.1	Modelos de análise estrutural permitidos pelas regulamentações. . . . .	55
4.2	Espectro de resposta elástica, série de acelerações e função de densidade espectral de potência. . . . .	57
4.3	Fluxograma para geração de acelerogramas artificiais. . . . .	59
4.4	Diferenças entre o espectro elástico e de dimensionamento. . . . .	63
4.5	Diferenças entre o espectro elástico de vários tipos de solo. . . . .	66

4.6	Diferenças entre o espectro elástico de sismos a diferentes distancias. . . . .	67
4.7	Zonamento Sísmico em Portugal Continental segundo o EC8. . . . .	67
4.8	Zonamento das Regiões Autónomas segundo o EC8. . . . .	68
5.1	Comportamento de ligas com memória de forma (SMA). . . . .	70
5.2	Mecanismo do efeito de memória de forma. . . . .	71
5.3	Mecanismo do efeito superelástico. . . . .	71
5.4	Ensaio cíclicos de um liga NiTi, para várias frequências. . . . .	72
5.5	Varição do 1º e 100º ciclos histeréticos para várias temperaturas. . . . .	73
5.6	Influência da frequência no coeficiente de amortecimento equivalente. . . . .	73
5.7	Efeito do pré-esforço no ciclo histerético de um oscilador com 1 GDL, com duas molas de SMA em oposição de fase, com comportamento superelástico. . . . .	74
5.8	Exemplo modelo constitutivo do uma liga NiTi. . . . .	74
5.9	Leis mecânicas para as ligas com memória de forma. . . . .	75
5.10	Diagrama de fase e leis cinéticas para as ligas com memória de forma. . . . .	75
5.11	Modelo de comportamento de um oscilador com 1 GDL com 2 fios de SMA em oposição de fase. . . . .	77
5.12	Curva força deslocamento característica de um fio de SMA utilizado para o controlo estrutura da Ponte Santa Margarida do Sado. . . . .	77
6.1	Localização da Ponte Santa Margarida do Sado. . . . .	79
6.2	Planta de Localização da Ponte Santa Margarida do Sado. . . . .	80
6.3	Vista de Perspectiva da Ponte Santa Margarida do Sado. . . . .	80
6.4	Esquema Geral da Estrutura e Fundações da Ponte Santa Margarida do Sado. . . . .	81
6.5	Pormenor do pilar central. . . . .	81
6.6	Pormenores do Pilar Central. . . . .	82
6.7	Pormenor do Pilar Central. . . . .	83
6.8	Elemento finito sólido <i>Solid</i> (Modelação Solo e Fundação). . . . .	85
6.9	Vista Horizontal da Malha nº1 (Modelação do Solo e Fundação). . . . .	87
6.10	Vista Horizontal da Malha nº2 (Modelação do Solo e Fundação). . . . .	88
6.11	Pormenor modelo do bloco de solo com sistema de eixos. . . . .	89
6.12	Deformadas do bloco de solo nos 6 GDL possíveis. . . . .	89
6.13	Elemento finito linear <i>Frame</i> (Modelação dos Perfis Metálicos e Pilar). . . . .	92
6.14	Pormenor perfis metálicos considerados na modelação. . . . .	92
6.15	Pormenor perfis metálicos considerados na modelação. . . . .	93
6.16	Ligação de um nó superior. . . . .	93
6.17	Pormenor rectângulo equivalente para área de corte. . . . .	94
6.18	Modelo estrutural e condições de apoio. . . . .	95
6.19	Pormenor e fotografia do aparelho de apoio móvel dos encontros denominado aparelho de apoio de roletes múltiplos. . . . .	96
6.20	Pormenor e fotografia do aparelho de apoio fixo do pilar central denominado aparelho de apoio de rolo ou rolete. . . . .	96
6.21	Vista das ligações de um painel da grelha do modelo. . . . .	97
6.22	Elemento finito plano <i>Frame</i> (Modelação da laje de BA). . . . .	97

6.23	Pormenor do painel da grelha inferior. . . . .	98
6.24	Pormenor da Laje de BA do tabuleiro. . . . .	98
6.25	Vista grelha inferior. . . . .	99
6.26	Vista superior do modelo. . . . .	99
6.27	Vistas gerais do modelo. . . . .	99
6.28	Cargas aplicadas ao modelo. . . . .	100
6.29	Resumo erros relativos com refinamentos diferenciados. . . . .	103
6.30	Simplificações do modelo para o cálculo manual da frequência fundamental da estrutura. . . . .	106
6.31	Modos de deformação para o cálculo da matriz de flexibilidade. . . . .	107
6.32	Vista do modelo indeformado. . . . .	108
6.33	Vista do modelo carregado com o peso próprio. . . . .	108
6.34	Vista do 1º modo de deformação do modelo. . . . .	108
6.35	Vista do 2º modo de deformação do modelo. . . . .	108
6.36	Vista do 3º modo de deformação do modelo. . . . .	109
6.37	Vista do 4º modo de deformação do modelo. . . . .	109
6.38	Vista do 5º modo de deformação do modelo. . . . .	109
6.39	Espectros de resposta dos sismos regulamentados pelo EC8, na zona de Grândola, para o terreno do tipo D, e coeficiente de amortecimento $\zeta = 5\%$ . . . . .	110
6.40	Sismo 1.3-D (S1) gerado artificialmente. . . . .	111
6.41	Sismo 1.3-D (S2) gerado artificialmente. . . . .	111
6.42	Sismo 1.3-D (S3) gerado artificialmente. . . . .	111
6.43	Sismo 2.3-D (S1) gerado artificialmente. . . . .	112
6.44	Sismo 2.3-D (S2) gerado artificialmente. . . . .	112
6.45	Sismo 2.3-D (S3) gerado artificialmente. . . . .	112
6.46	Verificação da qualidade dos acelerogramas. . . . .	113
6.47	Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL. . . . .	115
6.48	Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL com apoios elastoméricos, e com aplicação de SMAs para controlo. . . . .	119
6.49	Momento máximo desenvolvido na base do pilar. . . . .	123
6.50	Resposta estrutural com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de SMA. . . . .	123
6.51	Resposta estrutural em percentagem com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de SMA. . . . .	124
6.52	Dissipação total de energia em cada encontro, ao de um sismo de 30 s. . . . .	124
6.53	Força máxima desenvolvida nas ligas de memória de forma em cada ligação tabuleiro - encontro, durante a acção sísmica. . . . .	125
6.54	Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em valor absoluto, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. . . . .	126
6.55	Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em percentagem, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. . . . .	126
6.56	Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL com apoios elastoméricos, e com aplicação de Ligas de Aço para controlo. . . . .	127
6.57	Momento máximo desenvolvido na base do pilar. . . . .	129
6.58	Resposta estrutural com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de aço. . . . .	129

6.59	Resposta estrutural em percentagem com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de aço. . . . .	130
6.60	Dissipação total de energia em cada encontro, ao de um sismo de 30 s. . . . .	130
6.61	Força máxima desenvolvida nas ligas de aço em cada ligação tabuleiro - encontro, durante a acção sísmica. . . . .	131
6.62	Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em valor absoluto, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. . . . .	131
6.63	Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em percentagem, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. . . . .	132
6.64	Momento na base do pilar central, em função da força máxima introduzida nos tabuleiros. . . . .	132
6.65	Energia máxima dissipada em cada ligação tabuleiro - encontro, nos 6 sismos regulamentares, em função da força máxima transmitida para o tabuleiro. . . . .	133
6.66	Deslocamento absoluto do topo do pilar para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro. . . . .	133
6.67	Deslocamento absoluto do tabuleiro para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro. . . . .	134
6.68	Deslocamento relativo entre o topo do pilar e o tabuleiro para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro. . . . .	134
6.69	Deslocamentos absolutos do topo do pilar e do tabuleiro em função do tempo, para a solução de reforço com SMAs. . . . .	135
6.70	Deslocamentos absolutos do topo do pilar e do tabuleiro em função do tempo, para a solução de reforço com ligas de aço. . . . .	136
A.1	Erro relativo em relação a $\sum F_v$ (%) . . . . .	149
A.2	Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (%) . . . . .	149
A.3	Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (absoluto) . . . . .	150
A.4	Erro relativo frequência fundamental longitudinal ff (%) . . . . .	150
A.5	Resumo erros relativos com refinamentos indiferenciados . . . . .	150
A.6	Erro relativo em relação a $\sum F_v$ (%) . . . . .	151
A.7	Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (%) . . . . .	152
A.8	Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (absoluto) . . . . .	152
A.9	Erro relativo frequência fundamental longitudinal ff (%) . . . . .	152
A.10	Resumo erros relativos com refinamentos diferenciados . . . . .	153



# Índice de Tabelas

2.1	Frequências médias da passada para vários tipos de movimento proposto por Wheeler. . . . .	8
2.2	Grandes sismos registados em território nacional a partir do século XVI. . .	11
3.1	Exemplos de aplicação de TMDs. . . . .	19
3.2	Exemplos de aplicação de TLDs no Japão. . . . .	21
3.3	Exemplos de aplicação de VDs na Califórnia. . . . .	23
3.4	Exemplos de aplicação de VEDs . . . . .	25
3.5	Exemplos de aplicação de FDs. . . . .	28
3.6	Propriedades da Borracha Natural e do Neoprene. . . . .	39
3.7	Exemplos de aplicação de Isolamento Base. . . . .	41
3.8	Exemplos de aplicação de AMDs no Japão e ano de instalação. . . . .	44
4.1	Valores básicos do coeficiente de comportamento, $q_0$ , para vários tipos de sistemas estruturais. . . . .	64
4.2	Valores máximos do coeficiente de comportamento $q$ para Pontes. . . . .	65
4.3	Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a acção sísmica Tipo 1. . . . .	65
4.4	Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a acção sísmica Tipo 2. . . . .	65
4.5	Coefficientes de importância $\gamma_I$ . . . . .	68
5.1	Características mecânicas do modelo de fio de SMA. . . . .	77
6.1	Legenda das figuras 6.4 e 6.6. . . . .	82
6.2	Características mecânicas dos materiais constituintes da estrutura e fundações. . . . .	83
6.3	Áreas de enchimento e cantaria calcária no topo e base do pilar. . . . .	84
6.4	Áreas de enchimento, cantaria calcária e betão armado no caixão de fundação. . . . .	84
6.5	Características mecânicas do solo de fundação do pilar central. . . . .	85
6.6	Matriz deslocamentos da malha nº1. . . . .	87
6.7	Matriz deslocamentos da malha nº2. . . . .	88
6.8	análise de convergência do modelo do solo através da energia de deformação. . . . .	89
6.9	Rigidez das molas que simulam o efeito do solo nas estrutura. . . . .	90

6.10	Resumo do cálculo manual do peso do modelo do solo. . . . .	91
6.11	Verificação da qualidade do modelo do solo. . . . .	91
6.12	Características mecânicas dos perfis metálicos (Elementos <i>Frame</i> ). . . . .	91
6.13	Características mecânicas dos perfis metálicos (Elementos <i>Frame</i> ). . . . .	92
6.14	Coefficientes $\alpha$ para o cálculo da rigidez de torção de elementos rectangulares sólidos. . . . .	94
6.15	Características mecânicas do Pilar Central (Elemento <i>Frame</i> ). . . . .	95
6.16	Legenda das figuras 6.23 e 6.24. . . . .	98
6.17	Legenda da figura 6.28. Massa e peso de elementos secundários. . . . .	101
6.18	Refinamento e análise de convergência do modelo. . . . .	101
6.19	Refinamento e análise de convergência do modelo. . . . .	102
6.20	Refinamento e análise de convergência do modelo. . . . .	102
6.21	Cálculo dos pesos distribuídos dos elementos lineares. . . . .	104
6.22	Cálculo dos pesos distribuídos dos elementos planos. . . . .	104
6.23	Cálculo dos pesos totais dos elementos lineares. . . . .	104
6.24	Cálculo dos pesos totais dos elementos planos. . . . .	104
6.25	Cálculo do peso total das cargas fictícias (passeios, lancis e betuminoso). . .	105
6.26	Verificação da qualidade do modelo ás acções estáticas. . . . .	105
6.27	Dados do modelo simplificado. . . . .	106
6.28	Resumo verificação de qualidade as acções dinâmicas. . . . .	108
6.29	Zonamento Sísmico da Ponte Santa Margarida do Sado segundo o EC8. . .	109
6.30	Dados para o cálculo do núcleo central. . . . .	114
6.31	Resumo resposta estrutural do modelo tridimensional sem ligas em termos de deslocamentos no topo do pilar e esforços na base do pilar para os vários sismos simulados. . . . .	114
6.32	Características do modelo simplificado com 3 GDL. . . . .	116
6.33	Verificação da qualidade do modelo simplificado com 3 GDL. . . . .	116
6.34	Determinação do passo de cálculo para a análise dinâmica não-linear com integração directa, para o modelo simplificado com 3GDL. . . . .	118
6.35	Comparação das características e resposta estrutural ao sismo 1.3-D (S1), do modelo simplificado com 3 GDL com e sem elastómeros, sem ligas. . .	120
6.36	Resposta estrutural do modelo com 3 GDL para os seis sismos regulamentares simulados. . . . .	121
6.37	Resposta estrutural do modelo com 3 GDL com apoios elastoméricos para os seis sismos regulamentares simulados. . . . .	121
6.38	Resposta estrutural do modelo com 3 GDL, com apoios elastoméricos e SMAs em simultâneo, para os seis sismos regulamentares simulados. . . .	122
6.39	Resposta estrutural do modelo com 3 GDL, com apoios elastoméricos e liga de aço em simultâneo, para os seis sismos regulamentares simulados. .	128
A.1	Refinamento e análise de convergência do modelo . . . . .	148
A.2	Refinamento e análise de convergência do modelo . . . . .	148
A.3	Refinamento e análise de convergência do modelo . . . . .	149
A.4	Refinamento e análise de convergência do modelo . . . . .	151

# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

- AA Aparelho de Apoio
- ABS Contraventamento Activo (“*Active Brace System*”)
- ADAS Amortecedor de Adição de Rigidez (“*Added Damping And Stiffness*”)
- ADC Deformação Activa (“*Active Deformation Control*”)
- AMD Amortecedor de Massa Activa (“*Active Mass Damper*”)
- ATS Sistema de Cabos Activos (“*Active Tendons System*”)
- AVS Dispositivo de Rigidez Variável (“*Active Variable Stiffness*”)
- BA Betão Armado
- BI Isolamento de Base (“*Base Isolation*”)
- EC1 Eurocódigo 1
- EC2 Eurocódigo 2
- EC8 Eurocódigo 8
- FD Amortecedor Friccional ou Atrítico (“*Friction Damper*”)
- F-VEDD Amortecedor Viscoelástico-atrítico (“*Friction-ViscoElastic Damper Device*”)
- GDL Grau de Liberdade
- HD Amortecedor Histerético (“*Hysteretic Damper*”)
- HMD Amortecedor de Massa Híbrido (“*Hybrid Mass Damper*”)
- RSA Regulamento de Segurança e Acções
- SMA Liga com Memória de Forma (“*Shape Memory Alloy*”)

- TADAS Amortecedor Triangular de Adição de Rigidez (“*Triangular Added Damping and Stiffness*”)
- TLD Amortecedor de Líquido Sintonizado (“*Tuned Liquid Damper*”)
- TMD Amortecedor de Massa Sintonizada (“*Tuned Mass Damper*”)
- VD Amortecedor Viscoso (“*Viscous Damper*”)
- VED Amortecedor Viscoelástico (“*Viscoelastic Damper*”)
- VFD Amortecedor de Atrito Variável (“*Variable-Friction Damper*”)
- VOD Amortecedor Viscoso de Orifício Variável (“*Variable Orifice Damper*”)
- VVD Amortecedor de viscosidade variável (“*Variable Viscosity Damper*”)

### **Siglas**

- CEN European Committee for Standardization
- FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia
- FEUP Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- IPQ Instituto Português da Qualidade
- IST Instituto Superior Técnico
- LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- UA Universidade do Aveiro
- UC Universidade de Coimbra
- UM Universidade do Minho
- UNL Universidade Nova de Lisboa
- UTL Universidade Técnica de Lisboa

### **Símbolos**

- $\omega$  Frequência angular
- $f$  Frequência Hertziana
- $T$  Período
- $\zeta$  Coeficiente de amortecimento
- $Tr$  Coeficiente de Transmissibilidade

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Introdução

Apesar dos sistemas de controlo de vibrações de estruturas de engenharia civil serem tecnologias recentes, o problema de vibração em estruturas é um assunto muito antigo. Diz-se que um exército de Napoleão do século XVIII terá feito colapsar uma ponte da época devido a fenómenos de ressonância, onde a frequência da marcha do seu exército terá causado um aumento exponencial da amplitude de vibração causando a queda da ponte. Desde então passou a ser proibida a marcha militar aquando a passagem de pelotões militares em pontes.

Embora o conhecimento deste tipo de problema seja antigo, a primeira aplicação conhecida em grande escala de um sistema de controlo de vibrações data de 1973, com a aplicação de um amortecedor de massa sintonizada *Tuned Mass Damper*- TMD, na emblemática CN Tower (Toronto), onde foram aplicadas 2 massas pendulares com 9 ton cada [43]. O conhecimento foi evoluindo, e actualmente existem 3 tipos de sistemas de controlo de vibrações, que podem ser sistemas activos, semi-activos ou sistemas passivos. Os mais utilizados nos dias de hoje são os sistemas passivos pela sua fiabilidade, custo reduzido e pouca necessidade de manutenção.

Dentro dos sistemas de controlo de vibrações passivos, encontram-se as ligas com memória de forma ou *Shape Memory Alloys*- SMA, material com características únicas, que começa agora a revelar-se como um boa solução de controlo passivo. Este sistema já mostrou ser muito eficaz no controlo de descaçamento de pontes de tramos simplesmente apoiados, assim como no controlo dos deslocamentos relativos entre esses tramos, mostrando ter uma melhor performance do que os tradicionais cabos de aço [24]. Para além disso uma outra vantagem deste sistema é a sua fácil aplicação, necessitando apenas da abertura de pequenos rasgos longitudinais nas extremidades dos tabuleiros.

Actualmente a grande quantidade de estruturas que não cumprem a regulamentação para fazer face ao sismo, fazem com que exista uma necessidade de criar soluções de controlo de

vibrações que não impliquem intervenções significativas na estrutura, e que necessitem de pouca manutenção. Esta necessidade faz com que as ligas com memória de forma sejam um forte candidato para o controlo de vibrações em pontes, assunto sobre o qual se debruçará a presente dissertação.

## 1.2 Enquadramento e objectivos do trabalho

Nesta dissertação pretende-se estudar a aplicação de dois sistemas de controlo de vibrações numa estrutura existente, a Ponte de Santa Margarida do Sado no concelho de Grândola. Estes dois sistemas serão constituídos por ligas de memória de forma pré-esforçadas e ligas de aço comum.

O objectivo final é comparar as respostas estruturais dos dois sistemas, em termos de deslocamentos e esforços no pilar, deslocamentos nos tabuleiros e força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. Deste modo será possível comparar as duas soluções de reforço e propor as devidas alterações à estrutura existente.

## 1.3 Organização da dissertação

No capítulo 1 faz-se uma pequena introdução ao tema da dissertação, e definem-se os objectivos.

O capítulo 2 trata de conceitos teóricos básicos para a compreensão do capítulo seguinte (Estado da Arte). Neste segundo capítulo procurou-se fundamentalmente explicar a filosofia subjacente ao controlo estrutural, procurando-se responder a pergunta “Como fazer o controlo?”, “Que parâmetros dinâmicos estão na base de controlo?”, “De que modo eles influenciam o comportamento global da estrutura?”. Para além disso são apresentadas algumas acções responsáveis pelos problemas dinâmicos em estruturas correntes, e são mostrados também exemplos reais de estruturas com este tipo de problemas.

O capítulo 3 aborda as principais tecnologias actuais utilizadas no controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil, fazendo uma breve introdução do seu princípio de funcionamento, dando também alguns exemplos práticos.

O capítulo 4 explica a filosofia dos eurocódigos na caracterização da acção sísmica. Neste capítulo são introduzidos muito sucintamente os meios de representação do sismo, espectro de resposta, espectro de potência ou espectro de acelerações. Para além disso, é explicado o modo como se podem gerar séries de acelerogramas a partir de espectros de resposta regulamentares, séries estas que serão utilizadas na análise feita no capítulo 6.

O capítulo 5 ilustra o comportamento de um cabo de SMA solicitado a ciclos de carga, assim como a influência de alguns factores externos no comportamento da liga com

memoria de forma. Os factores externos estudados foram a frequência de carregamento e a temperatura. Neste capítulo faz-se também uma breve abordagem ao modelo constitutivo dos SMAs. Por fim é calibrada uma curva característica de um SMA pré-esforçado, que será utilizada na análise do capítulo 6.

O capítulo 6 consiste na construção do modelo da “Ponte Santa Margarida do Sado”, com todos os cálculos, verificações de qualidade e análises de convergência necessários à sua realização. Seguidamente realizaram-se as análises do modelo tridimensional da Ponte Santa Margarida do Sado, foram tratados os dados e apresentados os resultados. Por fim foram estudadas duas soluções de reforço, que foram comparadas, e de onde se tiraram as devidas conclusões.

No capítulo 7 faz-se uma análise de resultados, tiraram-se algumas conclusões, e fizeram-se propostas para desenvolvimentos futuros na área de controlo de vibrações, com aplicação de ligas com memoria de forma.



## Capítulo 2

# Introdução Teórica

### 2.1 Acções Estáticas

Uma acção estática é uma força ou um conjunto de forças cuja, direcção, sentido, norma e ponto de aplicação, não variam com o tempo. Em engenharia as acções estáticas mais comuns são os pesos próprios e as sobrecargas. Na realidade estas acções correspondem a forças que quando são aplicadas, têm aceleração não nula (velocidade variável), e por isso não são absolutamente estáticas. Contudo, se as acelerações envolvidas forem de tal modo pequenas, que as forças de inércia associadas sejam muito inferiores ao peso próprio dos corpos, então estas acelerações podem ser ignoradas, e podem considerar-se estas acções como acções estáticas. Segundo o EC1 [14], as acções estáticas podem ser pesos próprios, restantes cargas permanentes, sobrecarga da neve ou sobrecarga de utilização<sup>1</sup>.

### 2.2 Acções Dinâmicas

Uma acção dinâmica pode ser definida como sendo uma força ou conjunto de forças onde pelo menos um dos parâmetros, direcção, sentido, grandeza e ponto de aplicação, variam com o tempo. Este tipo de acções em pontes podem estar associadas ao vento, trânsito rodoviário, ferroviário e pedonal, ou sismo. Para além destas existem outros tipos de acções dinâmicas comuns noutros tipos de estruturas, como por exemplo, a sobrecarga da multidão num estádio de futebol, onde existe a possibilidade de actuação dinâmica da carga correspondente aos movimentos verticais sincronizados dos adeptos. Maquinas industriais que introduzem vibrações directamente na estrutura em que assentam, ou até mesmo a estruturas vizinhas. Vibrações produzidas por trabalhos de escavação com explosivos, de cravação de estacas, ou de outros equivalentes regulamentadas pela NP2074<sup>2</sup>. Vibrações nas linhas férreas devidas às variações bruscas da rigidez da fundação, nas zonas de

---

<sup>1</sup>Por vezes a sobrecarga de utilização pode ter um carácter dinâmico como por exemplo a acção dos espectadores num estádio de futebol, ou a passagem de peões em pontes.

<sup>2</sup>NP2070 é a norma portuguesa que regulamenta as vibrações provenientes de trabalhos de escavação, explosivos (indústrias mineiras no desmonte de maciços), cravação de estacas ou equivalentes, susceptíveis de provocar danos estruturais em estruturas vizinhas [10].

transição entre estruturas como pontes e zonas balastradas [66].

### 2.2.1 Acção do Vento

O vento é uma acção dinâmica provocada por diferencial de pressões na atmosfera que normalmente se deve a diferenciais térmicos entre duas massas de ar. O vento transmite forças para as estruturas quando é obrigado à alteração do seu estado de movimento. Devido à volatilidade do ar, as forças originadas por esta acção são muito difíceis de quantificar, pois a pressão do vento varia intensamente tanto no tempo (rajada de vento) como no espaço (vórtices). Caso a frequência de libertação de vórtices (*vortex-shedding*) se aproxime da frequência própria da estrutura, esta pode sofrer movimentos excessivos perpendicularmente à acção do vento. Normalmente para estruturas relativamente rígidas, a acção do vento pode ser considerada como uma acção estática, por as frequências próprias da estrutura e do vento estarem suficientemente distanciadas, tornando insignificantes os efeitos dinâmicos [43]. A Norma portuguesa que regulamenta esta acção é o EC1-4 (Eurocódigo1-Parte4) [15] e aplica-se a edifícios ou outras estruturas com altura inferior a 200 m, e a pontes em que nenhum tramo tenha um vão superior a 200 m [15].



(a) Burj Khalifa, Dubai, Emirados Árabes Unidos. Fonte [86].



(b) CN Tower, Toronto, Canadá. Fonte [89].



(c) Tacoma Narrows Bridge, Washington, USA. Fonte [77].

Figura 2.1: Exemplos de estruturas susceptíveis a problemas de vibrações.

A acção do vento pode por vezes ser condicionante na verificação dos estados limites últimos para estruturas muito flexíveis que entrem em ressonância com as rajadas de vento (Tacoma Narrows Bridge<sup>3</sup>) ou por estruturas que sejam localmente afectadas pela frequência de libertação de vórtices criados pela passagem do vento (Ponte Rio-Niterói, Rio de Janeiro) [8]. Porém normalmente esta acção é condicionante para os estados limites de serviço, pois provoca oscilações de baixa frequência que causam mau estar para os seus utilizadores, o acontece normalmente em edifícios muito altos como os arranha-céus (Burj Khalifa, Dubai) ou torres (CN Tower, Toronto).

<sup>3</sup>Tacoma Narrows Bridge foi uma ponte localizada sobre o Estreito de Tacoma, Washington, Estados Unidos que colapsou em 7 de Novembro de 1940. Ventos transversais de 65 km por hora geraram movimentos oscilatórios de torção que entraram em ressonância com a estrutura, e provocaram o colapso.



Figura 2.2: Ponte sobre o Rio Niterói, Rio de Janeiro, Brasil. Fonte [86].

### 2.2.2 Acção dinâmica provocada pelo trânsito pedonal

As pontes pedonais aparecem cada vez mais arrojadas na paisagem urbana, cada vez mais esbeltas, com vãos cada vez maiores, geometrias cada vez mais irregulares e complexas. É frequente este tipo de estruturas terem problemas de vibrações relacionados com a passagem de peões, normalmente associado aos estados limites de serviço. Existem casos bastante conhecidos e divulgados de pontes com este tipo de problemas como é o caso da Ponte Pedro e Inês<sup>4</sup>, Coimbra, Portugal ou Millenium Bridge<sup>5</sup>, Londres, Inglaterra.

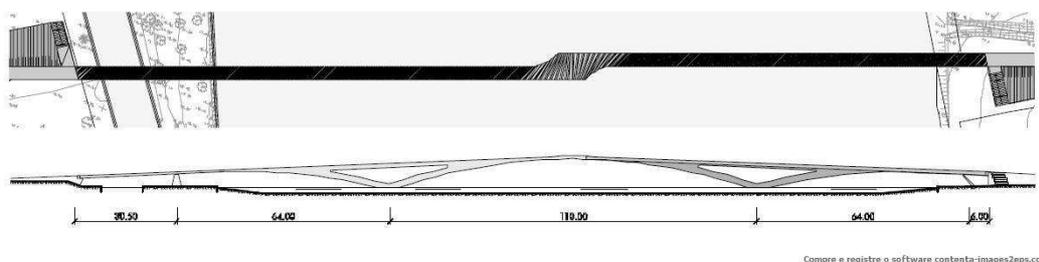


Figura 2.3: Ponte Pedro e Inês, Coimbra, Portugal. Fonte [43].

Este tipo de acções é problemática em estruturas flexíveis, cuja frequência própria facilmente se aproxima da frequência da passada<sup>6</sup> dos peões. Um exemplo típico deste tipo de estruturas problemáticas são as pontes metálicas pedonais, cuja flexibilidade as tornam mais susceptíveis de ser excitadas pelas frequências da passada. Em pontes pedonais os efeitos destas as acções dinâmicas podem ser sentidas em 3 direcções principais (longitudinal, transversal e vertical), contudo a direcção longitudinal não é problemática pela rigidez axial dos tabuleiros ser muito superior a rigidez de flexão, o que faz com

<sup>4</sup>A Ponte de Pedro e Inês localizada em Coimbra, Portugal tem um comprimento total de 275 m, com um vão central de 110 m, com um tabuleiro misto de aço e betão com 4 m de largura, em forma de caixão. Esta estrutura contém vários TMDs para o controlo de vibrações verticais e laterais (TMD lateral sintonizado para o 1º modo de vibração de 0,9 Hz)[43].

<sup>5</sup>A Ponte Millenium Bridge, situada em Londres, Inglaterra, foi inaugurada a 9 de Maio pela Rainha de Inglaterra, e foi interdita aos peões dois dias após a sua inauguração. Logo após a sua abertura ao público verificou-se que a estrutura sofria movimentos laterais excessivos, devidos à passagem de peões, denominado fenómeno de “lock in”.

<sup>6</sup>Entende-se por frequência da passada o número de passos dados por um peão por unidade de tempo (segundos)[17].

que a frequência de vibração longitudinal do tabuleiro se afaste da frequência da passada, podendo assim este efeito ser desprezado [17].

Sabendo que a frequência própria da passada esta directamente relacionada com a velocidade do peão, foram estudados muitos padrões de comportamento, e foram definidas várias gamas de frequências associadas a vários tipos de movimentos tipo, entre as propostas de vários autores, refere-se na tabela 2.1 a proposta de Wheeler [17, 42].

Tabela 2.1: Frequências médias da passada para vários tipos de movimento proposto por Wheeler.

Tipo de movimento	Valor médio da frequência da passada
Andamento Lento	1,7 Hz
Andamento Normal	2,0 Hz
Andamento Rápido	2,3 Hz
Corrida Lenta	2,5 Hz
Corrida Rápida	3,2 Hz

### 2.2.3 Acção do Sismo

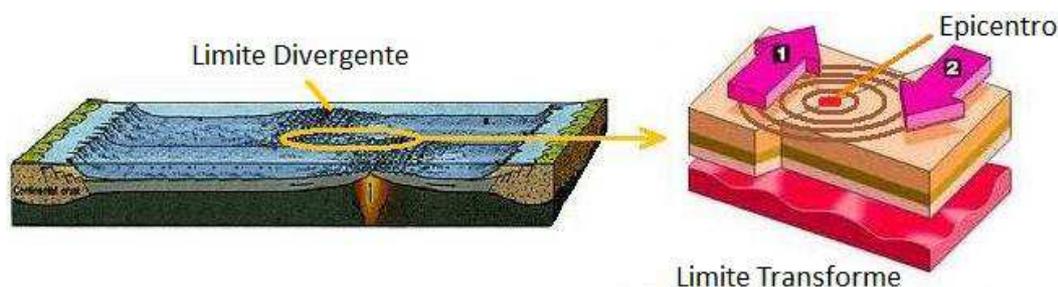
O sismo é um fenómeno natural de vibração do solo, que pode ser originado por deslocamentos diferenciais entre placas tectónicas ou falhas geológicas, actividade vulcânica, ou até mesmo devido à migração de gases no interior da Terra (principalmente metano). Trata-se de um movimento instantâneo que liberta grandes quantidades de energia, fazendo com que este seja um dos mais devastadores fenómenos com que se depara a engenharia civil dos tempos modernos. A figura 2.4 ilustra alguns mecanismos que originam a acção sísmica.

A acção do sismo é sem dúvida uma das acções que mais preocupa a sociedade moderna, pois por experiência sabe-se que esta tende a ser a mais devastadora e a que acarreta maiores custos financeiros, humanos e ambientais, de todas as acções dinâmicas consideradas em engenharia. Veja-se o exemplo actual do sismo ocorrido no Japão a 11 de Março de 2011 com uma magnitude 9,0 na escala de Richter, seguido de um tsunami de grandes dimensões, onde números oficiais indicam 15 667 mortes, 4 862 desaparecidos, 111 871 edifícios destruídos, 139 100 edifícios parcialmente destruídos, 498 177 edifícios danificados [75], ficando para além disso desabrigadas 300 000 pessoas [86]. O impacto económico directo e indirecto é na ordem dos 10 triliões de yen (88,5 biliões de Euros). Este sismo provocou um tsunami que resultou no colapso da central nuclear da companhia Tokyo Electric Power Company (TEPCO) Fukushima Daiichi <sup>7</sup>, que originou um dos maiores desastres ambientais dos tempos modernos. Veja-se também o exemplo do sismo ocorrido em Kobe

<sup>7</sup>A central nuclear da Tokyo Electric Power Company (TEPCO) Fukushima Daiichi, situa-se na província de Fukushima, começou a operar em 1971 e tem seis reactores nucleares dos quais três (as unidades 4, 5 e 6) estavam em paragem para manutenção à data do acidente. A central está localizada a aproximadamente 250 km a norte de Tóquio, nas cidades de Futaba e Ohkuma, de frente para o Oceano Pacífico [86].



(a) Sismo com origem em falha geológica. Fonte [74].



(b) Sismo com origem em movimentos tectónicos. Adaptado [76, 78].

Figura 2.4: Origem dos sismos.

(Japão) a 17 de Janeiro de 1995, com uma magnitude de 7.2 na escala de Richter, que provocou 6 434 mortes, onde se registaram danos materiais com custos na ordem dos 10 trilhões de yen (74,3 mil milhões de Euros) [86].

Geralmente, nas zonas do globo onde existe maior incidência sísmica, como por exemplo Japão e Califórnia, existe maior consciência dos riscos associados a este fenómeno que se repercute num investimento significativo para a prevenção de acidentes sísmicos, e uma parte desse investimento é utilizada em sistemas de controlo de vibrações para reforço estrutural [2, 24]. Apesar destas preocupações e destes investimentos constata-se inúmeras perdas humanas, custos financeiros e ambientais, que poderiam ser muito maiores caso não houvessem essas preocupações. Pode por isso afirmar-se que em Portugal, em caso de sismo de elevada intensidade as consequências seriam significativas, pela falta de experiência dos meios de socorro em situações reais, falta de planos de emergência, existência de edificado e vias de comunicação antigos e degradados, que em muitos casos não cumpre sequer os regulamentos actuais para fazer face à acção sísmica.

Em 2005 o LNEC fez uma simulação de cenário sísmico num simulador onde gerou um sismo de 8,7 a 9 na escala de Richter, nas regiões mais susceptíveis como a Área Metropolitana de Lisboa, concelhos limítrofes e Algarve e previu que este sismo provocaria mais de 25 mil mortos, 14 mil feridos, colapso de 25 mil edifícios de habitação e danos severos noutros 74 mil, onde as perdas económicas ascenderiam a 13% do PIB nacional

em 2001 [68, 30]. As escalas de danos observadas neste tipo de acidentes, faz com que este devesse ser um assunto de maior interesse por parte das autoridades responsáveis, municípios, governos, comunidade científica, e sociedade em geral.

Existe um conceito importante do ponto de vista do planeamento estratégico que é o conceito de risco sísmico, que pode ser contabilizado por,

$$Risco\ Sísmico = Perigosidade \times Vulnerabilidade \times Custos \quad (2.1)$$

Onde

- *Risco Sísmico* - Descrição probabilística das consequências para a sociedade, na ocorrência de sismos.
- *Perigosidade* - Probabilidade de ocorrência de um sismo.
- *Vulnerabilidade* - Susceptibilidade de uma estrutura ou conjunto de estruturas, ser afectada ou não, durante a ocorrência de um sismo.
- *Custos* - Custos em termos de vidas humanas, custos financeiros ou ambientais, associados á ocorrência de um sismo.

O risco sísmico a que se assiste hoje em Portugal, é considerável, por encontramos-nos neste momento com elevada “Vulnerabilidade” face a acção sísmica associado a uma significativa “Perigosidade” pois encontramos-nos perto de um limite entre placas tectónicas que se dá paralelamente à linha de costa Sul algarvia, como demonstrado na figura 2.5. Não sendo possível actuar sobre a “Perigosidade” é sobre o termo da equação “Vulnerabilidade” que deve incidir o esforço para a mitigação dos custos humanos, materiais e ambientais resultantes da acção sísmica. O reforço estrutural dos meios de comunicação e das obras de arte, tema sobre o qual se debruçará a presente dissertação, é um dos meios que contribui para o decréscimo da “Vulnerabilidade” sísmica, pois em situação de catástrofe natural, tem de se permitir a execução dos planos de emergência e acesso por parte dos meios de emergência as zonas afectadas, de modo a minimizar o número de perdas humanas e/ou ambientais [11].

O sismo pode ser descrito por duas escalas, que são hoje em dia mundialmente aceites:

- **Escala de Mercalli ou Intensidade (I a XII) (Função dos danos)** - É uma escala qualitativa que determina a intensidade de um sismo em função dos danos estruturais, perdas humanas e ambientais. Esta escala vai de zero a doze por ordem crescente de danos, onde quanto maior o dano maior o número da escala.
- **Escala de Richter ou Magnitude (0 a 10) (Função da energia libertada)** - É uma escala quantitativa da energia libertada por um sismo, calculada através dos registos de um sismógrafo, que determina a magnitude do movimento devido a um sismo. Esta escala está compreendida entre zero e dez, por ordem crescente de magnitude onde quanto maior a magnitude maior o número da escala.

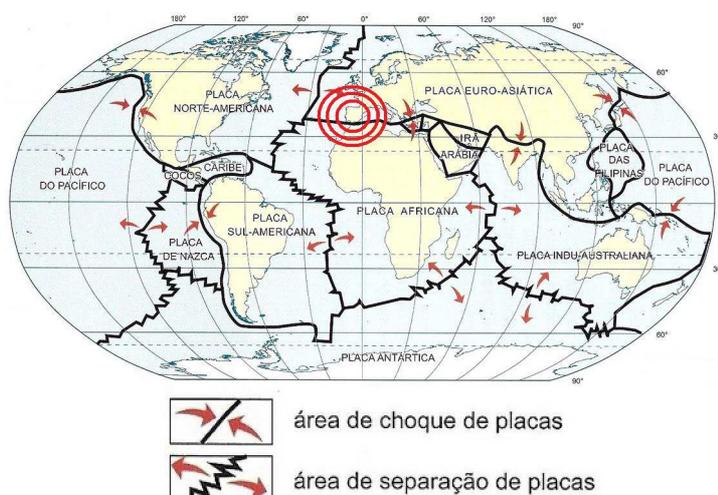


Figura 2.5: Atlas de Placas Tectónicas. Adaptado [80].

Tabela 2.2: Grandes sismos registados em território nacional a partir do século XVI [11].

Data	Epicentro	Zonas Afectadas	Registo
26-01-1531	Benavente	Centro de Portugal, Lisboa	-
27-12-1722	Sul do Algarve	Algarve, Loulé	Provocou Tsunami
01-11-1755	-	Lisboa e Algarve	60 000-80 000 mortos
11-11-1858	-	Setúbal	-
23-04-1909	Sudoeste de Portugal	Benavente	-
28-02-1969	200 km a Sul de Sagres	Algarve	Magni. 8, Inten. VIII
01-01-1980	Atlântico Norte	Açores	Magni. 6.8, 61 mortos
09-06-1998	Perto da Ilha do Faial	Açores (Grupo Central)	8 mortos, 150 feridos

Pode ver-se na tabela 2.2 alguns dos sismos mais significativos ocorridos em território nacional. Em Portugal, esta acção é quantificada através do EC8 (Eurocódigo 8) [16], e é normalmente condicionante para os estados limites últimos da estrutura.

## 2.3 Resposta Dinâmica a uma aceleração basal harmónica

Entende-se por resposta dinâmica o conjunto de tensões, deslocamentos, velocidades e acelerações de uma estrutura, que variam com o tempo, e que são provocadas por uma acção dinâmica. A resposta dinâmica de uma estrutura pode afectar os estados limites de serviço (deslocamentos ou vibrações excessivas) ou/e estados limites últimos (tensões que provocam rotura), em função do tipo de estrutura e do tipo de acção dinâmica.

A acção do sismo interage com a estrutura através de uma aceleração do solo, na base da estrutura. Para poder ter-se uma ideia do modo como se pode reduzir a resposta estrutural

face à acção do sismo, descreve-se seguidamente o comportamento de um oscilador com 1 GDL sujeito a uma aceleração basal harmónica. Pode demonstrar-se que a expressão do coeficiente de transmissibilidade  $T_R$ , que relaciona o deslocamento máximo  $u_{maximo}$  do GDL considerado com o deslocamento máximo da base  $u_{g0}$ , é;

$$T_R = \frac{u_{maximo}}{u_{g0}} = \sqrt{\frac{1 + (2\zeta\Omega)^2}{(1 - \Omega^2)^2 + (2\zeta\Omega)^2}} \quad (2.2)$$

Com

$$\Omega = \frac{\omega_f}{\omega} \quad (2.3)$$

Onde

$\omega_f$  - Corresponde à frequência do movimento harmónico da base.

$\omega$  - Corresponde à frequência própria da estrutura.

$\zeta$  - Coeficiente de amortecimento.

$u_{maximo}$  - Deslocamento máximo do grau de liberdade considerado.

$u_{g0}$  - Deslocamento máximo da base.

Testando a expressão para vários valores de  $\zeta$  obteve-se o seguinte gráfico:

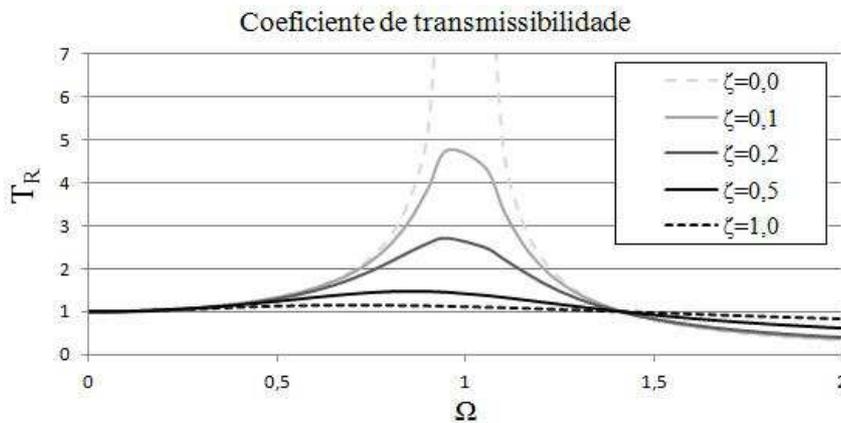


Figura 2.6: Coeficiente de Transmissibilidade.

Como se pode verificar o coeficiente de transmissibilidade  $T_R$  aumenta quando o factor  $\Omega$  tende para a unidade, o que em termos práticos, significa que quando a frequência da excitação se aproxima da frequência própria da estrutura, esta responde em ressonância, resultando numa amplificação dos deslocamentos. Para além disso, verifica-se que para valores de  $\Omega < 1,414$ , a resposta em termos de deslocamentos diminui com o aumento

do coeficiente de amortecimento  $\zeta$ . Para valores de  $\Omega > 1.414$ , verifica-se exactamente o contrário.

Assim sendo, pode dizer-se que de um modo geral e análogo, o controlo de vibrações em estruturas pode ser feito de dois modos. O primeiro passa pela alteração da frequência da estrutura através da alteração da massa ou da rigidez de alguns elementos estruturais. O outro passa pela alteração do coeficiente de amortecimento de elementos da estruturais.



## Capítulo 3

# Estado da Arte

### 3.1 Sistemas de controlo de vibrações

Os sistemas de controlo de vibrações são sistemas que estão programados (no caso do controlo activo e semi-activo) ou sintonizados (no caso do controlo passivo) para fazer o controlo de vibrações em estruturas sujeitas a acções dinâmicas. Como se referiu na secção 2.3 o controlo da resposta estrutural de uma estrutura pode ser feito, alterando as características dinâmicas da estrutura (rigidez, amortecimento, massa), às quais corresponde geralmente o afastamento da frequência própria da estrutura da frequência da excitação, ou o aumento do amortecimento [43].

Os sistemas de controlo de vibrações estão subdivididos em 4 grupos distintos, com um variado número de soluções para cada tipo de sistema [43]:

- Protecção Passiva
  - Absorvedores (Controlo a partir de uma massa adicional)
    - \* Amortecedores de massa sintonizada (TMD “*Tuned Mass Damper*”)
    - \* Amortecedores de líquido sintonizado (TLD “*Tuned Liquid Damper*”)
  - Dissipadores (Controlo a partir do amortecimento adicional)
    - \* Amortecedores viscosos (VD “*Viscous Damper*”)
    - \* Amortecedores viscoelásticos (VED “*Viscoelastic Damper*”)
    - \* Amortecedores friccionais ou atríticos (FD “*Friction Damper*”)
    - \* Amortecedores histeréticos (HD “*Hysteretic Damper*”)
    - \* Ligas com Memória de Forma (SMA “*Shape Memory Alloys*”)
  - Isoladores (Controlo a partir da diminuição da rigidez)
    - \* Isolamento de base (BI “*Base Isolation*”)
- Protecção Activa
  - Amortecedores de massa activa (AMD “*Active Mass Dampers*”)

- Cabos Activos (ATS “*Active Tendons System*”)
- Contraventamento Activo (ABS “*Active Brace System*”)
- Deformação Activa (ADC “*Active Deformation Control*”)
- Protecção Semi-Activa
  - Dispositivos de Rigidez Variável (AVS “*Active Variable Stiffness*”)
  - Amortecedores de Atrito Variável (VFD “*Variable-Friction Damper*”)
  - Amortecedores Viscosos de Orifício (VOD “*Variable Orifice Damper*”)
  - Amortecedores de Viscosidade Variável (VVD “*Variable Viscosity Damper*”)
- Controlo Híbrido
  - Amortecedor de Massa Híbrido (HMD “*Hybrid Mass Dampers*”)

### 3.2 Sistemas de protecção passiva

Os sistemas de protecção passiva são de todos os sistemas de controlo de vibrações, os mais utilizados, principalmente pelo seu custo reduzido e fiabilidade, pois não necessitam de fornecimento de energia exterior para o seu funcionamento. Porém estes sistemas têm a desvantagem do seu comportamento não ser adaptável em função da excitação ou da resposta estrutural, o que limita as possíveis aplicações, a casos onde a acção seja previamente conhecida ou estimada, e também a casos em que as características dinâmicas da estrutura não se alterem significativamente durante a ocorrência da acção (formação de rótulas plásticas que alteram as características dinâmicas das estruturas para as quais foram dimensionados os sistemas de controlo).

Este é tipicamente o caso da acção do vento numa estrutura flexível (edifícios altos ou pontes flexíveis), cuja acção pode ser previamente conhecida ou estimada, e cuja estrutura responde em regime elástico, não formado rótulas plásticas, garantido assim que as suas características dinâmicas não se alteram ao longo do tempo de actuação da acção. Isto faz com que o sistema de controlo se mantenha sintonizado, para as características estruturais para o qual foi dimensionado.

Ainda assim os sistemas de controlo passivo continuam a mostrar-se muito eficazes na mitigação de vibrações em estruturas flexíveis como torres, pontes e chaminés altas, para a acção do vento, para o trânsito pedonal e vibrações induzidas por algumas máquinas industriais.

Ainda dentro dos sistema de controlo passivo existem 3 categorias que diferem quanto à característica dinâmica controlada (massa, amortecimento, rigidez), que são [43]:

- Absorsores - Engloba todo o tipo de sistemas que de algum modo utilizam a adição de uma massa que servirá como “contrapeso” ou “contra-acção”. A adição de uma massa, que não esteja rigidamente ligada à estrutura corresponde à adição de um

novo grau de liberdade, e conseqüentemente um novo modo de vibração. Esta massa e sua ligação a estrutura podem ser dimensionadas de tal forma que o modo de vibração introduzido absorva as vibrações causadas pela acção exterior que se pretende controlar. Este efeito é tanto mais eficaz quanto mais aproximados forem a frequência da excitação e o modo de vibração introduzido. O que faz diferir as várias soluções é o tipo de massa que se utiliza (Sólida, Líquida), e a ligação do sistema à estrutura (sistema pendular, ou massas sobre carris).

- Dissipadores - Esta categoria compreende todos os sistemas cujo funcionamento se baseie num mecanismo que permita a dissipação de energia. O que faz diferir as várias soluções é o mecanismo que leva à perda de energia (atrito, plastificação do material).
- Isoladores - Os isoladores são dispositivos que fazem o controlo através da alteração da rigidez. Tipicamente quando são aplicados, os isoladores diminuem a rigidez da ligação, e por isso diminuem a rigidez da estrutura, o que é uma das principais razões para que este sistema seja normalmente utilizado para estruturas com frequências superiores a 2 Hz [48].

### 3.2.1 Amortecedores de massa sintonizada (TMD *Tuned Mass Damper*)

O *Tuned Mass Damper* consiste na integração de uma massa ligada através de molas à estrutura, que constituirá um novo e único grau de liberdade, e conseqüentemente um novo e único modo de vibração, como se pode ver na figura 3.2. As características deste modo de vibração, dependem das características iniciais da estrutura, da massa do amortecedor e da rigidez das molas que o ligam à estrutura. Se a massa e as molas forem sintonizadas para oscilarem numa frequência aproximada da frequência de excitação, isto resultará que o grau de liberdade introduzido pelo amortecedor irá oscilar em vez da estrutura, e isso reduzirá os deslocamentos e os esforços na própria estrutura. Os TMDs costumam ser colocados nas zonas onde os deslocamentos modais são mais elevados, ou seja, no topo dos edifícios ou a meio vão das pontes, permitindo assim tirar o máximo partido da massa adicional [48].

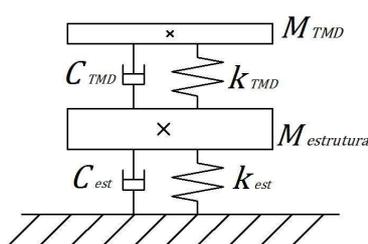


Figura 3.1: Modelo de comportamento do TMD

Este sistema é tipicamente utilizado em estruturas altas e flexíveis como pontes atirantadas ou suspensas e/ou de grande vão, torres, lajes de edifícios e pontes pedonais, onde já provou ser muito eficiente face a acções de carácter harmónico ou de banda estreita como a acção

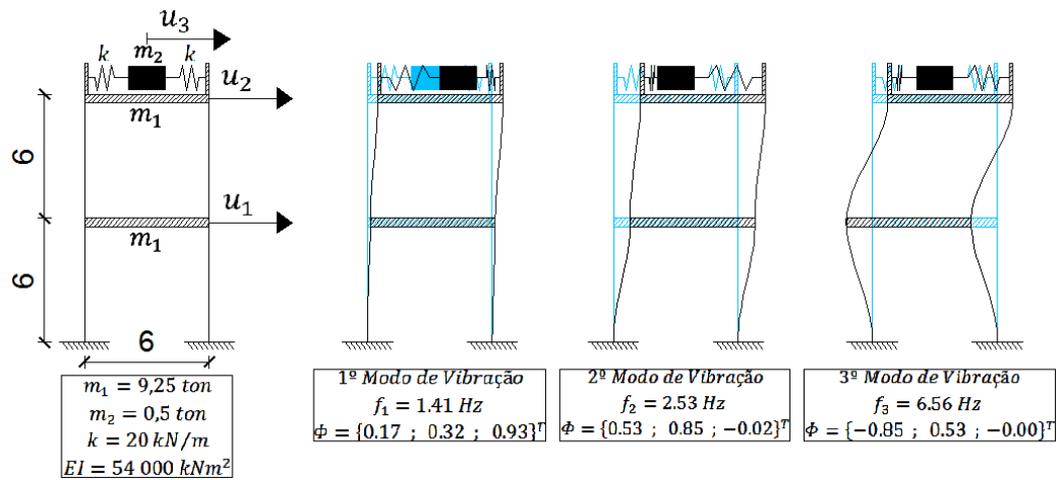


Figura 3.2: Influência do TMD nos modos de vibração de um pórtico.

do vento e o trânsito pedonal [48, 52]. Contudo este sistema sofre uma perda significativa de eficiência quando tem desvios de calibração (sistema mal calibrado), ou existe plastificação de secções da estrutura que alteram sua matriz de rigidez e dessintonizam o TMD, podendo até nalguns casos aumentar a resposta estrutural [52].

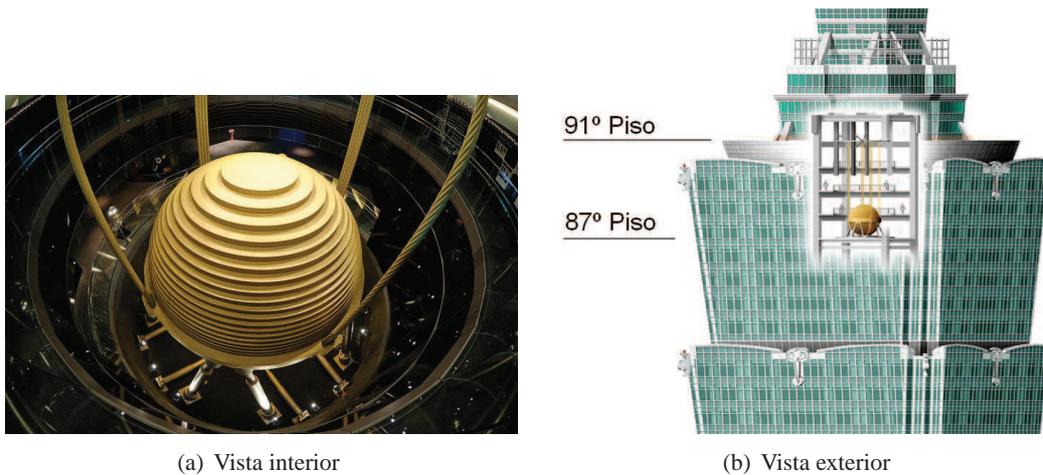


Figura 3.3: TMD do Taipei 101, Fonte [70].

Uma das desvantagens do sistema TMD é a possibilidade de controlar apenas uma frequência e consequentemente um modo de vibração dos muitos modos que constituem a deformada total da uma estrutura, e por esta razão existem casos onde é necessário a aplicação de vários TMD para “apanhar” as várias frequências condicionantes. O exemplo desta aplicação é a Ponte Pedro e Inês em Coimbra, onde foram instalados 6 TMDs a meio vão para controlo das vibrações laterais causadas por trânsito pedonal. Uma outra

condicionante à utilização deste sistema é o espaço necessário para a sua instalação, especialmente nos casos da utilização de uma massa muito grande (figuras 3.3, 3.4a) ou de utilização de vários TMD (figura 3.4b) [43].



(a) TMD Taipei 101, sistema pendular.



(b) TMD Ponte Pedro e Inês, sistema sobre carris.

Figura 3.4: Exemplos de aplicação de TMD, Fonte [43].

A teoria por de traz deste sistema foi proposta por Ormondroyd e Den Hartog em 1928 mas a primeira aplicação a grande escala deste sistema data de 1975 e foi a emblemática CN Tower (Toronto), com 553 m de altura, onde foram concebidos dois sistemas de funcionamento pendular, com 9 ton cada, sintonizados para corrigir a resposta estrutural face a acção do vento. Em Portugal a primeira aplicação deste sistema foi na Ponte Pedro e Inês (Coimbra), onde foram utilizados sistemas TMD para absorção de vibrações laterais (sintonizados para frequências de 0,9Hz), e vários verticais, pois a estrutura apresenta vários modos de vibração com frequências susceptíveis de vir a ser excitadas pelo trânsito pedonal [43].

Tabela 3.1: Exemplos de aplicação de TMDs e ano de instalação [85, 43, 48].

Nome	Altura/Vão	Localização	Ano	f [Hz]	Massa
CN Tower TV antena	553 m	Toronto	1973	-	-
John Hancock Building	244 m	Boston	1977	0,14	2 × 300 t
City Corp Center	278 m	Nova York	1978	0,16	370 t
Sydney Tower	305 m	Sydney	1980	0,10-0,50	220 t
Al Khobar (2 chimnies)	120 m	Arábia Saudita	1982	0,44	7 t
Ponte Pedro e Inês	110 m	Coimbra	-	-	-

### 3.2.2 Amortecedores de líquido sintonizado (TLD *Tuned Liquid Damper*)

Os TLD são sistemas cujo funcionamento se assemelha aos TMD, com a particularidade de que neste caso a massa é constituída por um líquido à pressão atmosférica que se encontra dentro de um ou vários compartimentos rígidos fixos à estrutura. O controlo é feito a partir do deslocamento do líquido dentro dos recipientes, que actua como uma “contra

acção”. Este é um sistema particularmente interessante para estruturas com frequências relativamente baixas [43, 47]. Apesar do princípio de funcionamento ser o mesmo do dos TMD, devido à agitação do líquido denominada *Sloshing* (Oscilação da superfície livre do líquido), *Wave Breaking* (Quebra de onda) ou passagem do líquido por orifícios, os TLD têm um comportamento não linear (ao contrário das molas dos TMD), o que torna o problema mais complexo. Contudo as equações que regem o problema podem ser linearizadas (com base nalguns pressupostos), o que torna o dimensionamento deste tipo de sistemas análogo ao dos TMD [39, 47, 48]. Um dos casos mais notáveis da utilização deste tipo de sistemas é o da Torre Sul do One Rincon Hill Hotel em São Francisco <sup>1</sup>, como se pode ver na figura 3.5.



Figura 3.5: Torre sul de One Rincon Hill (São Francisco, USA), Fonte [71].

Os TLD são eficazes ou ineficazes nas mesmas condições dos TMD, com a diferença que são bastante mais económicos, de fácil manutenção e mais facilmente sintonizados, pela extracção ou reposição de água nos compartimentos, e estando fixos à estrutura têm maior facilidade de montagem, não necessitando de molas, nem carris, nem tirantes para o seu funcionamento, basta fazerem-se as devidas ligações estruturais.

Uma das primeiras aplicações deste sistema deu-se em 1987 com a instalação de 25 unidades TLD na torre do aeroporto de Nagasaki, Japão. Passados 2 anos este sistema foi aplicado de novo mas noutra tipo de estrutura na cidade de Toda no Japão, onde foi utilizado um sistema de TLD com 600 reservatórios para controlo de vibrações laterais numa ponte pedonal de tirantes. Esta ponte foi construída em 1989 e após a sua construção verificou-se a existência de fenómenos de vibrações laterais com frequência de 0,95 Hz, provocado pela passagem de peões. Tal fenómeno foi corrigido com a introdução de 600 pequenos reservatórios com dimensões de 360x290 mm e uma altura de água de 34 mm [43]. Para além disso este sistema já foi também utilizado com sucesso em edifícios altos para fazer o controlo de vibrações induzidas pela acção do vento, como são exemplo o Hotel Cosima (106m) em Tóquio ou Shin-Yokohama Prince Hotel em Yokohama (149m).

<sup>1</sup>Torre sul de One Rincon Hill em São Francisco, USA, com 60 pisos e 641pés (195m), com um sistema TLD com 100 000 Galões (US) (378,5 m<sup>3</sup>).

Tabela 3.2: Exemplos de aplicação de TLDs no Japão e ano de aplicação [85].

Nome	Altura	Localização	Nº/Tipo	Ano	f [Hz]	Massa
Haneda Airport Tower	178 m	Toquio	- / cst	1993	0,77	21 t
TYG Building	159 m	Atsugi	720 / ddt	1992	0,53	18,2 t
Shin-Yokohama P. Hotel	149 m	Yokohama	30 / cst	1991	0,31	83,5 t
Gold Tower	136 m	Udatsu	16 / rut	1988	0,42	9,6 t
Yokohama Marine Tower	105 m	Yokohama	39 / cst	1987	0,55	1,6 t

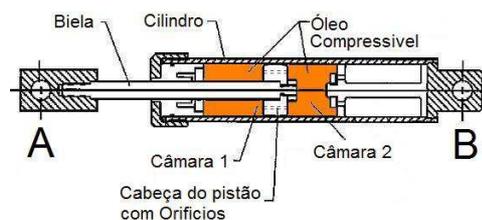
cst - Circular sloshing type; ddt - Double donut type; rut - Rectangular unidirectional type

### 3.2.3 Amortecedores viscosos (VD *Viscous Damper*)

O funcionamento destes dispositivos prende-se na sua capacidade de dissipação de energia, causadas pela passagem de um líquido (normalmente um óleo ou silicone) entre duas câmaras. A passagem do fluido pelos orifícios produz calor, que ao dissipar-se permite a perda de energia [48].



(a) Amortecedores para um viaduto de grandes dimensões com 6672 kN de força saída. Fonte [88].



(b) Corte longitudinal. Adaptado de [67].

Figura 3.6: Exemplo esquemático de um VD.

A força de amortecimento não depende do deslocamento e por isso não confere rigidez à ligação, contudo depende da velocidade relativa entre os pontos A-B da figura 3.6b, e pode ser dada pela expressão:

$$F = C \times v^\alpha \quad (3.1)$$

Onde

$C$  - Coeficiente de amortecimento.

$v$  - Velocidade relativa entre A e B.

$\alpha$  - Expoente que define a forma da curva de amortecimento.

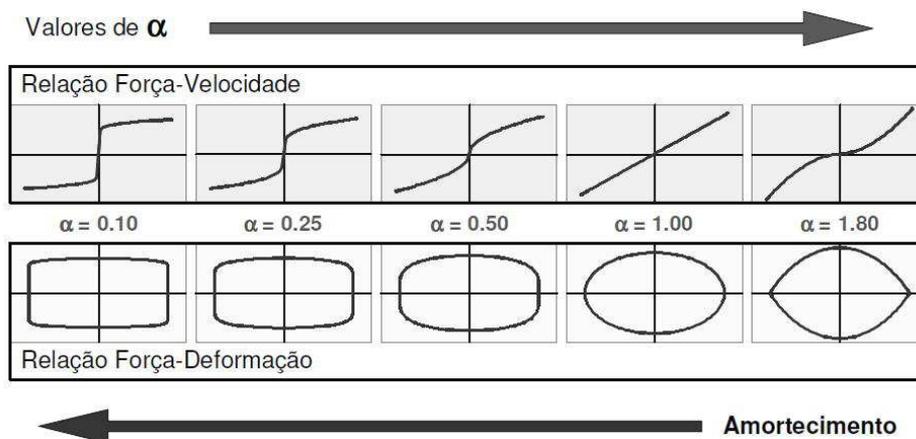


Figura 3.7: Curvas de amortecimento viscoso. Fonte [37].

O tipo de relação, linear ou não linear, depende essencialmente das características do fluido utilizado [37], sendo que por simplicidade de cálculo e por mostrar ter um bom comportamento na maioria dos casos reais, utilizam-se amortecedores viscosos de  $\alpha = 1$  (Comportamento Linear) [43]. Os amortecedores com  $\alpha < 1$  são mais eficientes pois exercem maior força para velocidade mais baixas o que faz com que se dê maior perda de energia, como se pode verificar nas figuras 3.7 e 3.8 onde se vê que a maior área de energia dissipada dá-se para  $\alpha = 0,1$ . Os amortecedores com  $\alpha > 1$  exercem maior força a velocidades mais altas, o que faz deles os denominados “Shock Absorbers” ou aparelhos de absorção de choque [48].

*“A capacidade de dissipação de energia de um dissipador será tanto melhor quanto mais “rectangular” for o seu ciclo completo, na relação força-deformação.”*

*(Luís Guerreiro, Lisboa, 2007) [37]*

Como se pode ver na equação 3.1 as forças produzidas por um amortecedor viscoso dependem da velocidade e não do deslocamento, o que faz com que os amortecedores viscosos não tenham capacidade de reposicionamento. A ausência de forças de restituição nos amortecedores viscosos faz com que estes sejam normalmente aplicados juntamente com outros dispositivos que permitam essa reposicionamento, como por exemplo molas [43].

As vantagens destes dispositivos são a sua fiabilidade, reduzido custo inicial, reduzida necessidade de manutenção o que faz deste sistema uma boa solução para o reforço de estruturas existentes [43]. Para além disso o seu comportamento tem pouca dependência da temperatura o que aumenta o número de aplicações e quando usados amortecedores com  $\alpha < 1$  consegue-se limitar a força exercida. Quanto as desvantagens prendem-se com o facto de não se conseguir limitar a força nos amortecedores com  $\alpha = 1$ , os mais utilizados e  $\alpha > 1$ . Existem alguns casos de sucesso como os mostrados na tabela 3.3 [85].

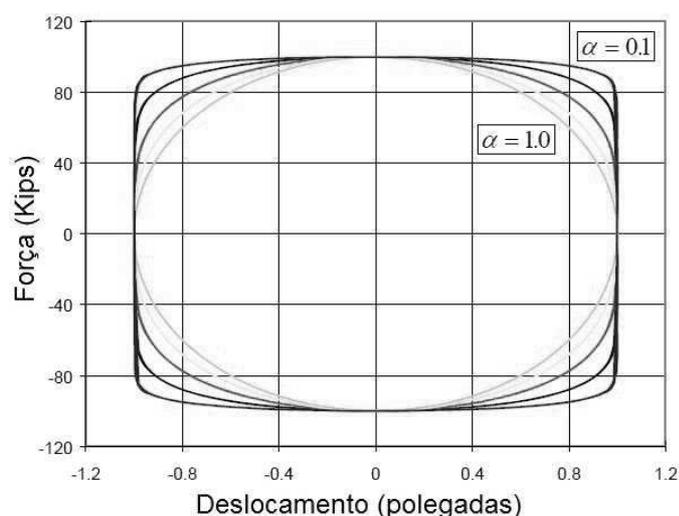


Figura 3.8: Curvas de amortecimento viscoso. Fonte [63].

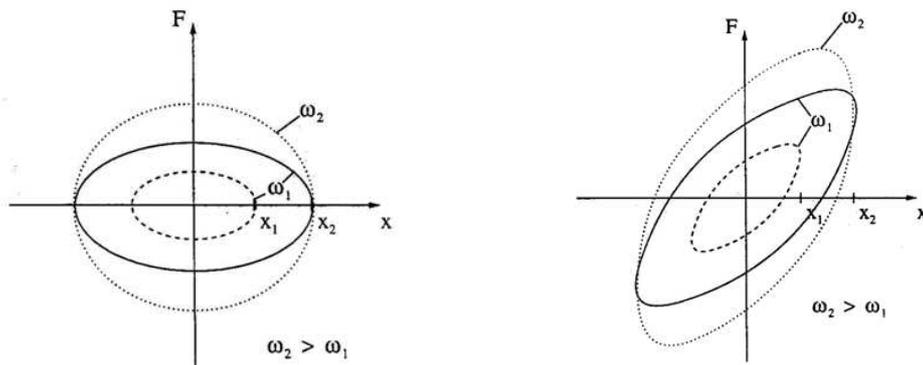
Tabela 3.3: Exemplos de aplicação de VDs na Califórnia e ano de instalação.

Nome	Nº Pisos	Localização	Nº VDs	Ano
Pacific Bell North Area O. C.	3	Sacramento	-	1995
San Francisco Opera House	-	San Francisco	16	1996
Woodland Hotel	4	Woodland	16	1996
State University	6	Sacramento	40	1996
The Money Store	11	Sacramento	120	1997
Rockwell Building 505	-	Newport Beach	-	1997
Civic Center Building	15	San Francisco	180	1997

### 3.2.4 Amortecedores viscoelásticos (VED *Viscoelastic Damper*)

A componente principal dos amortecedores viscoelásticos é o material viscoelástico, que como o nome indica tem um comportamento meio elástico, meio viscoso (figura 3.9a), denominado comportamento viscoelástico (figura 3.9b). Este material é tipicamente colocado entre duas chapas metálicas sobre as quais se exercem as forças de corte, como se pode ver na figura 3.10. Quando se dá a deformação do sistema, solicita-se o material viscoelástico ao corte, onde parte desse volume responde em regime elástico e após a solitação volta à posição indeformada (idealmente). O restante material tem um comportamento viscoso, responde em regime plástico e após a solitação pára numa posição deformada. A perda de energia dá-se por perda de calor devida à deformação plástica do material resultante dos esforços de corte que o atravessam [48].

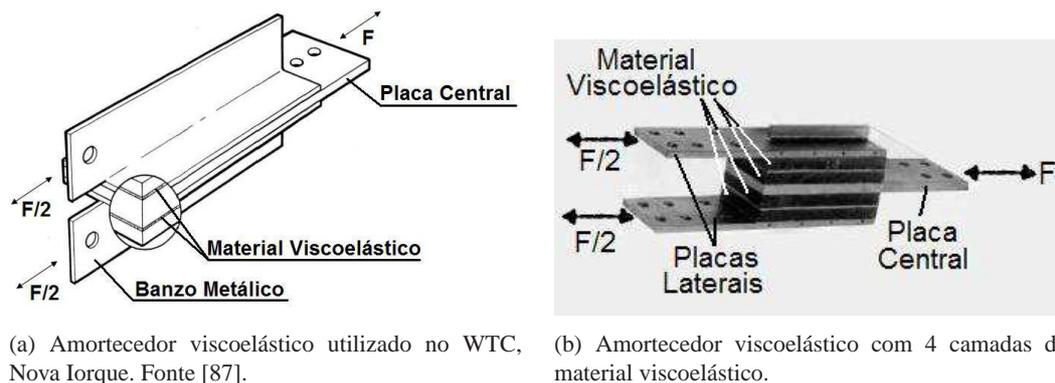
Como se pode ver nas figuras 3.11a e 3.11b a capacidade de dissipação de energia destes dispositivos é altamente dependente da frequência de excitação e da temperatura, aumentando com o decréscimo de temperatura.



(a) Curvas força - deslocamento típicas de um amortecedor viscoso (VD) para duas frequências diferentes. Fonte [51]

(b) Curvas força - deslocamento típicas de um amortecedor viscoelástico (VED) para duas frequências diferentes. Fonte [51]

Figura 3.9: Diferença entre ciclos de cargas de um VD e um VED.

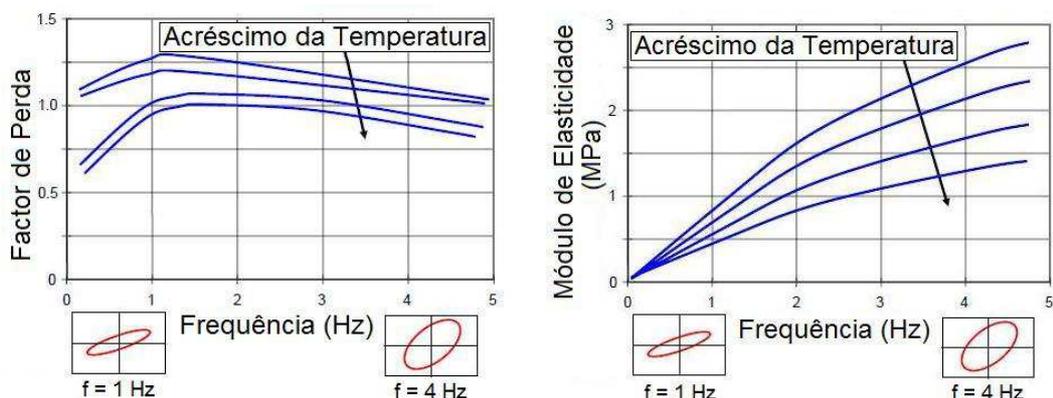


(a) Amortecedor viscoelástico utilizado no WTC, Nova Iorque. Fonte [87].

(b) Amortecedor viscoelástico com 4 camadas de material viscoelástico.

Figura 3.10: Exemplo esquemático de dois VEDs.

As vantagens destes dispositivos são a alta fiabilidade, e baixo custo. As desvantagens prendem-se com o facto do seu comportamento mecânico depender muito da temperatura e da frequência de excitação. Para além disso a força exercida não é limitada e o seu comportamento só pode ser calculado através de uma análise não linear [48, 63]. Os VEDs podem ser utilizados em vários tipos de estruturas como pontes, torres ou edifícios como é o caso dos World Trade Centre (WTC), New York, USA, onde foram instalados cerca de 20 000 unidades deste sistema, como ilustrado na figura 3.12. Para além deste, apresentam-se outros exemplos de aplicações amortecedores viscoelásticos, que se encontram na tabela 3.4 [43].



(a) Relação frequência - factor de perda - temperatura. Fonte [63]. (b) Relação frequência - módulo de elasticidade - temperatura. Fonte [63].

Figura 3.11: Variação das características mecânicas dos VEDs em função da frequência e da Temperatura.

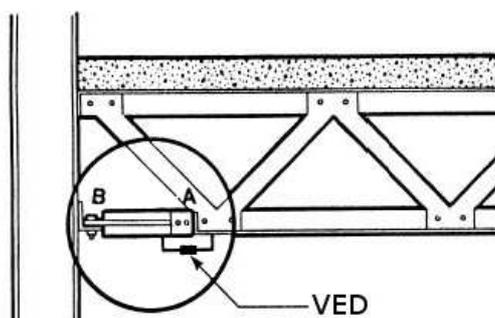


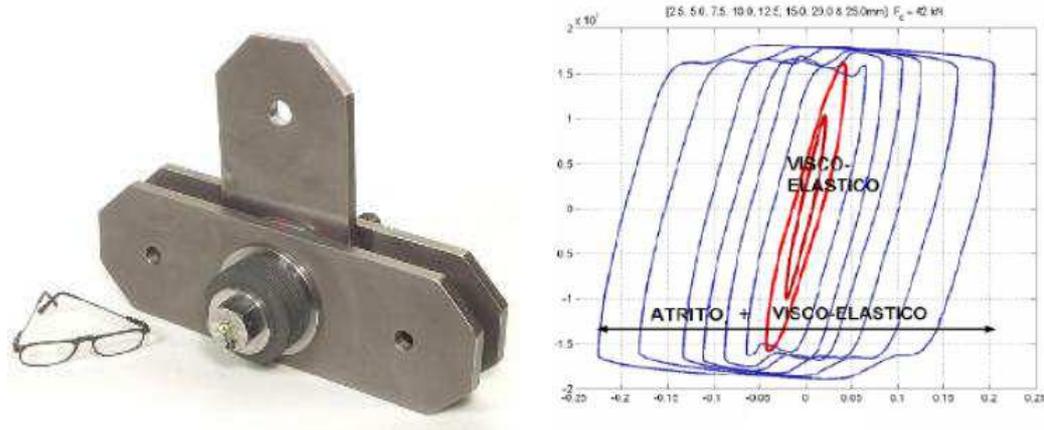
Figura 3.12: Pormenor da aplicação de um VED no WTC, Nova Iorque. Fonte [73].

Tabela 3.4: Exemplos de aplicação de VEDs e ano de instalação [85].

Nome	Nº Pisos	Localização	Nº VEDs	Ano
School Building	3	Phoenix, Arizona	-	1992
Santa Clara County Civic C.	13	San Jose, Califórnia	96	1993
Building 116, Naval Supply F.	3	San Diego, Califórnia	64	1996
Los Angeles Police Dept. R. T. C.	4	Los Angeles, Califórnia	-	1997
San Mateo County Hall of Justice	8	Redwood, Califórnia	-	1997

Existem ainda outros desenvolvimentos deste dispositivo, onde foi acrescentada uma parcela de atrito ao sistema passando a denominar-se amortecedores viscoelásticos por atrito (F-VEDD - *Friction-ViscoElastic Damper Device*). Esta força de atrito é dimensionada para que só seja "activada" perante solicitações de elevada amplitude, ou seja, a componente viscoelástica é activada perante solicitações como a do vento ou a

de pequenos sismos, enquanto a parcela de atrito para sismos de maior magnitude. Este comportamento pode ser visto na figura 3.13b, onde se consegue distinguir a influência do material viscoelástico da influência do material atrítico no comportamento global do dispositivo. Pode ser visto um exemplar deste dispositivo (F-VEDD) na figura 3.13.



(a) Pormenor de um F-VEDD.

(b) Curvas força - deslocamento de um F-VEDD.

Figura 3.13: Pormenor e curvas força-deslocamento de um F-VEDD. Fonte [72].

### 3.2.5 Amortecedores friccionais ou atríticos (FD *Friction Damper*)

O princípio de funcionamento dos amortecedores friccionais, baseia-se na dissipação de energia por forças de atrito que se criam entre dois corpos. Este mecanismo consiste num conjunto de placas com alguma rugosidade que se encontram encostadas e comprimidas umas às outras, que quando solicitadas sofrem deslocamentos relativos, produzindo forças de atrito que dissipam energia por perda de calor. Estes dispositivos estão concebidos para funcionarem apenas quando for excedida uma determinada "força de activação", ou seja, abaixo dessa força comporta-se como um único corpo. Os deslocamentos relativos entre placas podem ser rotações ou translações, dependendo do tipo de amortecedor.

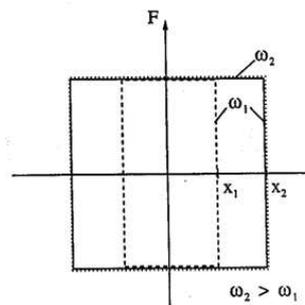
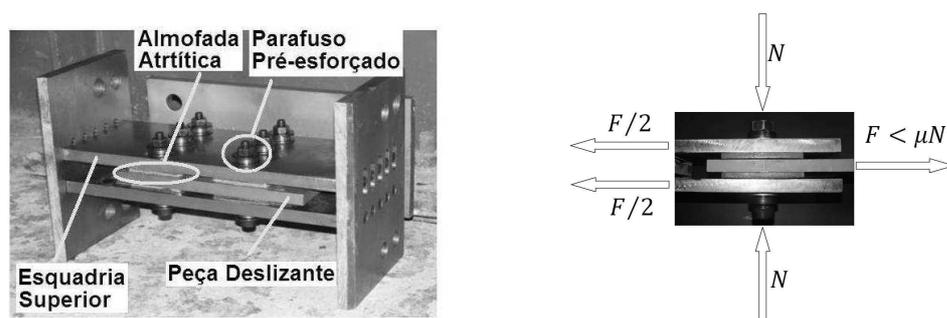
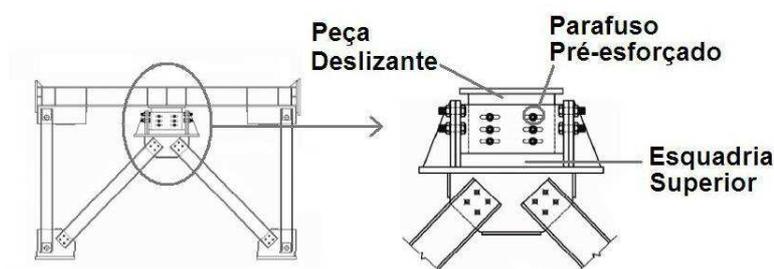


Figura 3.14: Curvas força-deslocamento de um amortecedor friccional (FD) para duas frequências diferentes. Fonte [51].



(a) Pormenor de uma esquadria superior com um FD incorporado. (b) Princípio de funcionamento do sistema FD. A força  $N$  é induzida pelo parafuso pré-esforçado.



(c) Pormenor de aplicação de um FD num sistema de braços metálicos num pórtico.

Figura 3.15: Exemplo de um FD translacional. Fonte [64]

Este tipo de amortecedor comporta-se de modo idêntico aos dissipadores histeréticos, sendo que para um nível de carga inferior ao necessário para haver deslizamento entre placas, o sistema apenas introduz rigidez na estrutura, e por isso este dispositivo apenas funcionará para determinado nível de cargas, como se pode ver na figura 3.14.

Estes amortecedores têm a vantagem de poder ser facilmente reguláveis através do controlo da força normal  $N$  aplicada as placas (figura 3.15) através de parafusos pré-esforçados, e de não serem particularmente sensíveis às variações de temperatura, frequências nem amplitudes de vibração, mostrando assim alguma versatilidade. Para além disso mostra uma grande estabilidade no seu comportamento mesmo sobre um grande número de ciclos de carga [64].

Na figura 3.15 mostra-se um tipo de amortecedor onde existem deslocamentos relativos de translação entre a esquadria superior e a peça deslizante, que estando separadas por almofadas atríticas proporcionam 4 superfícies de deslizamento, aumentando assim o amortecimento do sistema. Para além deste sistema também existem outros sistemas cujo movimento relativo das várias peças é de rotação como mostra a figura 3.16. A tabela 3.5 apresenta alguns exemplos de aplicação destes dispositivos.

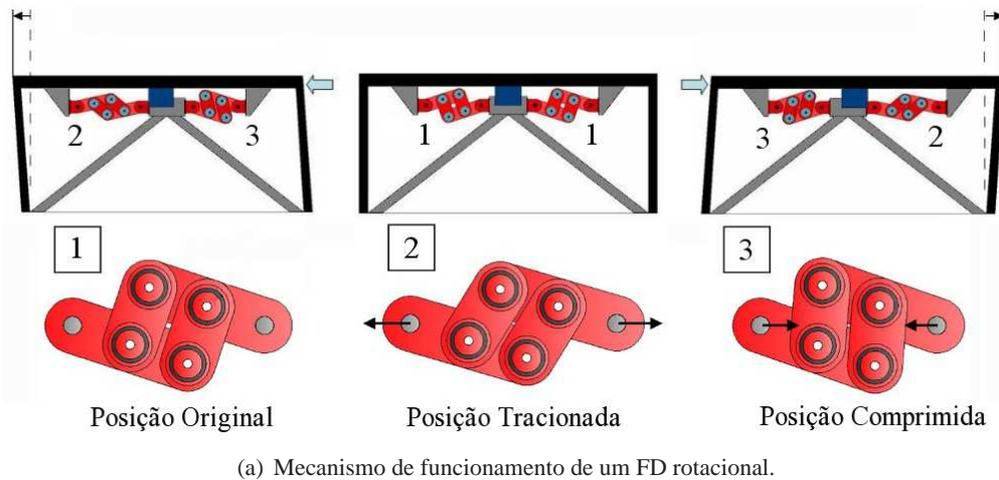


Figura 3.16: Exemplo de um FD rotacional. Fonte [72]

Tabela 3.5: Exemplos de aplicação de FDs e ano de instalação. Fonte [85].

Nome	Nº Pisos	Localização	Nº FDs	Ano
Gorgas Hospital	-	Panamá	2	1970
McConnel Building, C. Uni. L.	6-10	Montreal, Canadá	143	1987
Canadian Space Agency	4	Montreal, Canadá	58	1993
Ecole Polyvalente	3	Sorel, Canadá	64	1990
Hamilton Courthouse	7	Hamilton, Canadá	74	1995
Maison 1 McGill	11	Montreal, Canadá	65	1995

### 3.2.6 Amortecedores histeréticos (HD *Hysteretic Damper*)

Um dos meios mais eficazes para fornecer amortecimento a uma estrutura é através do comportamento não linear dos materiais, e aos dispositivos que o fazem dá-se o nome de amortecedores histeréticos. Estes dispositivos utilizam o regime plástico de alguns materiais, geralmente metálicos, de modo a dissipar energia através da perda de calor, em cada ciclo de carga e de descarga [43]. A figura 3.17 ilustra graficamente o que acontece numa serie de vários ciclos de carga harmónica.

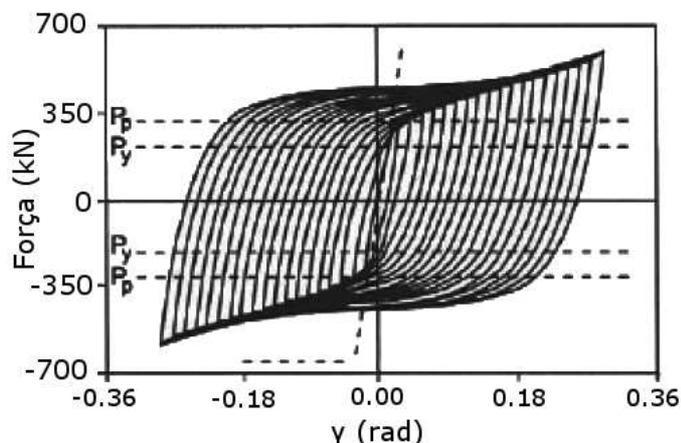


Figura 3.17: Serie de ciclos de carga-descarga num HD do tipo ADAS. Fonte [37].

Como se pode verificar existe uma grande capacidade de dissipação de energia, e quando bem dimensionados estes dispositivos podem vir a demonstrar uma elevada eficiência, sendo que são tão mais eficientes quanto maiores forem as deformações impostas ao material (dentro dos limites de ductilidade). Estes dispositivos podem funcionar com os materiais solicitados à torção, flexão e corte, sendo que o mais comum é dispositivos dimensionados para ceder ao corte. O material que constitui o amortecedor deve ser um material com boas características de ductilidade, deve demonstrar capacidade para desenvolver elevadas deformações plásticas (após cedência) sem romper. Por isso os materiais mais comuns são aços macios como por exemplo o alumínio [48].

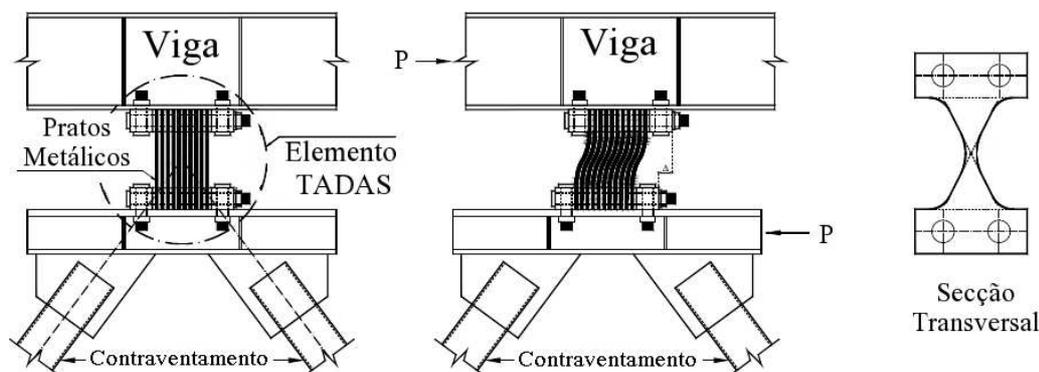


Figura 3.18: Comportamento de um ADAS quando solicitado. Fonte [1].

Os amortecedores histeréticos acrescentam rigidez à estrutura, quando se encontram em regime elástico linear, e acrescentam amortecimento quando entram em cedência, e por isso são designados de ADAS (*Added Damping And Stiffness*) ou TADAS (*Triangular Added Damping and Stiffness*), e podem ser vistos nas figuras 3.18 e 3.19, respectivamente.

Estes dispositivos tem a vantagem de ser relativamente económicos, não necessitam de grande manutenção, são facilmente integráveis nas estruturas e o seu comportamento não é significativamente alterado pela temperatura, humidade ou frequência da solicitação. Contudo após uma solicitação significativa como por exemplo o sismo, estes dispositivos têm de ser substituídos por ficarem com deformações residuais consideráveis [1].

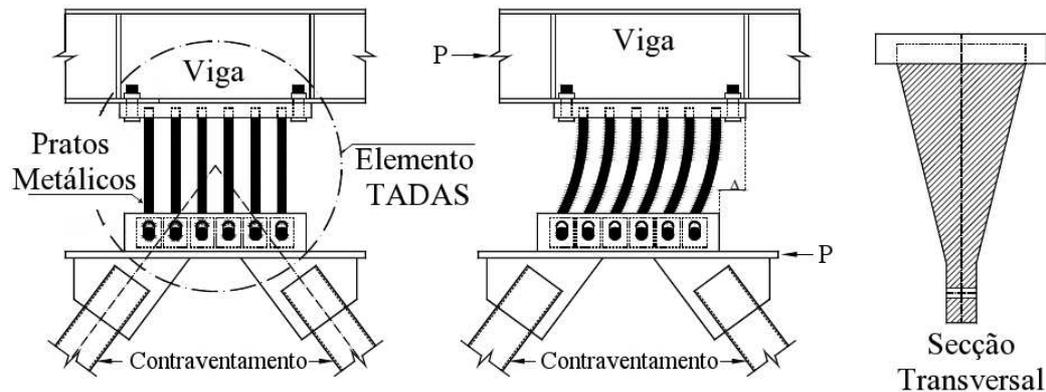


Figura 3.19: Comportamento de um TADAS quando solicitado. Fonte [1].

### 3.2.7 Ligas com memória de forma (SMA *Shape Memory Alloys*)

O comportamento das ligas com memória de forma foi descoberto em 1932 por Ölander com ligas Ouro-Cádmio (AuCd) e por Greninger e Mooradian com ligas de Cobre-Zinco (CuZn). Anos mais tarde, em 1951 surge o termo “shape recovery” por Chang e Read também na sequência do estudo de ligas Ouro-Cádmio (AuCd), mas foi só em 1962 que William J. Buehler no “Naval Ordnance Laboratory” descobriu o efeito de memória de forma das ligas Níquel-Titânio denominadas então como NiTiNOL (Níquel-titânio do Naval Ordnance Laboratory). Foi ainda nesta década que se começaram a comercializar ligas com memória de forma mas as suas aplicações eram ainda limitadas, só passados 20 anos é que o material conheceu as primeiras aplicações práticas nas indústrias aeroespaciais, náuticas, e na biomédica e medicina [23, 29, 50].

As ligas com memória de forma são ligas com características únicas que as diferenciam das restantes ligas, que são o efeito de memória de forma para baixas temperaturas e o efeito superelástico para temperaturas mais elevadas.

O efeito de memória de forma é a capacidade de deformação da liga que quando descarregada fica com uma deformação residual mas que ao aquecer retoma a sua forma original. Este comportamento é induzido pela temperatura e é descrito na figura 3.20b.

Quanto ao efeito superelástico é caracterizado por um ciclo histerético em regime elástico, com uma fase de endurecimento para valores de extensão elevados. Este comportamento é induzido pela tensão, como se pode ver na figura 3.20a.

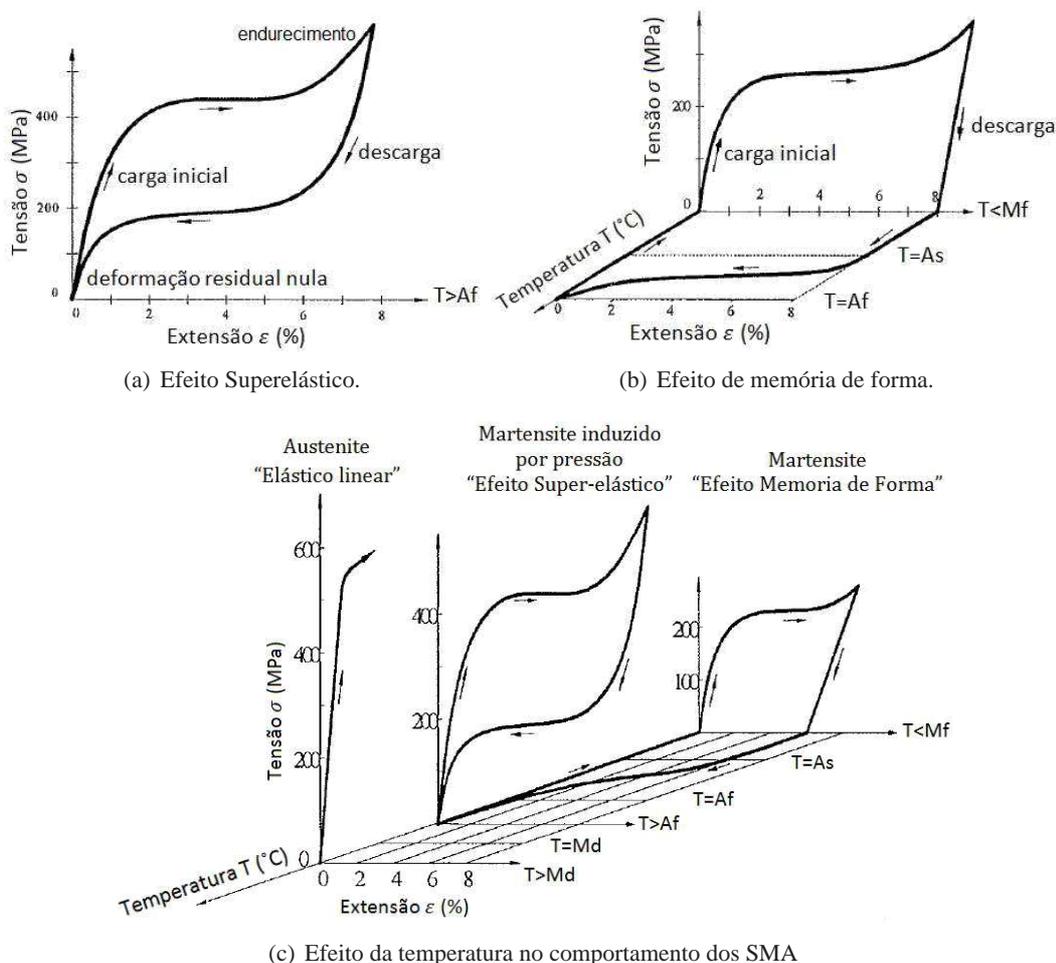


Figura 3.20: Comportamento de ligas com memória de forma (SMA). Fonte [24].

Estes comportamentos devem-se aos dois estados físicos do material designados por fase Austenítica e fase Martensítica. São estas fases que permitem ao material exibir os vários comportamentos, elástico linear, efeito superelástico e efeito de memória de forma (figura 3.20c). Estas fases podem ser induzidas pela tensão ou temperatura, ambas introduzem uma variação na estrutura molecular o que altera o comportamento mecânico da liga. Os mecanismos de transformação da liga à escala molecular podem ser vistos nas figuras 3.21 e 3.22, que representam o efeito superelástico e de memória de forma respectivamente.

Este material tem outras características únicas, como a capacidade de amortecimento com uma boa capacidade de dissipação de energia, extensões que podem chegar a 6-8% em regime elástico<sup>2</sup> o que resulta numa grande capacidade de perda de energia por unidade de massa. Para além disso tem uma excelente resistência à fadiga, excelente resistência à

<sup>2</sup>O valor da extensão é de 3% para um aço otimizado e de 0,2% para um aço comum [58].

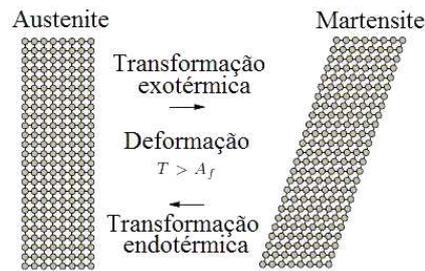


Figura 3.21: Mecanismo do efeito superelástico. Adaptado [56].

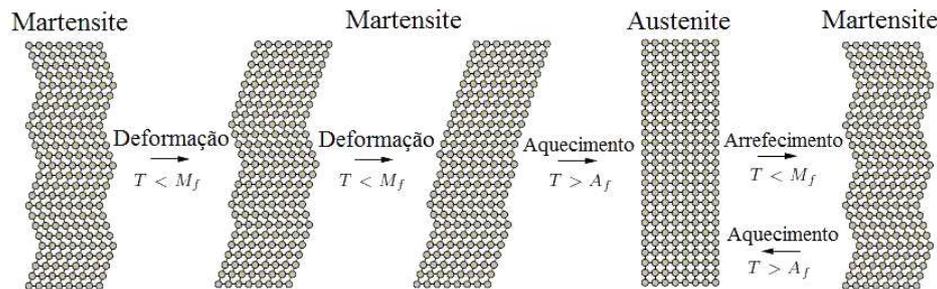


Figura 3.22: Mecanismo do efeito de memória de forma. Adaptado [56].

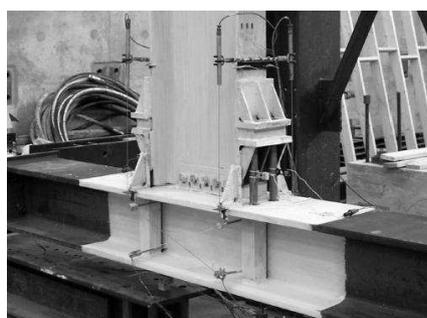
corrosão, fase de endurecimento (para extensões superiores a 6%) e proporciona força de restituição e capacidade de reposicionamento. São algumas destas características tornam estas ligas um objecto com elevado interesse para a engenharia, em particular, como sistema passivo para controlo de vibrações [23, 24, 28, 62].

As ligas com memória de forma, como todas as ligas metálicas são constituídas por dois ou mais elementos, que podem ser o Níquel (Ni), Titânio (Ti), Cobre (Cu), Ferro (Fe), Zinco (Zn), Alumínio (Al), Manganésio (Mn), Cromo (Cr), Silício (Si), entre outros. Estes componentes podem ser combinados em compostos com dois ou três elementos, denominando-se ligas binárias ou ternárias respectivamente. Das combinações possíveis as mais conhecidas são [24, 48]:

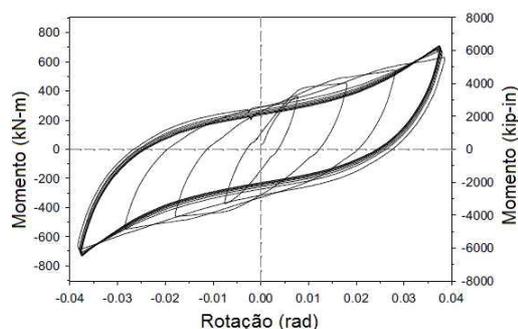
- Ligas Binárias
  - NiTi - Níquel-Titânio
  - MnCu - Manganésio-Cobre
- Ligas Ternárias
  - CuAlNi - Cobre-Alumínio-Níquel
  - CuZnAl - Cobre-Zinco-Alumínio
  - FeMn[Si] - Ferro-Manganésio-[Silício]
  - NiTiCr - Níquel-Titânio-Cromo

## – NiTiFe - Níquel-Titânio-Ferro

A liga mais utilizada para protecção passiva é o NiTi (Níquel-Titânio), devido às características superelásticas, aos seus valores de amortecimentos, extraordinária resistência à fadiga, durabilidade e por o intervalo de temperaturas onde estas características acontecem ser compatível com a maioria das aplicações em engenharia civil [48, 50].



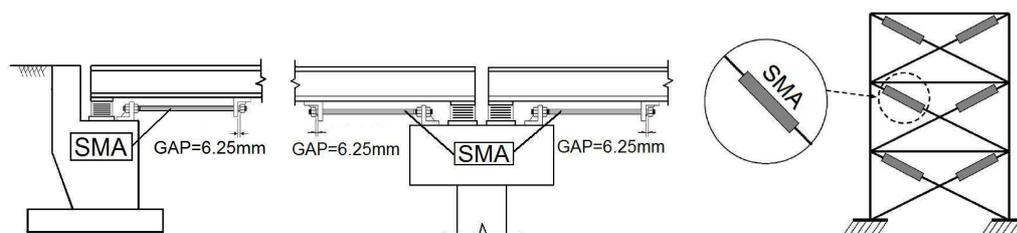
(a) Ligação com barras de NiTi com comportamento histerético.



(b) Comportamento mecânico da ligação.

Figura 3.23: Comportamento mecânico de uma ligação com barras de NiTi. Fonte [62].

Para além desta liga já foram testadas ligas ternárias como o NiTiCr e NiTiFe, e foram comparadas com o NiTi para estudar a possibilidade de utilização de ligas ternárias em controlo passivo. Contudo verificou-se que as ligas NiTi têm melhores performances quando comparadas com as ligas NiTiCr e NiTiFe [24]. Este material é vendido sob a forma de fios ou barras (figura 3.25) [48], e podem ser posicionados nas estruturas sob a forma de diagonais no caso de pórticos ou conectores nos apoios (moveis ou elásticos) das pontes, como se pode ver nas figuras 3.24a, 3.24b, 3.24c.



(a) Aplicação de uma barra de SMA no encontro de uma ponte. Fonte [23].

(b) Aplicação de barras de SMA na ligação de um pilar com dois tabuleiros simplesmente apoiados. Fonte [23].

(c) Aplicação de fios ou barras de SMA num pórtico de 3 pisos. Fonte [25]

Figura 3.24: Exemplos de zonas de aplicação de SMAs. Exemplo de uma barra de SMA. Fonte [25].

As ligas com memória de forma, já mostraram ser eficazes em pontes, no controlo do descolamento de tabuleiros, e no controlo dos deslocamentos relativos nas juntas entre

tabuleiros. Para além disso, devido ao patamar Martensítico, mostraram ser possível controlar a força introduzida no tabuleiro sem sair do regime elástico, ao contrário de uma liga de aço comum. A aplicação das ligas de memória de forma em pontes já foi comparada com outros sistemas passivos, nomeadamente, conectores de aço comum, VEDs e HDs, mostrando ter melhores performances para alguns tipos de pontes [2].

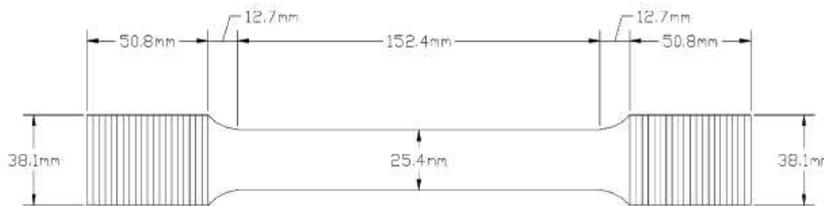


Figura 3.25: Exemplo esquemático de uma barra de SMA. Fonte [23]

Os SMAs podem ser utilizados em vários tipos de sistemas, como por exemplo, sistemas de contraventamento para pórticos ou até sistemas de isolamento base para edifícios ou pontes. Um exemplo de um sistema de contraventamento para pórticos pode ser visto na figura 3.27. O mecanismo de funcionamento deste sistema, foi concebido de modo a tentar explorar ao máximo duas propriedades principais, a capacidade de dissipação de energia, e a capacidade de reposicionamento. Para tal, como se pode ver na figura 3.27c, foram formados dois grupos funcionais de laços, com o objectivo de otimizar duas características em simultâneo. O primeiro é o laço de dissipação, que como o nome indica, tem a função de dissipador de energia, para tal, este laço é constituído por fios pré-esforçados de SMA, na fase austenítica (efeito superelástico). Este pré-esforço permite que ao carregar a liga, esta entre imediatamente no patamar martensítico, permitindo assim uma maior perda de energia. Este efeito pode ser visto na figura 3.26, onde podem ser vistas as diferenças entre os ciclos histeréticos de um SMA pré-esforçado, e não pré-esforçado. O segundo laço, é o laço de reposicionamento, que é constituído por fios de SMA não pré-esforçado, na fase austenítica (efeito superelástico), que exercem forças de restituição, aproveitando o regime elástico destas ligas, dando assim ao dispositivo, capacidade de reposicionamento [28].

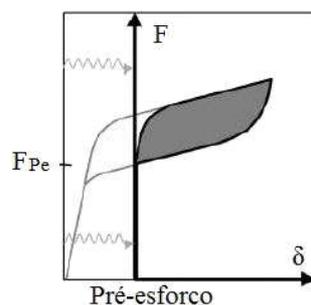
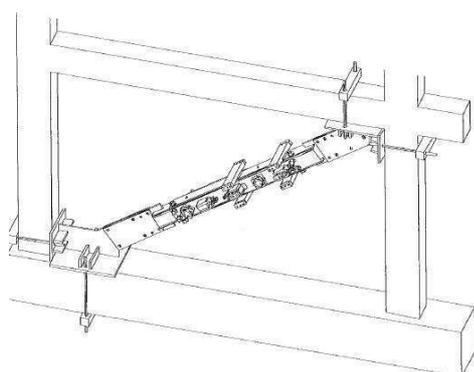
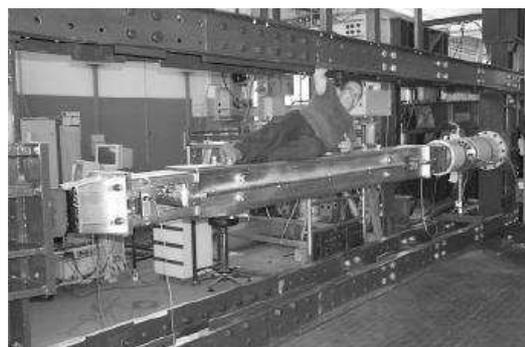


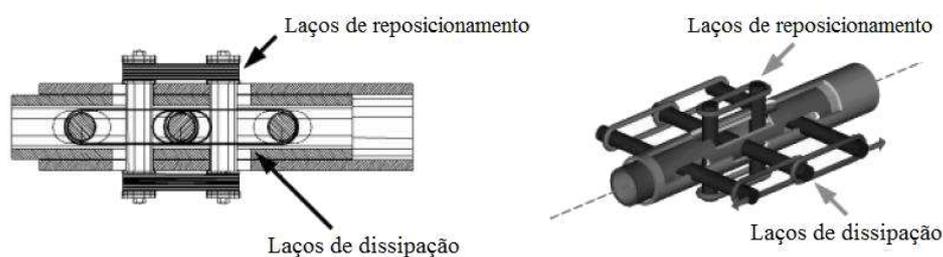
Figura 3.26: Curva força - deslocamento de um SMA pré-esforço e não pré-esforçado. Fonte [28]



(a) Exemplo de aplicação se um sistema de contraventamento à base de SMA.



(b) Modelo de um sistema de contraventamento à base de SMA.

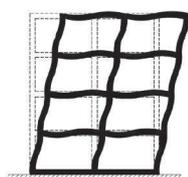


(c) Exemplo esquemático do mecanismo de funcionamento do dispositivo de contraventamento à base de SMA.

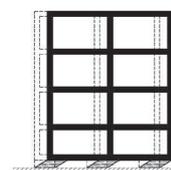
Figura 3.27: Dispositivo de contraventamento à base de SMA. Fonte [28].

### 3.2.8 Isolamento de base (BI Base Isolation)

O isolamento de base é uma técnica de controlo de vibrações que consiste na introdução de ligações elásticas de modo a diminuir a rigidez lateral da estrutura e consequentemente, a frequência própria de vibração. Tal efeito faz com que sejam as ligações elásticas a absorver a maior parte da deformação em vez dos pilares, fazendo com que se reduzam os deslocamentos relativos entre a base e o topo do edifício, e as acelerações como se pode verificar na figura 3.28. O efeito da aplicação de isolamento base a um edifício pode ser visto também na figura 3.28.



(a) Resposta de uma estrutura fixa à fundação a acção sísmica.



(b) Resposta de uma estrutura isolada à fundação a acção sísmica.

Figura 3.28: Comportamento de uma estrutura isolada e não isolada face à acção sísmica. Fonte [32].

Contudo esta tendência não se verifica para os deslocamentos horizontais absolutos sendo que estes são superiores nas estruturas com isolamento de base (figura 3.29). Porém se for associado um sistema de amortecedores é possível reduzir esses valores [36].

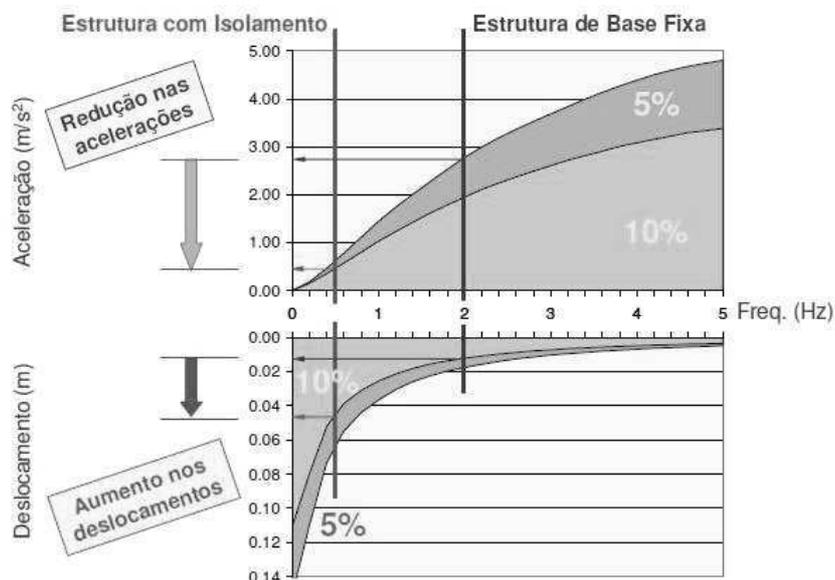


Figura 3.29: Espectros de resposta do RSA de uma estrutura com isolamento e sem isolamento. Terreno tipo I, ação sísmica do tipo I, e em percentagem encontram-se os coeficientes de amortecimento. Fonte [36].

Por tirar rigidez à estrutura este sistema mostra ser vantajoso para estruturas relativamente rígidas, tipicamente com frequências superiores a 2 Hz, onde a aplicação do sistema de isolamento afasta a frequência própria de vibração da estrutura da frequência do sismo como se pode ver na figura 3.30, sendo que é desaconselhado o seu uso para estruturas mais flexíveis. Este sistema é concretizado através de um material com baixa rigidez lateral que é colocado normalmente na base dos edifícios, porém tem de ter suficiente rigidez vertical para suportar a carga do edifício de modo a garantir estabilidade da estrutura [48].



Figura 3.30: Frequências mais comuns de uma excitação sísmica de elevada magnitude, e frequências de uma estrutura pré e pós isolamento. Fonte [36].

Estes sistema é muito comum nos encontros de pontes (figura 3.31), onde tem como função a materialização os apoios “móveis”<sup>3</sup> ou elásticos, dependendo da sua rigidez, podendo no primeiro caso permitir a “livre” deformação longitudinal e rotação do tabuleiro nos apoios, de modo a não introduzir esforços face à acção da temperatura.

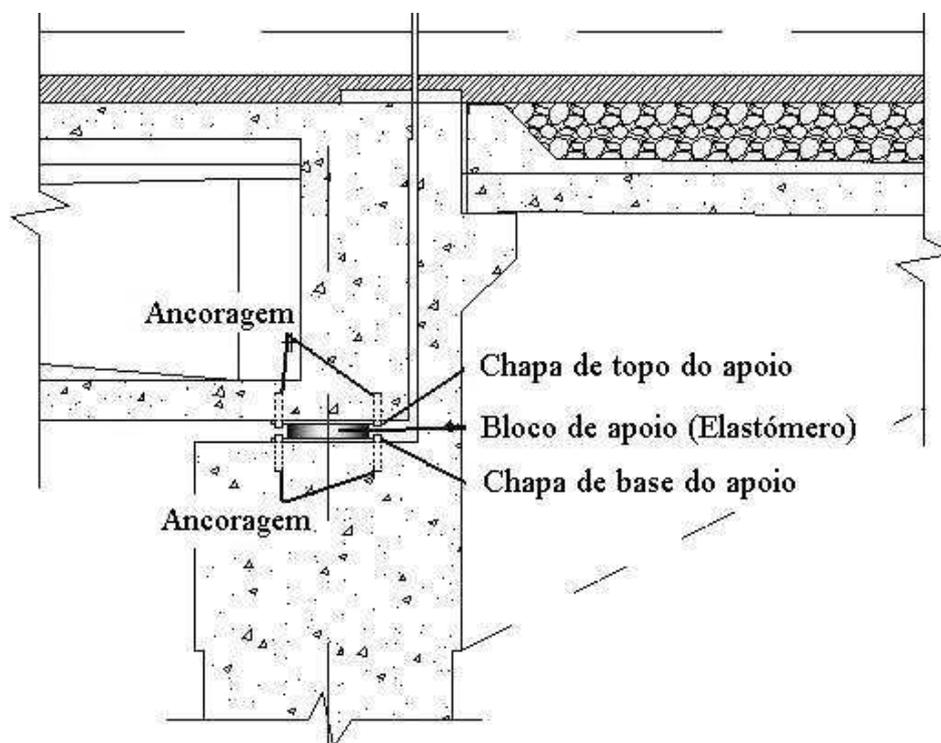


Figura 3.31: Pormenor aplicação de um elastómero no encontro de uma ponte.

Em edifícios este sistema é menos comum, e é normalmente utilizado para isolar a base do edifício da sua fundação e por isso é denominado como “Isolamento de Base” (figura 3.32), contudo pode ser aplicado noutras zonas da estrutura, como é o caso de edifícios industriais, onde este tipo de apoios pode ser utilizado localmente para controlo de vibrações induzidas por máquinas.

O material mais utilizado neste tipo de sistemas é o elastómero<sup>4</sup> ou borracha vulcanizada<sup>5</sup>, que tem origem na borracha comum mas sofre uma série de tratamentos mecânicos,

<sup>3</sup>A rigidez de um apoio elastomérico pode ser tal que funcione ou como apoio elástico (mais rígido) ou como apoio móvel (mais flexível).

<sup>4</sup>Elastómero é um material com comportamento semelhante à borracha ou seja, baixa fluência plástica, grande extensibilidade, e capacidade de recuperar rapidamente a forma original após estar sujeito a grandes deformações. Os elastómeros são polímeros.

<sup>5</sup>Vulcanização é a operação através da qual são criadas ligações entre as macromoléculas de um elastómero. Desta forma o elastómero, que à partida se apresenta como uma massa fraca, muito plástica e sem propriedades mecânicas de interesse seja transformado num produto forte, resistente e com boas características elásticas. A vulcanização foi descoberta em 1839 por Goodyear, que aplicou esta técnica à borracha natural, utilizando como agente de vulcanização o enxofre. Esta operação pode ser realizada a quente ou a frio [34].

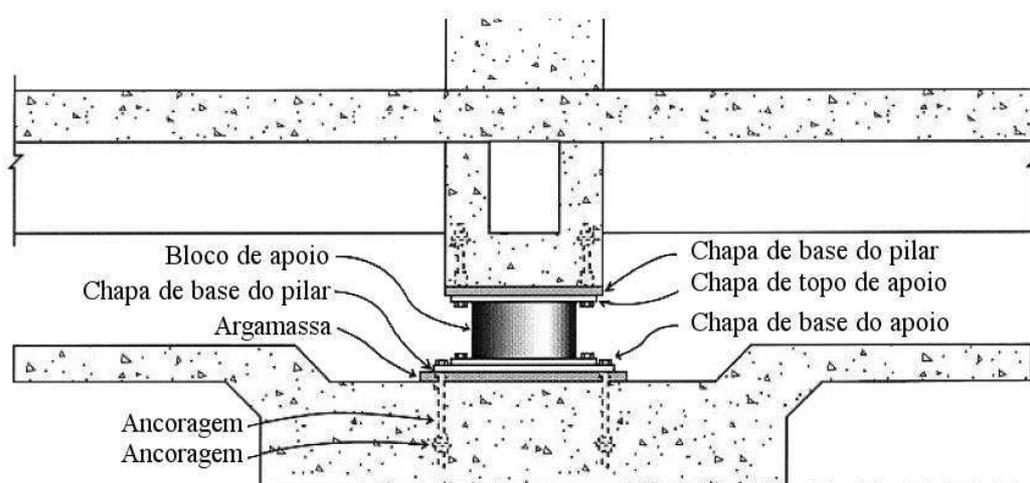


Figura 3.32: Pormenor aplicação do isolamento de base num edifício. Fonte [36].

térmicos e adições, e que no final do processo adquire características que a tornam interessante em termos de aplicação em engenharia civil de estruturas [35], como se pode verificar na figura 3.33. De entre as várias características as mais interessantes são o seu comportamento mecânico, a sua capacidade de deformação sem acumulação de deformações residuais, e não apresentar o patamar de “cedência” como se verifica na borracha não vulcanizada.

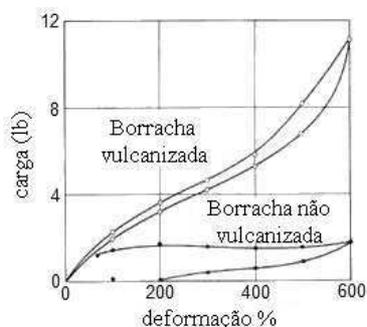


Figura 3.33: Características mecânicas da borracha vulcanizada e não vulcanizada. Fonte [35].

Existem elastómeros de diferentes composições no mercado, sendo as mais conhecidas a borracha natural, o isoprene, o polybutadiene, o butyl, o neoprene. Destas composições a mais utilizada é o neoprene devido ao seu custo relativamente baixo aliado às suas características mecânicas, que estão representadas na tabela 3.6 [35].

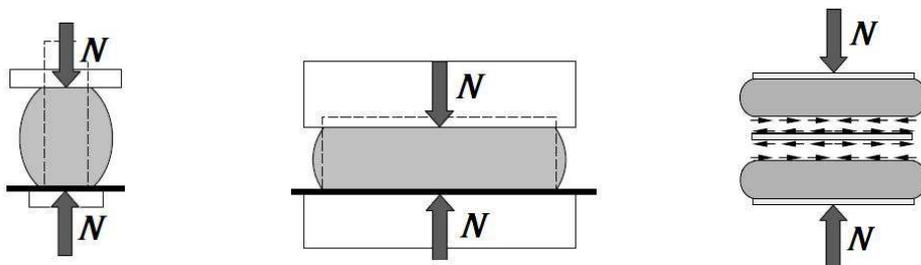
O Elastómero é um material incompressível, altamente elástico, podendo atingir deformações que chegam 1000% sem ruptura, tem um baixo módulo de elasticidade e um

coeficiente de Poisson elevado de  $\nu \approx 0,5$ . Por isso a sua deformação depende muito da forma do material e do modo como este é carregado [34].

Tabela 3.6: Propriedades da Borracha Natural e do Neoprene [35].

Propriedade	Borracha Natural	Neoprene
Resistência à tracção	Excelente	Bom
Alongamento	Excelente	Bom
Resiliência <sup>6</sup>	Excelente	Bom
Envelhecimento Natural	Bom	Excelente
Resistência ao Ozono	Fraco	Excelente
Resistência à luz solar	Fraco	Excelente
Envelhecimento com o calor	Fraco	Bom
Estabilidade térmica	Má	Bom
Comportamento a baixas temperaturas	Bom	Fraco
Fluência	Fraco	Fraco
Relaxação	Fraco	Fraco
Permeabilidade ao ar	Fraco	Bom
Resistência a óleos lubrificantes	Bom	Bom

Quando sujeito a um carregamento vertical elevado, o neoprene não cintado apresenta uma grande deformação lateral, que depende da relação Área carregada/Área livre a qual se denomina factor de forma representado pelo símbolo “ $S$ ”. Quanto menor o factor de forma maior é a deformação, logo menor é a rigidez como se pode verificar na figura 3.34a e 3.34b, onde  $S_{fig. a} < S_{fig. b} \Rightarrow \delta_{fig. a} > \delta_{fig. b}$ . Se o neoprene for cintado como representado na figura 3.34c, conseguem-se controlar as elevadas deformações do material conferindo-lhe maior rigidez às força verticais, mantendo a capacidade de deformação horizontal, otimizando assim o material para uso em engenharia civil [37].



(a) Bloco de Elastómero não cintado com um factor de forma baixo ( $S_{fig. a}$ ).

(b) Bloco de Elastómero não cintado com um factor de forma médio ( $S_{fig. b}$ ).

(c) Bloco de Elastómero não cintado com um factor de forma alto ( $S_{fig. c}$ ).

Figura 3.34: Factor de forma de blocos elastoméricos cintados e não cintados. Adaptado [37]

Em planta este material, normalmente denominado como *Elastomeric Bearings*, pode ter várias formas (quadrada, rectangular, circular, figura 3.35), e que a sua capacidade de deformação e elasticidade são dadas pelos fabricantes.

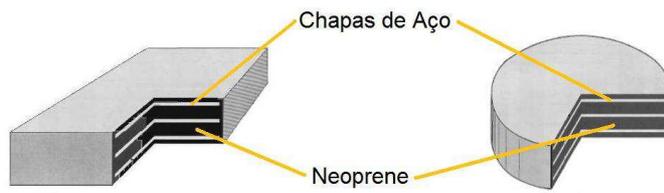
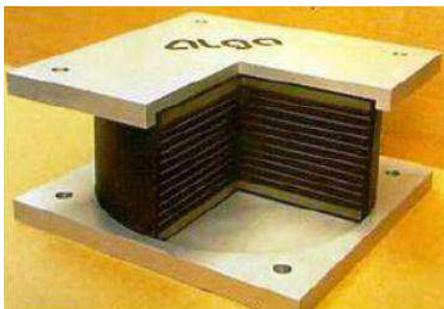


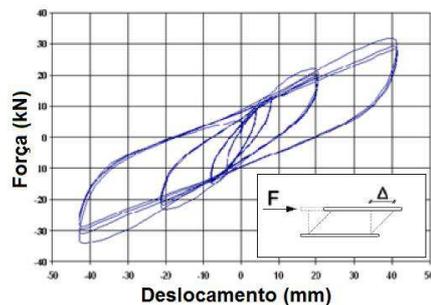
Figura 3.35: Exemplo de Elastômeros cintados, da marca ALGA.

Apesar deste sistema não apresentar um comportamento elástico linear, o EC8 permite a modelação deste material admitindo um comportamento elástico perfeito com amortecimento (Comportamento Visco Elástico linear Equivalente) [32]. Estes apoios podem ser caracterizados em função da sua capacidade de amortecimento [40], como aparelhos de apoio de:

- Borracha de baixo amortecimento (LDRB - *Low Damping Rubber Bearings*).  
Coeficiente de amortecimento de 5%, com restituição completa á posição original, são de fácil instalação, normalmente utilizado em pontes.
- Borracha de alto amortecimento (HDRB - *High Damping Rubber Bearings*).  
Coeficiente de amortecimento de 10% a 15% devido a adição de carbono, óleos e resinas na composição da borracha. São muito indicados para o uso em isolamento sísmico de base em edifícios por ter uma elevada rigidez vertical, baixa rigidez horizontal, uma relativamente boa capacidade de dissipação de energia e também por retomar a sua forma inicial após o cessar do carregamento.
- Borracha com núcleo de chumbo (LRB - *Lead Rubber Bearings*).  
Coeficiente de amortecimento de 30% devido ao nucleo de chumbo colocado no centro do elastômero. É apropriado para isolamento sísmico de base em edifícios por ter uma elevada rigidez vertical, baixa rigidez horizontal, uma boa capacidade de dissipação de energia e também por retomar a sua forma inicial após o cessar do carregamento.



(a) Foto de um corte feito num HDRB da marca Alga.

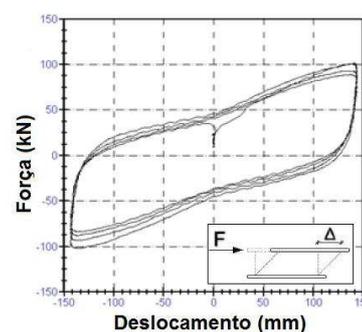


(b) Comportamento de um dispositivo HDRB.

Figura 3.36: HDRB - *High Damping Rubber Bearings*. Fonte [40, 69].



(a) Foto de um corte feito num LRB, com núcleo de chumbo, da marca Alga.



(b) Comportamento de um dispositivo LRB.

Figura 3.37: LRB - *Lead Rubber Bearings* . Fonte [40, 69].

Na tabela 3.7 mostram-se alguns exemplos de aplicação de isolamento base em pontes e edifícios.

Tabela 3.7: Exemplos de aplicação de Isolamento Base e ano de instalação. Fonte [7, 31, 81, 85].

Nome	Nº Pisos/ Comp. Vãos		Localização	Nº BIs	Ano
Santa Ana River Brd.	13	180m	California	- / LRB	1986
Salt Lake City & County B.	5		Salt Lake City	208 LRB + 239 NRB	1989
Ponte Salgueiro Maia	246m*		Santarém	92 HDRB	1995
F. C. L. & Justice Center	4		Califórnia	98 HDRB	1995
Hospital da Luz	9		Lisboa	315 HDRB	2005

NRB - Natural Rubber Bearing; LRB - Lead Rubber Bearing; HDRB - High Damping Rubber Bearing; \* - Vão principal

### 3.3 Sistemas de protecção activa

Os sistemas de protecção activa devem o seu nome ao modo activo como interagem com a estrutura para fazer o seu controlo, pois alteram as características dinâmicas da estrutura de modo a minorar a resposta estrutural segundo um algoritmo de controlo pré-definido. Este sistema ao contrário dos sistemas de protecção passiva introduz energia mecânica no sistema, com recurso a energia externa. Para além disso o funcionamento e dimensionamento de sistemas de protecção activa são mais complexos do que os sistemas passivos pois as características dinâmicas são variáveis no tempo o que torna a análise dos modelos bem mais complexa.

Este sistema necessita também de dispositivos (sensores) que permitam medir a resposta estrutural, uma unidade para processar o algoritmo de controlo com os dados provenientes dos sensores e por fim um actuador para introduzir as forças de controlo no sistema.

Estes sensores podem medir 3 grandezas, deslocamentos, velocidades ou acelerações, que podem constituir os parâmetros de controlo. Estes parâmetros são também designados como “critério de controlo”.

O controlo pode ser feito de dois modos, o primeiro é baseado num “pré-controlo” (feito antes da resposta estrutural acontecer) denominado “feed-forward control”. Neste modo são recolhidos os dados da excitação, que de seguida são tratados pelo algoritmo de controlo de onde sai uma resposta para o actuador. O actuador é accionado ainda antes da resposta estrutural. Por oposição existe o “feedback control” que consiste num “pós-controlo”. Neste modo são recolhidos dados da resposta estrutural, que de seguida são tratados pelo algoritmo de controlo de onde sai uma resposta para o actuador. O actuador é accionado após a resposta estrutural. Estes dois modos de controlo podem ser vistos na figura 3.38.

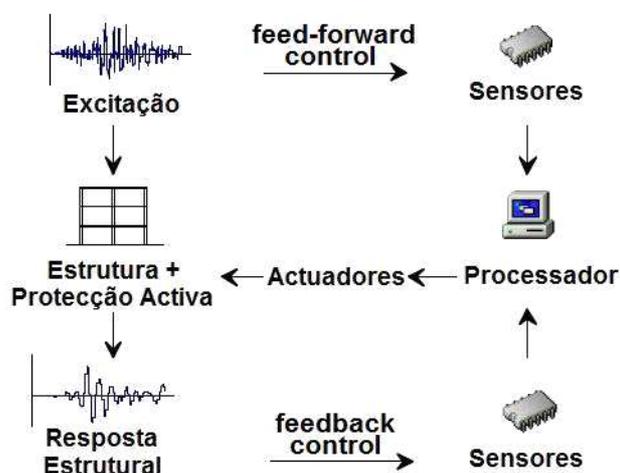


Figura 3.38: Esquema de funcionamento de um sistema de controlo activo. Adaptado [48].

Estes sistemas têm um interesse acrescido em estruturas flexíveis que tenham mais do que um modo de vibração com contribuição significativa para a resposta estrutural ou em estruturas cujas características dinâmicas se alterem ao longo do tempo [43].

As vantagens destes sistemas são a elevada adaptabilidade às solicitações, que os tornam muito eficientes do ponto de vista de controlo da resposta estrutural [43]. Contudo estes sistemas têm um elevado custo inicial e de manutenção, grande dispêndio de energia (força exercida pelo actuador), e necessitam de uma fonte de energia de emergência (gerador, baterias) pois sabe-se que durante a acção do sismo ocorrem normalmente cortes na rede publica de electricidade. Para além disso esta fonte de energia também necessita de manutenção e de espaço para a sua instalação, o que torna todo o sistema mais custoso.

### 3.3.1 Amortecedores de massa activa (AMD *Active Mass Dampes*)

O amortecedor de massa activa (AMD) é em tudo igual ao amortecedor de massa sintonizada com a diferença de que o AMD consegue controlar a quantidade de força de inércia produzida pela massa que passa para a estrutura. Em termos práticos o AMD funciona como que se a massa do amortecedor fosse variável ao longo do tempo. A força é exercida pelo actuador e pode ser aplicada nas 3 direcções (x, y, z) mas é tipicamente utilizada apenas no plano horizontal, e o seu valor máximo é limitado pela massa do AMD e pela capacidade do actuador [48]. Tal funcionamento faz com que as características dinâmicas da estrutura se alterem ao longo do tempo, o que permite controlar vários modos de vibração, por este motivo estes sistemas são apropriados para fazer o controlo de vibrações em estruturas flexíveis que tenham vários modos de vibração com uma participação significativa.

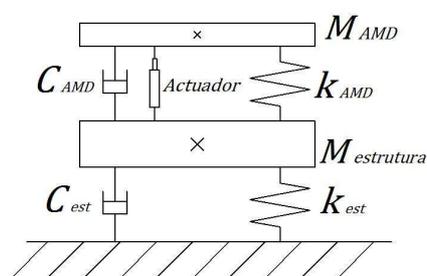


Figura 3.39: Modelo de comportamento do AMD.

Este é de longe, dos sistemas activos o mais utilizado cuja primeira aplicação data de 1989, no edifício Kyobashi Centre, Tóquio, de 10 pisos com 33m de altura (figura 3.40), que devido à sua flexibilidade e à participação significativa de vários modos de vibração obrigou à utilização de um AMD [43].

Este sistema é normalmente utilizado para controlar a resposta estrutural devida a acção de ventos fortes e sismos de pequena ou moderada intensidade. O AMD, pelas razões já apresentadas, é normalmente utilizado em edifícios altos, podendo também ser utilizado temporariamente na construção de torres de pontes suspensas como por exemplo a torre da Ponte Rainbow Bridge, Tóquio. Na construção das torres da Ponte Rainbow Bridge, devido à sua flexibilidade antes da construção do tabuleiro, teve de ser instalado um AMD para fazer face a acção do vento [43]. Na tabela 3.8 são apresentados alguns exemplos de aplicação de AMDs no Japão.

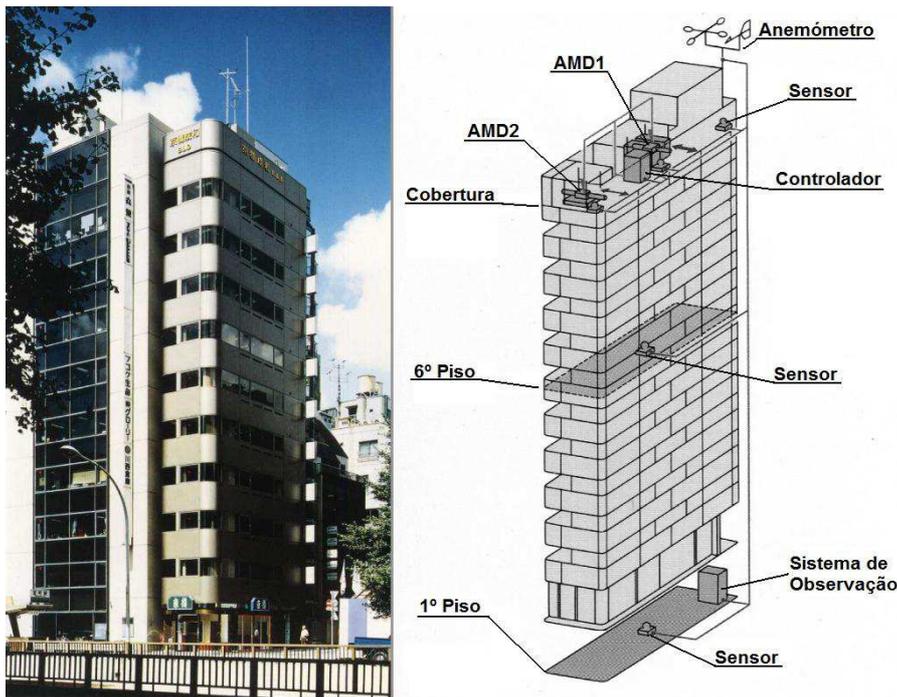


Figura 3.40: AMDs instalado no edifício Kyobashi Centre, Tóquio. Adaptado [42, 46].

Tabela 3.8: Exemplos de aplicação de AMDs no Japão e ano de instalação [85].

Nome	Altura [m]	Localização	Ano	Frequê. [Hz]	Massa
Sendagaya INTES O. B.	58	Tóquio	1991	0,59	72t
ORC 2000 Symbol Tower	188	Osaka	1992	0,21	200t
Kansai Interna. Airport	-	Osaka	1993	0,80	10t
Yokohama Landmark Tower	296	Yokohama	1993	0,185	340t
C Office Tower	130	Tóquio	1993	0,34	200t
Shinjuku Park Tower	227	Tóquio	1994	-	330t

### 3.3.2 Sistema de cabos activos (ATS *Active Tendons System*)

O princípio de funcionamento do cabos activos passa por ligarem estrategicamente pontos diferentes da estrutura de modo a controlar os deslocamentos relativos entre eles, pontos estes que podem originar várias configurações de cabos como se pode verificar nas figuras 3.41, 3.42 e 3.44. Estes cabos introduzem forças na estrutura, através de um actuador integrado no próprio cabo que o tracciona ou folga conforme o algoritmo de controlo, e são estas forças que irão fazer o controlo [48].

Estes sistemas mostram ter uma grande eficiência no controlo de vibrações em estruturas, porem não têm sido muito utilizados devido a dificuldades na sua instalação, pois deve ser feita nas zonas onde os deslocamentos modais máximas dos modos de vibração a controlar

ocorrem, o que nem sempre é possível por motivos arquitectónicos ou de impossibilidade física. Por outro lado a sua implementação pode provocar instabilidade nos próprios elementos, como por exemplo, os actuadores colocados nos tirantes das pontes (figura 3.43) [43].

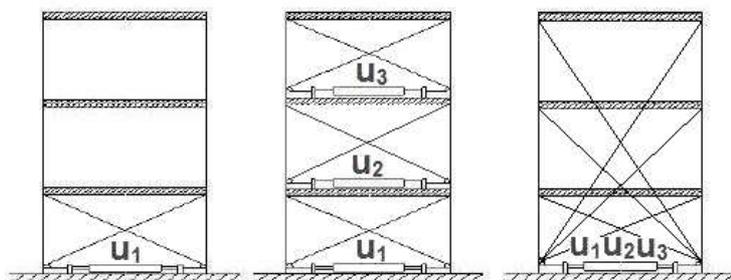


Figura 3.41: Algumas configurações possíveis para cabos activos num pórtico. Adaptado [45].

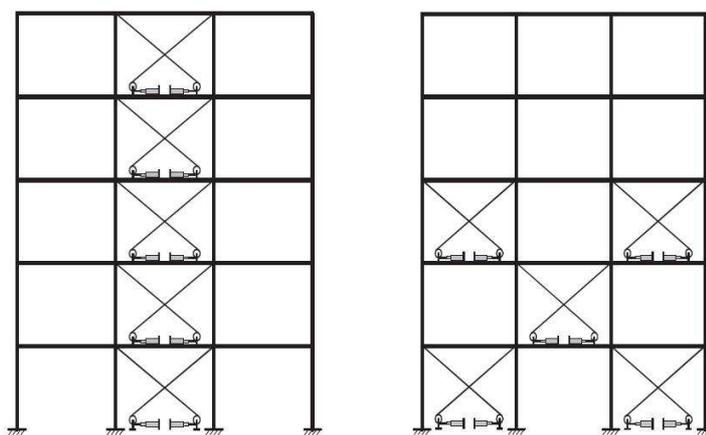


Figura 3.42: Algumas configurações possíveis para cabos activos num pórtico com 3 pisos. Adaptado [59].

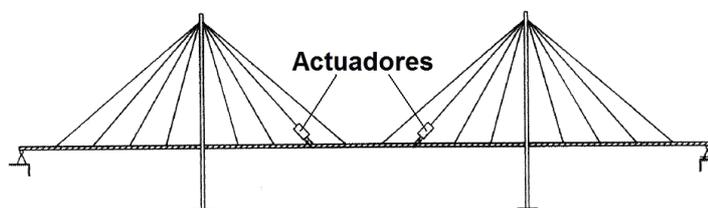


Figura 3.43: Exemplo de aplicação de cabos activos numa ponte atirantada. Adaptado [42].

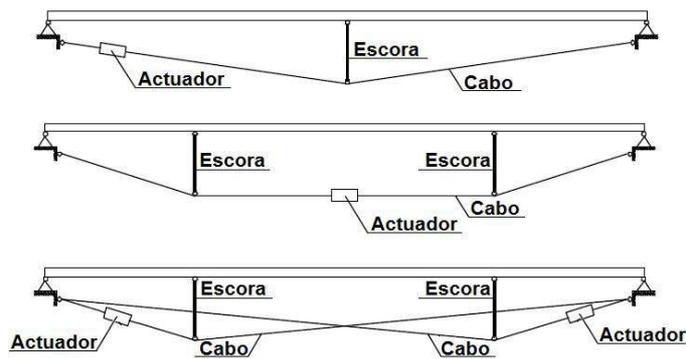


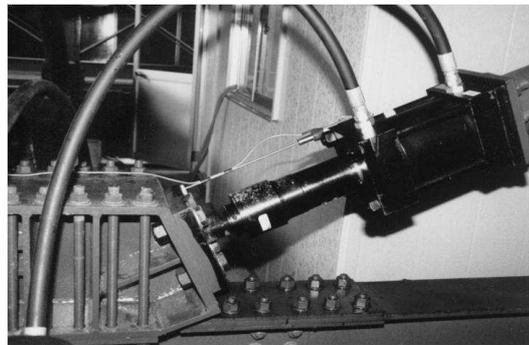
Figura 3.44: Algumas configurações possíveis para cabos activos numa ponte. Adaptado [42, 48].

### 3.3.3 Contraventamento activo (ABS *Active Brace System*)

Este sistema é utilizado unicamente em edifícios de pórtico, e o seu princípio de funcionamento é semelhante ao dos cabos activos com a diferença que os cabos apenas funcionam à tracção enquanto que os contraventamentos utilizados neste sistema permitem esforços de tracção e compressão. Tal como os ATS os ABS fazem o controlo estrutural controlando os deslocamentos relativos entre dois pontos diferentes da estrutura podendo-se criar várias configurações para a sua disposição nos pórticos, tal como os ATS. Para além disso também estes sistemas podem ser de difícil aplicação por motivos arquitectónicos e de impossibilidade física.



(a)



(b)

Figura 3.45: ABS - “Active Brace System”. Fonte [51].

### 3.3.4 Deformação activa (ADC *Active Deformation Control*)

O sistema ADC baseia-se na introdução de forças verticais num tabuleiro de uma ponte de modo a fazer o controlo das vibrações verticais introduzidas principalmente pela passagem

de veículos. O ADC é constituído por tubos insufláveis de material maleável com ar no seu interior que se encontram entre o tabuleiro e tiras de aço pré-esforçado que estão ancoradas nos extremos do tabuleiro. A insuflação desses tubos é controlada pelo algoritmo de controlo e permite uma alteração suficientemente rápida do traçado das tiras pré-esforçadas, assim é possível a introdução de forças verticais ascendentes que passam das tiras para os tubos insufláveis e destes para o tabuleiro, como se pode ver na figura 3.46. Contudo este sistema não é muito utilizado [42, 48].

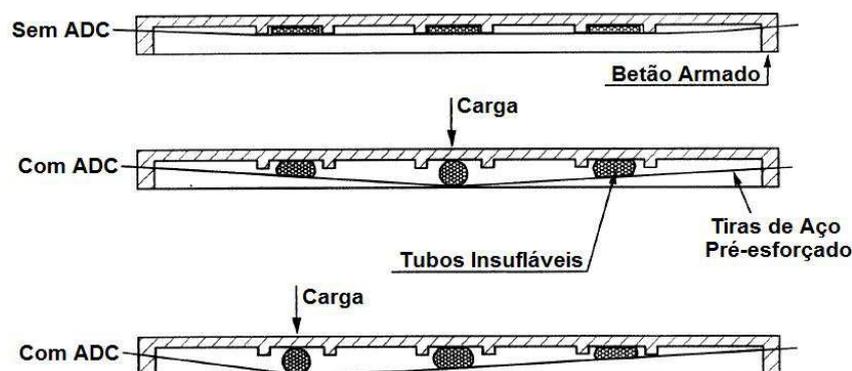


Figura 3.46: Esquema de funcionamento de um sistema ADC. Fonte [42].

### 3.4 Sistemas de protecção semi-activa

Os sistemas de protecção semi-activa encontram-se neste momento em grande desenvolvimento porque constituem uma alternativa muito viável aos sistemas passivos e activos, pois por um lado reúnem as vantagens destes dois sistemas por outro eliminam algumas das suas desvantagens [43]. Um sistema de protecção semi-activa, em comparação com os sistemas activos, tem as vantagens de não inserir energia mecânica na estrutura, é mais económico, não necessita de tanto espaço de instalação, necessita de uma fonte de energia de baixa potência o que permite a utilização de baterias mais ligeiras ou até mesmo pilhas. Por esse motivo em caso de sismo o sistema não fica condicionado pelas falhas de energia. Para além disso e em circunstâncias últimas, caso haja falha das baterias, o sistema comporta-se como um sistema passivo, dando redundância e fiabilidade ao sistema. Em relação aos sistemas passivos os sistemas semi-activos têm a vantagem de poder alterar as características dinâmicas da estrutura (como os sistemas activos) segundo um algoritmo de controlo, mas mantendo a fiabilidade dos sistemas passivos [43, 48].

Os sistemas semi-activos têm um esquema de recolha e tratamento de dados igual as sistemas activos (figura 3.38) com a diferença que o actuador não introduz energia mecânica no sistema, apenas faz variar as características dinâmicas do dispositivo localmente, por exemplo alterando a rigidez ou amortecimento dos contraventamentos, alterando assim o comportamento dinâmico geral da estrutura.

“Os sistemas semi-activos podem ser encarados também como sistemas “passivos inteligentes” na medida em que baseiam a acção de controlo no efeito da dissipação de energia através de mecanismos semelhantes aos sistemas passivos.”

(Carlos Moutinho, Porto, 2007) [43]

O aparecimento em grande escala destes sistemas deu-se no início da década de 90 com a aplicação de dispositivos de rigidez variável (AVS *Active Variable Stiffness*) no edifício Kajima Technical Research Institute, Tóquio, com 3 pisos, caso que será abordado na secção seguinte.

### 3.4.1 Dispositivos de rigidez variável (AVS *Active Variable Stiffness*)

O AVS é um sistema especialmente criado para edifícios e consiste na instalação de diagonais por entre os elementos principais do pórtico (pilares e vigas), diagonais essas que têm uma rigidez variável que é controlada por um algoritmo de controlo. Estas diagonais podem ser dispostas em “V” e ter o mecanismo de controlo posicionado na base do dispositivo, ou ser dispostas em “V” invertido e ter o mecanismo posicionado no topo do dispositivo. O mecanismo de controlo baseia-se no bloqueio/desbloqueio do veio que liga o dispositivo ao pórtico, alterando a rigidez do dispositivo (local) alterando assim também as a rigidez global da estrutura. O controlo é feito através de um algoritmo de controlo que controla a abertura/fecho de uma válvula, ou por outras palavras, controla o desbloqueio/bloqueio do dispositivo ou dispositivos como se pode ver na figura 3.47a e 3.47b [43].

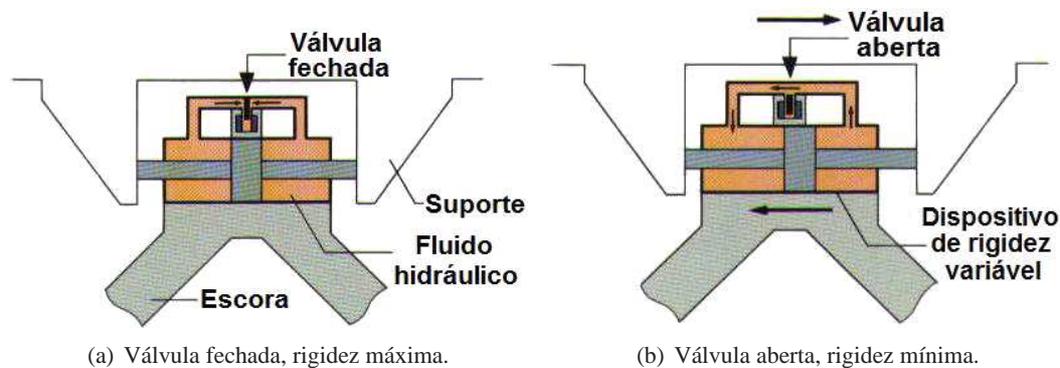


Figura 3.47: Sistema de funcionamento de um AVS (*Active Variable Stiffness*) em V invertido. Fonte [84].

A primeira instalação deste sistema em grande escala, foi no edifício de 3 pisos Kajima Technical Research Institute, Tóquio. Este sistema funciona com uma fonte de energia de apenas 20 Watts de potência eléctrica, que quando accionada, bloqueia os AVS. O bloqueio dos AVS pode aumentar a frequência própria da estrutura de 1Hz (com todos os AVS desbloqueados) para 2,5Hz (todos os AVS bloqueados), podendo ainda fazer-se



(a) Pormenor de aplicação de um AVS no edifício Kajima Technical Research Institute, Tóquio. (b) Kajima Technical Research Institute, Tóquio.

Figura 3.48: AVS (*Active Variable Stiffness*) em V invertido. Fonte [84].

alternância, de modo a obter valores de rigidez intermédios [43]. O conjunto de sensores do Kajima Technical Research Institute, em Tóquio, devolvem à unidade de processamento dados sobre as acelerações dos vários GDL e as frequências dominantes da acção. Esses dados são tratados pelo algoritmo de controlo que por sua vez responde com a rigidez que cada dispositivo AVS deve ter, de modo a obter-se a menor resposta estrutural [43].

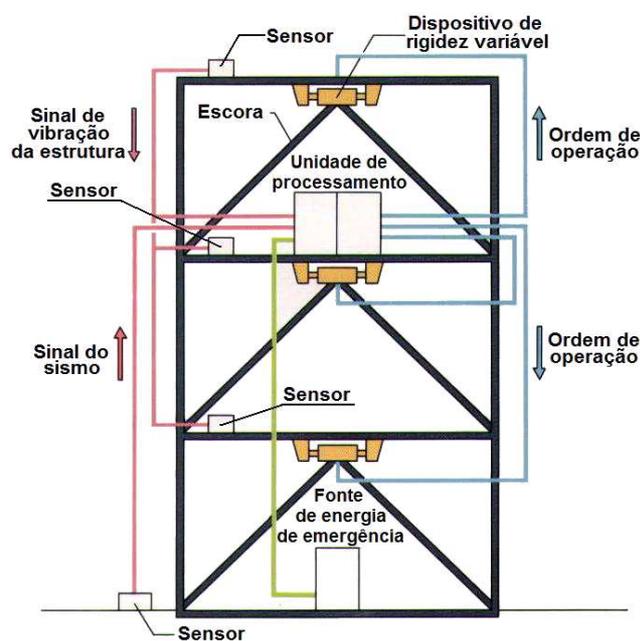


Figura 3.49: Esquema de funcionamento do sistema AVS do edifício Kajima Technical Research Institute, Tóquio. Fonte [84].

### 3.4.2 Amortecedores de atrito variável (VFD *Variable-Friction Damper*)

O mecanismo de dissipação de energia de um amortecedor de atrito variável é exactamente o mesmo do seu homólogo do sistema passivo, amortecedor friccional ou atrítico, onde a perda de energia se dá por perda de calor produzida pelas forças de atrito. Contudo este sistema diferencia-se do seu homólogo passivo por ter a possibilidade de controlar a força normal que aplica ao dispositivo e assim controlar a força de atrito. O controlo é feito por um algoritmo que regula a força normal  $N(t)$  aplicada ao dispositivo, em função do tempo, que por sua vez provoca uma força de atrito  $F(t) = \mu \times N(t)$ . Este sistema tem sido estudados e propostos para o controlo semi-activo, porém não se conhecem aplicações à escala real, apenas modelos laboratoriais [43, 48].

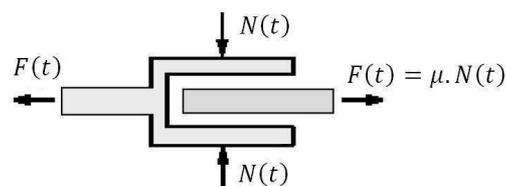


Figura 3.50: Esquema de funcionamento do sistema VFD. Adaptado [48].

### 3.4.3 Amortecedores viscosos de orifício variável (VOD *Variable Orifice Damper*)

O funcionamento do sistema de amortecedores de atrito variável é em tudo igual ao funcionamento dos amortecedores viscosos com a particularidade do seu coeficiente de viscosidade ser controlável. O controlo do coeficiente de viscosidade passa pelo controle da abertura de uma válvula que liga as duas câmaras do amortecedor. O mecanismo de perda de energia deste sistema consiste na passagem do fluido pelos orifícios, faz com que seja produzido calor por atrito. É na perda deste calor que se dá a dissipação de energia [48].

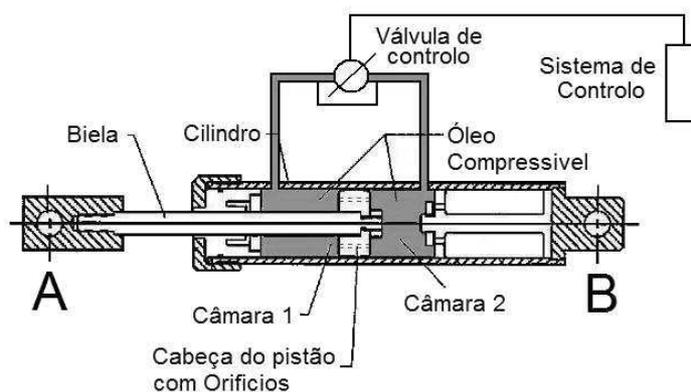
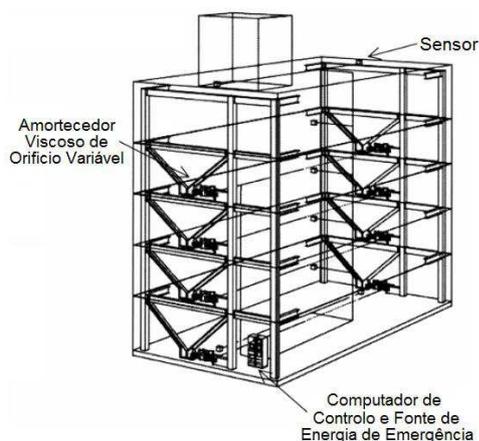


Figura 3.51: Esquema de funcionamento de um amortecedor viscoso de orifício variável. Adaptado [67, 48].

O controle do VOD é realizado por um algoritmo de controlo que regula a abertura da válvula, controlando assim também o coeficiente de amortecimento local, alterando consequentemente o amortecimento global da estrutura de modo a minimizar ao máximo a resposta estrutural. Uma das grandes vantagens do sistema é que, como todos os sistemas semi-ativos, em caso de falha, os amortecedores de atrito variável comportam-se como sistema passivo [48].

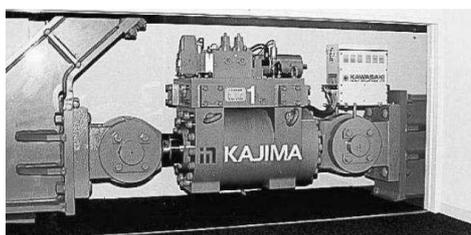
A primeira aplicação deste sistema para controlo de vibrações sísmicas foi no edifício Kajima Shizuoka, Tóquio (figura 3.52), onde foram aplicados 8 cilindros hidráulicos localizados na base das diagonais em “V”, que podem exercer uma força máxima de amortecimento de 1000 kN com uma potência de 70 Watts [43].



(a) Esquema estrutural da aplicação dos amortecedores no edifício Kajima Shizuoka.



(b) Kajima Shizuoka, Tóquio.



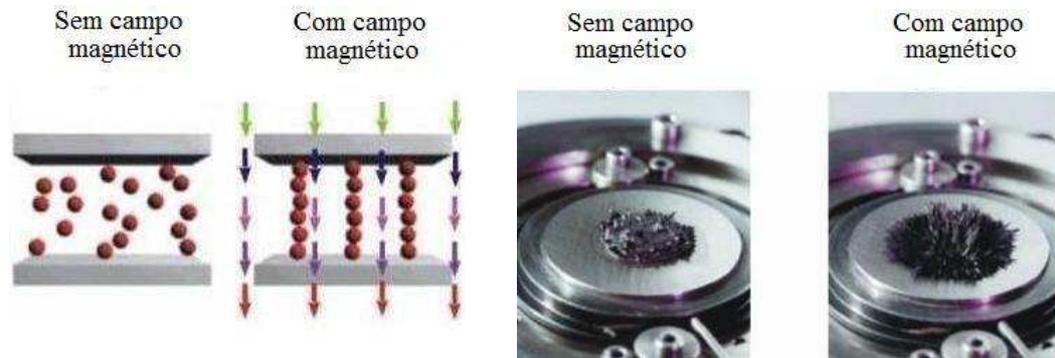
(c) Amortecedor Kajima aplicado no edifício Kajima Shizuoka.

Figura 3.52: Exemplo de aplicação de amortecedores viscosos de orifício variável no Kajima Shizuoka, Tóquio. Fonte [43].

#### 3.4.4 Amortecedores de viscosidade variável (VVD *Variable Viscosity Damper*)

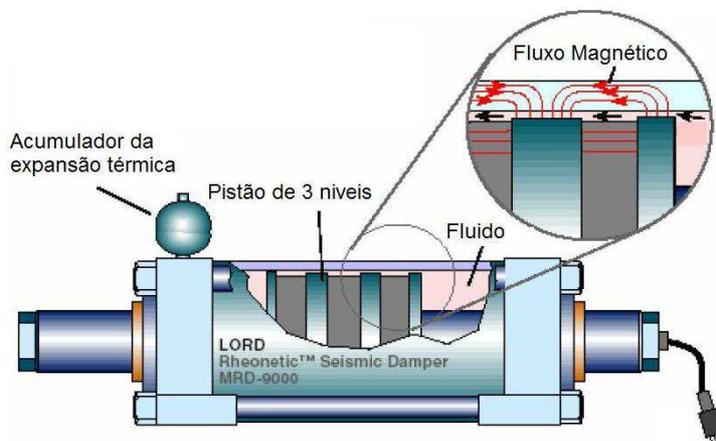
Os amortecedores de viscosidade controlável têm sido alvo de uma crescente atenção e têm sido propostos e aplicados como uma boa solução para controlo de vibrações,

particularmente os amortecedores baseados em fluidos magneto-reológicos [43].



(a) Efeito do campo magnético nas partículas metálicas de um fluido magneto-reológico. Fonte [90].

(b) Efeito do campo magnético num fluido magneto-reológico. Fonte [90].



(c) Esquema de funcionamento de um amortecedor de viscosidade variável com fluido magneto-reológico. Fonte [48].

Figura 3.53: Funcionamento dos fluidos magneto-reológicos e amortecedores de viscosidade variável.

Os fluidos magneto-reológicos são óleos cheios de partículas de ferro com uma dimensão de 3 a 10 microm, podendo estas partículas constituir 20 a 40% do volume do fluido. Essas partículas quando sujeitas a um campo magnético reagem formando uma “estrutura alinhada” que faz com que seja aumentada a viscosidade do fluido e o coeficiente de amortecimento do dispositivo (figura 3.53 a e 3.53b).

Este sistema tem a grande vantagem de o intervalo de tempo de actuação ser da ordem dos milissegundos, para além disso caso haja falha na fonte de alimentação os amortecedores de viscosidade variável funcionam como amortecedores viscosos passivos [90].

O mecanismo de perda de energia segue os mesmos princípios dos seus homólogos amortecedores viscosos passivos, mas com a diferença de que nos amortecedores de viscosidade controlável é possível alterar o coeficiente de viscosidade, num espaço de tempo da ordem dos milisegundos [48].

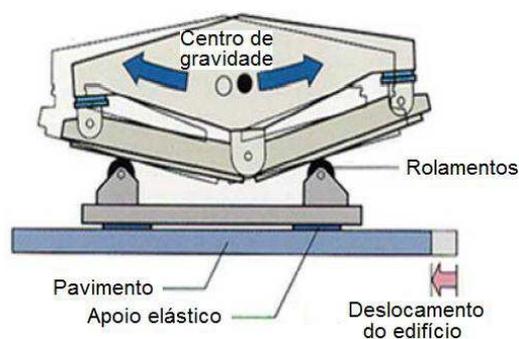
O coeficiente de viscosidade é controlado por um algoritmo que acciona um campo magnético que altera o comportamento do fluido e consequentemente o coeficiente de amortecimento do dispositivo, como se pode ver na figura 3.53c. Assim sendo é possível controlar o amortecimento localmente ao longo de uma estrutura. A disposição dos amortecedores na estrutura segue os mesmos princípios dos seus homólogos passivos.

### 3.5 Sistemas de protecção híbrida

Os sistemas de protecção híbrida resultam da combinação de 2 ou mais sistemas de diferentes tipologias (passivo+activo, passivo+semi-activo ou activo+semi-activo). As combinações mais utilizadas são TMD (Passivo) + VVD (Semi-activo) ou o mais conhecidos HMD (HMD *Hybrid Mass Dampers*) que combina TMD (Passivo) + AMD (Activo). O HMD baseia-se no funcionamento de um TMD e um actuador activo cujas forças introduzidas servem para aumentar a eficiência do TMD, aumentando assim a performance do conjunto. A energia utilizada neste sistema é significativamente inferior à utilizada por um sistema AMD equivalente, tendo também associado menores custos iniciais e de manutenção [43, 48].



(a) Vista geral do HMD do edifício Shinjuku Park Tower. Fonte [43].



(b) Vista esquemática do HMD do edifício Shinjuku Park Tower. Fonte [43].

Figura 3.54: Exemplo de Aplicação de um HMD.

Um exemplo da aplicação deste sistema é o edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio, 235m de altura, este edifício contempla um HMD em forma de “V” que combina um TMD passivo pendular com uma massa de 110 ton com um actuador com um motor de 75kW de potência. A aplicação deste sistema permitiu o aumento do coeficiente de amortecimento do primeiro modo de vibração de 1,1% para 4,9% e reduziu a resposta estrutural em 50% durante o tufão de 1996 em Toquio [43].



Figura 3.55: Edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio. Fonte [79].

## Capítulo 4

# Caracterização da Acção Sísmica e Modelos de Análise

De um modo geral a resposta estrutural face a acções estáticas ou dinâmicas pode ser calculada através dos vários modos de análise descritos na figura 4.1.

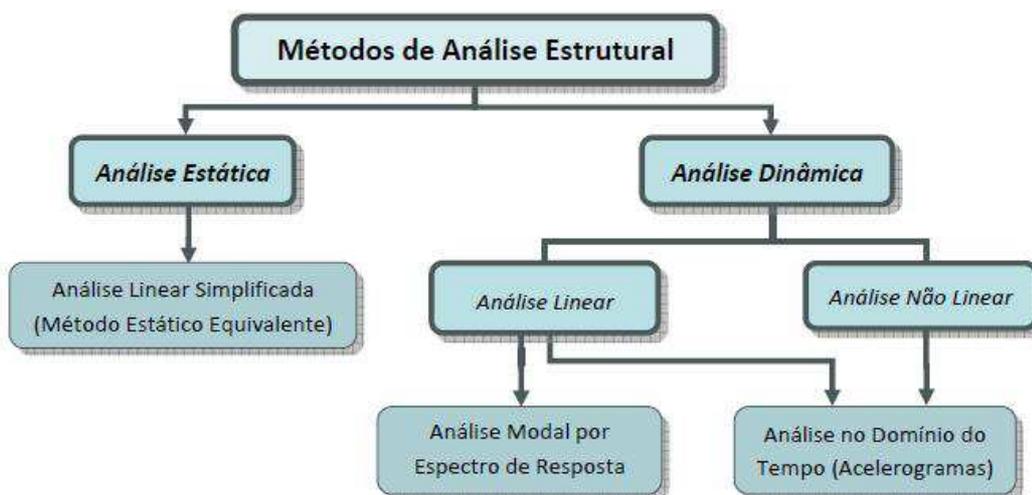


Figura 4.1: Modelos de análise estrutural permitidos pelas regulamentações. Fonte [32].

A acção sísmica é por natureza uma acção dinâmica, porém, apesar da magnitude e a intensidade serem grandezas indicadoras das características gerais de uma acção sísmica, não permitem a sua completa caracterização. A caracterização de um sismo para efeitos de modelação e análise da resposta estrutural tem de ser feita num de três modos possíveis [38], podendo ser representada por,

- Série de Acelerações - Este modo de representação consiste numa serie de funções de aceleração de base em função do tempo. Esta série pode ser registada por dispositivos

apropriados ou pode ser gerada artificialmente, e permite fazer análises dinâmicas não-lineares. Na figura 4.2b é representado um dos registos das acelerações ocorridas durante o sismo de Kobe no Japão.

- Função de Densidade Espectral de Potência ou Espectro de Potência - É uma função que representa a amplitude do sinal em função da frequência (figura 4.2c).

- Espectro de Resposta Elástica - Este modo de representação não representa directamente a acção do sismo mas sim os seus efeitos sobre um conjunto de osciladores lineares independentes com 1GDL, com diferentes frequências próprias. Este efeito pode representar o deslocamento máximo, velocidade máxima ou aceleração máxima, que cada oscilador com 1 GDL atinge ao longo do tempo, quando sujeito a uma aceleração basal (figura 4.2a). Este é de longe o modo de representação sísmica mais utilizado, porém apenas permite realizar análises dinâmicas a estruturas que funcionem em regime elástico linear.

A ductilidade dos elementos resistentes de uma estrutura, permite que esta resista aos esforços gerados por um sismo, em regime não linear. O aproveitamento do regime não linear da estrutura, traduz-se em geral, em forças sísmicas inferiores às que se obteriam numa resposta elástica linear, calculadas através do espectro de resposta elástica. Para aproveitar a ductilidade da estrutura, sem recorrer a uma análise não elástica explícita, criou-se o espectro de cálculo. O espectro de cálculo tem em conta o coeficiente de comportamento da estrutura, e corrige os valores do espectro de resposta elástico, diminuindo-os, permitindo fazer uma análise linear que simula artificialmente o regime não linear dos elementos estruturais.

Assim sendo, o espectro de resposta elástico permite o cálculo dos deslocamentos máximos, enquanto o espectro de cálculo permite o cálculo das tensões máximas nos elementos estruturais, que ocorrem numa estrutura quando sujeita a uma acção sísmica. O espectro de resposta elástico e o espectro de resposta de cálculo são os modos mais utilizados no dia a dia na caracterização do sismo para efeitos de engenharia, por isso são também os modos mais utilizados pelos regulamentos para o caracterizar [16, 55, 38].

Estes três modos de representação podem ser obtidos uns através dos outros, ou seja a partir de um registo de acelerações é possível criar um espectro de potência e posteriormente gerar o espectro de resposta. O inverso também é possível, ou seja a partir do espectro de resposta é possível gerar um espectro de potência e de seguida gerar uma serie de acelerações. Contudo a obtenção destes modos de representação sísmica, nem sempre é directa, necessitando de um processo iterativo para a sua determinação [38].

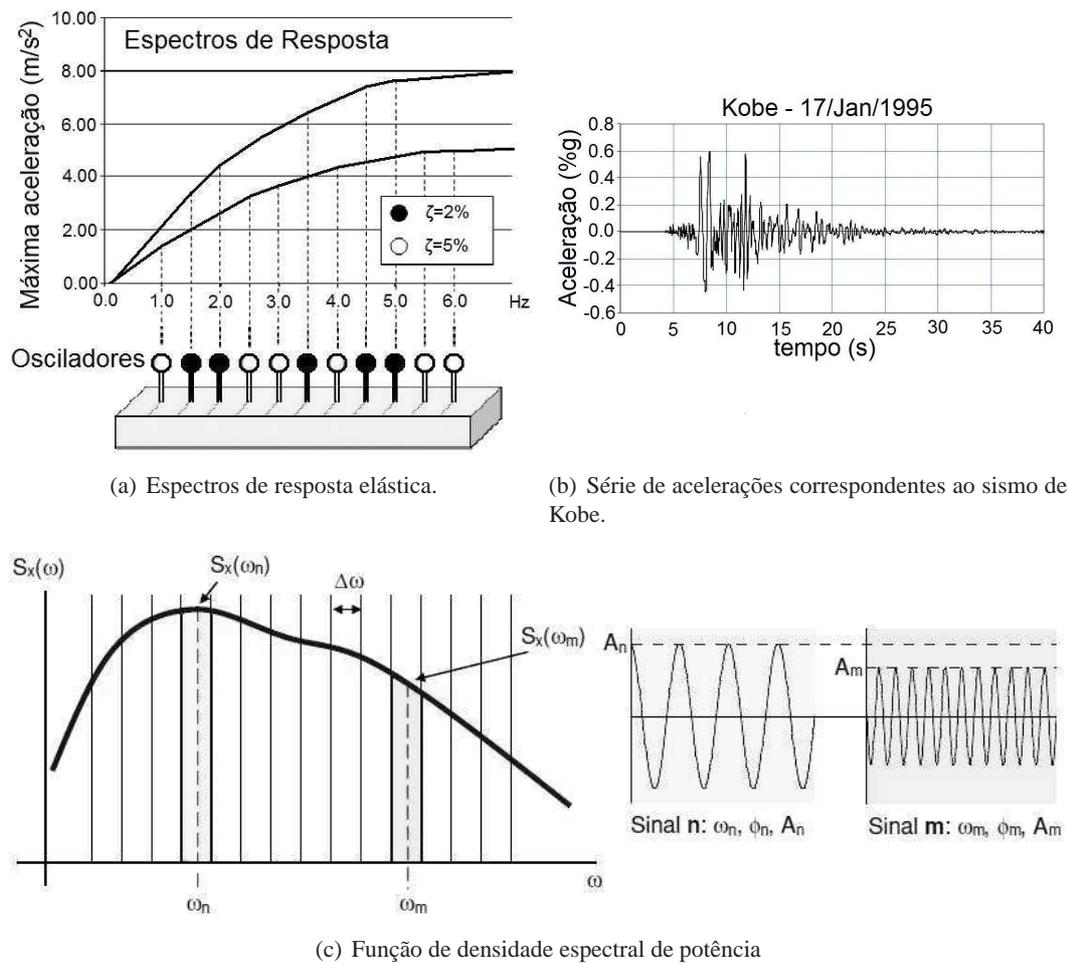


Figura 4.2: Espectro de resposta elástica, série de acelerações e função de densidade espectral de potência. Fonte [38].

## 4.1 Geração de séries de aceleração a partir de espectros de resposta.

O objectivo da presente dissertação é estudar o comportamento de uma estrutura existente reforçada com SMAs (material com comportamento não linear) face a acção do sismo. Para tal foi feita uma análise dinâmica não-linear, utilizando séries de acelerações calculadas a partir dos espectros de resposta regulamentares. Por essa razão, neste capítulo apenas se descreverá a geração de séries de acelerações através dos espectros de resposta regulamentares, e não o processo inverso.

A obtenção das series de acelerogramas regulamentares, é feita pela seguinte ordem, espectro de resposta elástica, espectro de potência, serie de acelerações. Porém não existe nenhuma formulação que permita a determinação directa do espectro de potência através

do espectro de resposta, contudo é possível utilizar um processo iterativo que utilize a formulação inversa (cálculo do espectro de resposta a partir do espectro de potência). Este processo utiliza um algoritmo que diminui a diferença entre dois valores consecutivos de espectro de resposta elástica, até que estes sejam suficientemente aproximados. Os passos de cálculo são [38]:

- 1º Escolha de um espectro de potência inicial  $S_a^{i=0}(\omega_j)$ . Esta estimativa inicial do espectro de potência pode ser um espectro uniforme em toda a gama de frequências  $\omega_j$  considerada;
- 2º Cálculo do correspondente espectro de resposta  $E_R(\omega_j, \varsigma)$ . Este cálculo é descrito na secção 4.1.1;
- 3º Cálculo do quociente entre o espectro de resposta alvo e o espectro de resposta calculado no 2º passo, para cada frequência  $\omega_j$ , ou seja,

$$R(\omega_j) = E_R^{Alvo}(\omega_j) / E_R(\omega_j) \quad (4.1)$$

- 4º Se o quociente  $R(\omega_j)$  for suficientemente próximo de 1, então o processo é concluído, tendo-se encontrado assim o espectro de potência. Se o quociente  $R(\omega_j)$  não for suficientemente próximo de 1, então o processo volta ao 2º passo, mas com uma nova estimativa de espectro de potência, onde,

$$S_a^{i+1}(\omega_j) = S_a^i(\omega_j) \times R(\omega_j)^2 \quad (4.2)$$

- 5º Após da determinação do espectro de potência, ao qual corresponde o espectro de resposta elástica regulamentar, é possível obter a serie de acelerações. Este processo é descrito na secção 4.1.2.

Este algoritmo é apresentado no fluxograma da figura 4.3, e a determinação dos espectros de resposta elástica alvo  $E_R^{Alvo}(\omega_j)$  é descrita na secção 4.2.

#### 4.1.1 Cálculo do espectro de resposta elástica através do espectro de potência.

De acordo com [38], o cálculo do espectro de resposta elástica, a partir do espectro de potência pode ser feito em duas fases. Primeiro é necessária a determinação do espectro de potência da resposta  $S_{r_i}(\omega)$  e da função de transferência  $H(\omega)$  do oscilador, equações 4.3 e 4.4 respectivamente. Esta função de transferência relaciona as acelerações de base com as acelerações absolutas da resposta, como se pode ver na equação 4.4. Determinado o espectro de potência da resposta, pode calcular-se o espectro de resposta elástico, através da expressão 4.5.

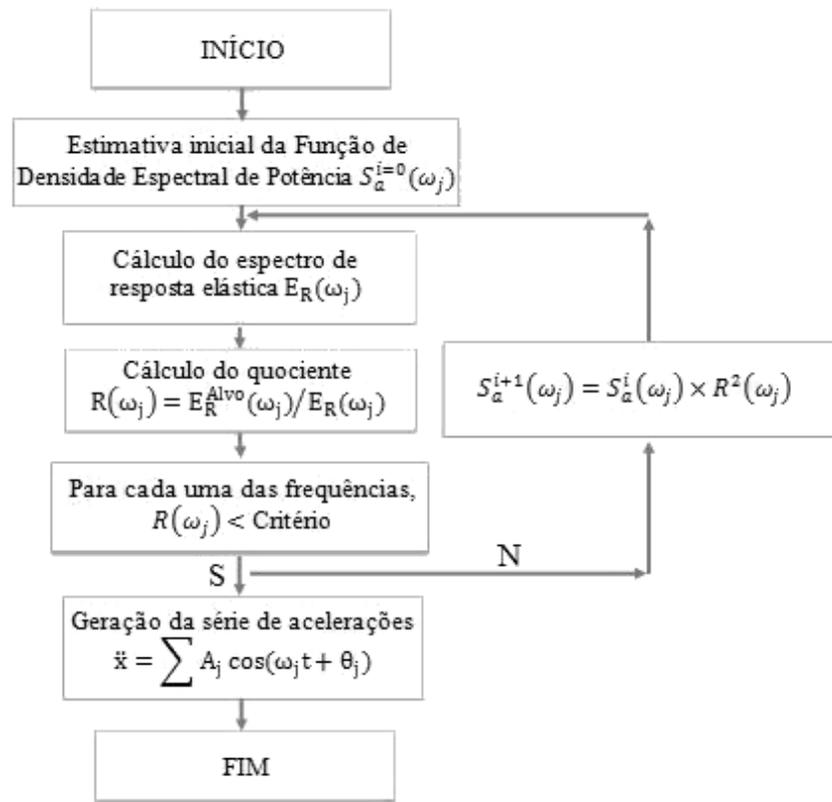


Figura 4.3: Fluxograma para geração de acelerogramas artificiais.

Assim sendo o espectro de potência da resposta fica [38],

$$S_{r_i}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_a(\omega) \quad (4.3)$$

Onde

$$H(\omega) = \frac{\omega_{in}^2 + 2 i \zeta \omega \omega_{in}}{\omega_{in}^2 - \omega^2 + 2 i \zeta \omega \omega_{in}} \quad (4.4)$$

cujas variáveis representam,

$S_{r_i}(\omega)$  - espectro de potência da resposta para o oscilador  $i$ , de frequência própria  $\omega_{in}$ ;

$S_a(\omega)$  - espectro de potência da ação;

$H(\omega)$  - função de transferência do oscilador;

$\zeta$  - coeficiente de amortecimento;

$\omega_{in}$  - frequência própria do oscilador.

Segundo [49], o cálculo do espectro de resposta pode ser feito através da seguinte expressão,

$$E_R(\omega_n, \zeta) = \sqrt{2\lambda_0 \left[ \ln \left( \frac{S}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \right) - \ln(\ln(2)) \right]} \quad (4.5)$$

Onde

$S$  - Duração da amostra.

$\lambda_0, \lambda_2$  - Momentos espectrais da função de densidade de potência, onde:

$$\begin{aligned} \lambda_0 &= \int_0^\infty S_x(\omega) d\omega \\ \lambda_2 &= \int_0^\infty \omega^2 S_x(\omega) d\omega \end{aligned}$$

#### 4.1.2 Cálculo de uma serie de acelerações através do espectro de potência.

Admitindo que um acelerograma de um sismo pode ser visto como um somatório de funções harmónicas em que cada um dos termos representa um sinal, com uma amplitude  $A_i$  e frequência  $\omega_i$  próprias, a serie de acelerações fica [38],

$$X(t) = \sum_{i=1}^n A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (4.6)$$

Onde,

$A_i$  - é a amplitude do sinal de frequência  $i$ .

$\omega_i$  - é a frequência natural central da banda de largura  $\Delta\omega$ .

$\phi_i$  - é o ângulo de fase gerado aleatoriamente no intervalo  $[0, 2\pi]$ .

$X(t)$  - representa a característica que se pretende estudar, neste caso trata-se de uma aceleração em função do tempo.

Pode demonstrar-se [61] que o valor esperado do quadrado da variável  $X(t)$ , que se pretende estudar, é,

$$E[X^2(t)] = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n A_i^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega \approx \sum_{i=1}^n S_x(\omega_i) \Delta\omega \quad (4.7)$$

Onde,

$E[X^2(t)]$  - Valor esperado do quadrado da variável  $X(t)$  que se pretende estudar, neste caso trata-se uma aceleração em função do tempo.

$S_x(\omega_i)$  - Função de densidade espectral de potência, para a característica estudada  $x$  no ponto  $i$ .

Então com base na equação 4.7, a amplitude de cada função harmónica (sinal) pode ser representada em função de  $S_x(\omega_i)$  onde,

$$A_i^2 = 2 S_x(\omega_i) \Delta\omega \quad (4.8)$$

Longo, pode dizer-se que,

$$X(t) = \sum_{i=1}^n A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) = \sum_{i=1}^n \sqrt{2 S_x(\omega_i) \Delta\omega} \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (4.9)$$

Com esta formulação é possível calcular uma serie de acelerações através do espectro de potência. Para isso basta dividir o espectro de potência em intervalos suficientemente pequenos com largura  $\Delta\omega$ , e em cada intervalo utilizar o valor central do espectro de potência  $S_x(\omega_i)$  correspondente. Por fim gera-se um ângulo de fase aleatório  $\phi_i$  para cada termo da série e somam-se todos esses termos. Toda esta formulação é dada em função de frequências angulares ou seja rad/s [38].

## 4.2 Espectros de Resposta segundo o EC8 (NP EN 1998-1 2010).

O espectros de resposta elástica e o espectro de cálculo são os modos de representação sísmica mais utilizados para efeitos de engenharia, e por isso são também os mais utilizados pelos regulamentos. Estes espectros representam a resposta máxima que um conjunto de osciladores com 1 GDL e várias frequências próprias atinge, perante uma aceleração basal. Esta resposta pode ser um deslocamento máximo, velocidade máxima ou aceleração máxima, e é por isso um método muito útil e utilizado no dimensionamento de estruturas, pois sabendo os deslocamentos máximos, podem obter-se os esforços máximos nos elementos estruturais, denominados esforços de dimensionamento. Contudo o espectro de resposta elástico apenas permite uma análise dinâmica em regime linear, e sabe-se que durante a ocorrência de um sismo dá-se a plastificação de algumas secções da estrutura (provavelmente nas ligações).

*“A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às acções sísmicas no domínio não linear permite, em geral, efectuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.”*

*EC8 - 3.2.2.5(1) [16]*

O efeito do comportamento não linear da estrutura é corrigido através do coeficiente de comportamento  $q$ , cujo valor depende naturalmente da ductilidade da estrutura em causa. Com este coeficiente de comportamento  $q$  é possível transformar o espectro de resposta elástico, onde tudo funciona em regime elástico, no espectro de resposta de cálculo, que

já tem em conta no próprio espectro o coeficiente de comportamento. O espectro de cálculo é por isso inferior ao espectro de resposta elástica, como se pode verificar na figura 4.4. Por estas razões, o espectro de resposta elástica é utilizado para a determinação de deslocamentos, e o espectro de cálculo para a determinação de tensões nos elementos estruturais [38, 16].

O EC8 - Parte 1 [16], define na secção (3.2.2.2) a função do espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  como:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] & \text{se } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \times S \times \eta \times 2,5 & \text{se } T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left( \frac{T_C}{T} \right) & \text{se } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) & \text{se } T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \end{cases} \quad (4.10)$$

onde,

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.11)$$

e define na secção (3.2.2.5) a função do espectro de cálculo  $S_d$  como:

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{se } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \times S \times \frac{2,5}{q} & \text{se } T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \times a_g & \text{se } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \geq \beta \times a_g & \text{se } T_D \leq T \end{cases} \quad (4.12)$$

em que,

$S_e(T)$  - espectro de resposta elástica;

$S_d(T)$  - espectro de cálculo;

$T$  - período de vibração de um sistema linear com 1 GDL;

$a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$ );

$S$  - coeficiente de solo;

$T_B$  - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$\eta$  - coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso;

$q$  - coeficiente de comportamento;

$\beta$  - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

$\xi$  - amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

A representação gráfica do espectro de resposta elástica e do espectro de cálculo poder ser visto na figura 4.4.

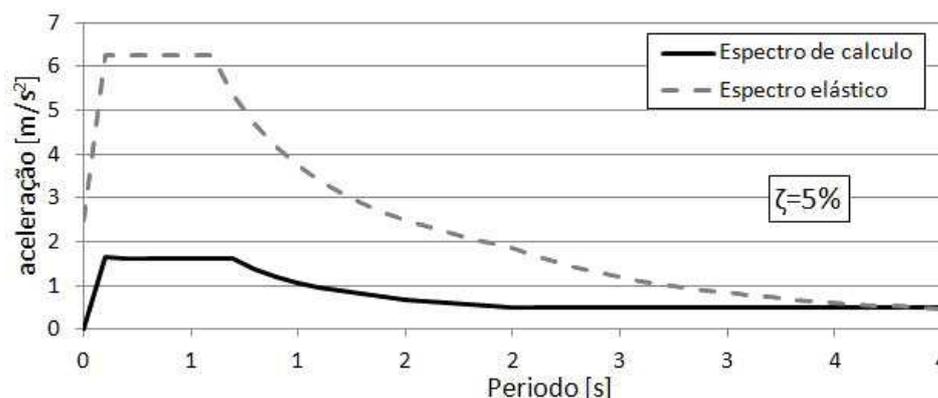


Figura 4.4: Diferenças entre o espectro elástico e de dimensionamento. Sismo do tipo 1 (Zona 1.1), Terreno do tipo A,  $\zeta = 5\%$ .

Como referido anteriormente, o coeficiente de comportamento corrige o espectro de resposta elástica, simulando artificialmente o comportamento não linear da estrutura. Este coeficiente é definido para edifícios no EC8-Parte 1 [16] e para pontes no EC8-Parte 2 [13].

Em edifícios este coeficiente depende da ductilidade da estrutura e da sua regularidade em altura, e segundo o EC8 - Parte 1 [16] secção (5.2.2.2), pode ser calculado através de,

$$q = q_0 \times k_W \geq 1,5 \quad (4.13)$$

em que,

$q$  - coeficiente de comportamento;

$q_0$  - valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

$k_W$  - coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;

Para os edifícios regulares em altura, os valores básicos do coeficiente de comportamento  $q_0$ , são os apresentados na tabela 4.1.

Onde,

Tabela 4.1: Valores básicos do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , para vários tipos de sistemas estruturais. Fonte [16].

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_l$	$4,5\alpha_u/\alpha_l$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_l$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pendulo invertido	1,5	2,0

DCM - Classe de ductilidade média; DCH - Classe de ductilidade alta.

$\alpha_l$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo;

$\alpha_u$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. O coeficiente  $\alpha_u$  poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

Para a eventualidade da estrutura não ter regularidade em altura, o valor de  $q_0$  deverá ser reduzido em 20%. Quando não for possível o cálculo do factor  $\alpha_u/\alpha_l$ , devem utilizar-se os seguintes valores padrão, para edifícios regulares em altura,

a) Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- edifícios de um só piso:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 1$ ;
- edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 2$ ;
- edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 3$ ;

b) Sistemas porticados ou sistemas ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direcção horizontal:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 0$ ;
- outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 1$ ;
- sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u/\alpha_l = 1, 2$ ;

Para pontes, o EC8 - Parte 2 [13] define na secção (4.1.6), os máximos valores do coeficiente de comportamento  $q$ , que são os apresentados na tabela 4.2.

O espectro de resposta elástico e o espectro de calculado são determinados através de um modelo ideal, onde os osciladores funcionam em regime elástico linear e estão ligados ao solo através de um terreno rígido (estrato rochoso). Contudo, na maioria dos casos, o solo

Tabela 4.2: Valores máximos do coeficiente de comportamento  $q$  para Pontes. Fonte [13].

Tipo de Elemento Estrutural	Ductilidade Limitada	Dúctil
Pilares de betão armado		
Pilares verticais em flexão ( $\alpha_S^* \geq 3,0$ )	1,5	$3,5\lambda(\alpha_S)$
Pilares inclinados em flexão	1,2	$2,1\lambda(\alpha_S)$
Pilares de aço		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5
Pilares inclinados em flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamento normal	1,5	2,5
Pilares com contraventamento excêntrico	-	3,5
Pilares rigidamente ligados à plataforma		
Em geral	1,5	1,5
Travados na estrutura	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0

\* $\alpha_S = L/h$  é o factor de corte do pilar, onde  $L$  é a distancia da rótula plástica ao ponto de momento zero, e  $h$  é a altura da secção transversal na direcção da flexão da rótula plástica.

Para  $1,0 \leq \alpha_S \leq 3$   $\lambda(\alpha_S) = \sqrt{\alpha_S/3}$

Para  $\alpha_S \geq 3$   $\lambda(\alpha_S) = 1,0$

não apresenta estas características, e como tal é necessário corrigir os valores dos espectros em função do tipo de solo. Para isso, o EC8 - Parte 1 [16] define 5 tipos de solo diferentes organizando-os dos mais rígido para o menos rígido, que vão desde o solo do tipo “A” (rocha) a “E” (solo aluvionar), diferenciando-os através dos parâmetros apresentados nas tabelas 4.3 (sismo tipo 1) e 4.4 (sismo tipo 2).

Tabela 4.3: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a acção sísmica Tipo 1. Fonte [16].

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,60	0,1	0,6	2,0
D	2,00	0,1	0,8	2,0
E	1,80	0,1	0,6	2,0

Tabela 4.4: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a acção sísmica Tipo 2. Fonte [16].

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,60	0,1	0,25	2,0
D	2,00	0,1	0,30	2,0
E	1,80	0,1	0,25	2,0

A representação gráfica dos espectros de resposta elástica para os vários tipos de terrenos, para a acção sísmica do tipo 1, pode ver-se na figura 4.5.

Quando a excitação passa de um sub-estrato rochoso para um sobre-estrato menos rígido, dá-se uma amplificação da aceleração espectral, que é mais danosa para a estrutura [16, 60]. Este efeito pode ser visto nos espectros apresentados na figura 4.5.

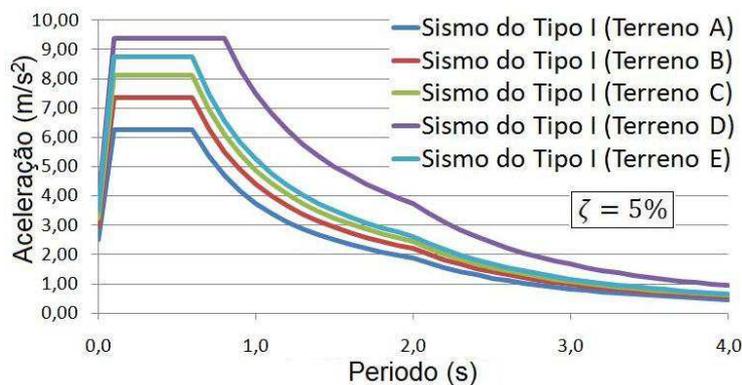


Figura 4.5: Diferenças entre o espectro elástico de vários tipos de solo. Sismo do tipo 1 (Zona 1.1),  $\zeta = 5\%$ .

Existe ainda outra variável que condiciona esta acção, que é a distância ao epicentro da acção sísmica. Este efeito é tido em conta pelo EC8 - Parte 1 [16] através da criação de dois sismos regulamentares, que representam os 2 epicentros mais prováveis, que são o sismo do tipo 1 (distante com epicentro a Sudoeste de de Sagres) e o sismo do tipo 2 (próximo com um epicentro ao largo da costa Oeste Portuguesa). Sabe-se que, nas mesmas condições, o espectro de resposta elástica e o espectro de cálculo são diferentes para duas distâncias diferentes ao epicentro, na medida em que o sismo próximo 2 amplifica a resposta estrutural em termos de acelerações, para osciladores de alta frequência. Por outro lado o sismo afastado 1 amplifica a resposta estrutural em termos de acelerações para osciladores de médias e baixas frequências. Este efeito pode ser visto na figura 4.6, e é definido pelo EC8 - Parte 1 [16], através da definição da aceleração de cálculo à superfície do terreno  $a_g$ , onde,

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.14)$$

em que,

$a_g$  - aceleração de cálculo à superfície do terreno;

$\gamma_I$  - coeficiente de importância (Tabela 4.5);

$a_{gR}$  - aceleração de referência à superfície do terreno.

A diferença entre os espectros de resposta elástica dos dois tipos de sismos regulamentares pode ser vista na figura 4.6.

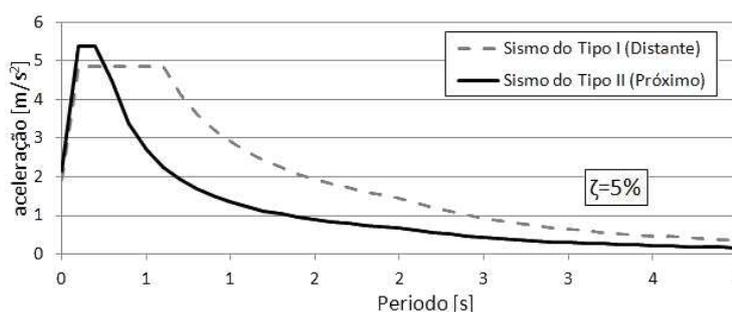


Figura 4.6: Diferenças entre o espectro elástico de sismos a diferentes distancias. Terreno tipo A,  $\zeta = 5\%$ .

A definição da aceleração de referência à superfície do terreno  $a_{gR}$ , para as duas acções sísmicas regulamentares, faz-se através do zonamento do território nacional. Esta aceleração máxima está associada a um período de retorno de 50 anos (com probabilidade de excedência de referência em 50 anos) da acção sísmica, com o requisito de não ocorrência de colapso. Segundo o EC8 - Parte 1 [16], o zonamento sísmico é o apresentado nas figuras 4.7, 4.8a e 4.8b.

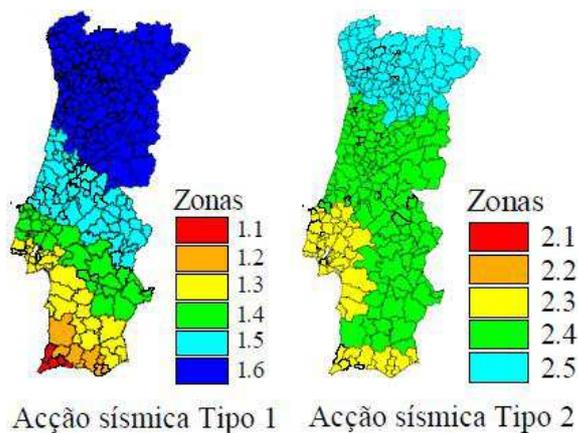


Figura 4.7: Zonamento Sísmico em Portugal Continental segundo o EC8 [16].

Para a completa definição do parâmetro  $a_g$ , é também necessária a definição do coeficiente de importância  $\gamma_I$ . Este coeficiente é uma constante, cuja função é escalar a aceleração máxima de referencia  $a_{gR}$ , em função da importância da estrutura considerada (equação 4.14). O EC8 - Parte 1 [16] define 4 classes de importância, onde,

- Classe I - Edifício de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
- Classe II - Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

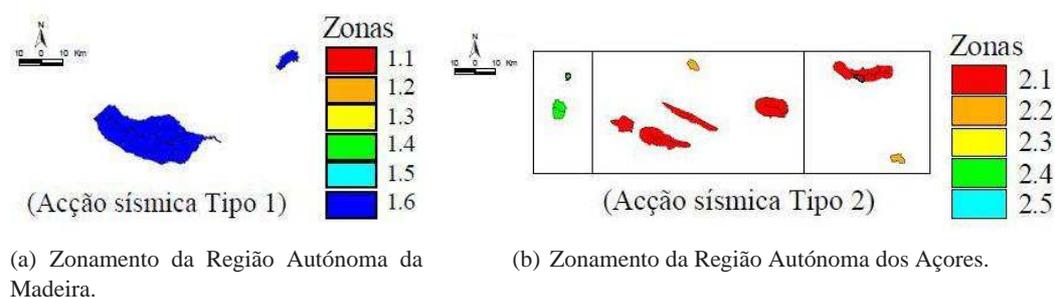


Figura 4.8: Zonamento das Regiões Autónomas segundo o EC8 [16].

- Classe III - Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
- Classe IV - Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Os valores dos coeficientes de importância são definidos nos anexos nacionais, e para o caso Português são os apresentados na tabela 4.5.

Tabela 4.5: Coeficientes de importância  $\gamma_I$ . Fonte [16].

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

## Capítulo 5

# Ligas com memória de forma (SMA *Shape Memory Alloys*)

O comportamento das ligas com memória de forma foi descoberto em 1932 por Ölander com ligas Ouro-Cádmio (AuCd) e por Greninger e Mooradian com ligas de Cobre-Zinco (CuZn). Anos mais tarde, em 1951 surge o termo “shape recovery” por Chang e Read também na sequência do estudo de ligas Ouro-Cádmio (AuCd), mas foi só em 1962 que William J. Buehler no “Naval Ordnance Laboratory” descobriu o efeito de memória de forma das ligas Níquel-Titânio (NiTi), denominadas então como NiTiNOL (Níquel-titânio do Naval Ordnance Laboratory). Foi ainda nesta década que se começaram a comercializar ligas com memória de forma, mas as suas aplicações eram ainda limitadas. Apenas passados 20 anos é que o material conheceu as primeiras aplicações práticas nas indústrias aeroespacial, náutica, biomédica e na medicina [23, 29].

A elevada complexidade do fabrico destas ligas, faz com que o seu custo seja relativamente elevado (150€/kg). Contudo, a evolução das técnicas de produção, as potencialidades e características únicas dos SMAs, assim como a procura crescente deste material, fazem com que se tenha assistido a uma diminuição contínua do preço por unidade de massa [50].

### 5.1 Características gerais

As ligas de memória de forma, como todas as ligas, são constituídas por dois ou mais elementos, mas as mais conhecidas são as ligas binárias (2 elementos) e ternárias (3 elementos). As ligas mais comuns são o NiTi (Níquel-Titânio), MnCu (Manganésio-Cobre), CuAlNi (Cobre-Alumínio-Níquel), CuZnAl (Cobre-Zinco-Alumínio), FeMn[Si] (Ferro-Manganésio-[Silício]), NiTiCr (Níquel-Titânio-Cromo), NiTiFe (Níquel-Titânio-Ferro). Destas combinações, destaca-se o NiTi (Nitinol), por ser compatível com a maioria das aplicações em engenharia civil, especialmente por apresentar um comportamento superelástico com boa capacidade de dissipação de energia, à temperatura ambiente. O Nitinol é composto por 55% de Níquel e 45% Titânio [24, 48, 50].

As ligas com memória de forma são ligas com duas características únicas: o efeito de memória de forma e a superelasticidade ou pseudoelasticidade. O efeito de memória de forma, é a capacidade desta liga recuperar a sua forma original, depois de sofrer deformações muito consideráveis, através do seu aquecimento. Este comportamento pode ser visto na figura 5.1b. A superelasticidade ou pseudoelasticidade é a capacidade que esta liga tem de permitir a dissipação de energia em regime elástico, através do seu ciclo histerético. Este efeito deve-se ao facto da curva de carga ser diferente da curva de descarga, na medida em que o ciclo de carga absorve mais energia do que liberta o ciclo de descarga. A restante energia é perdida sobre a forma de calor [24, 50, 56]. Este efeito é apresentado na figura 5.1a.

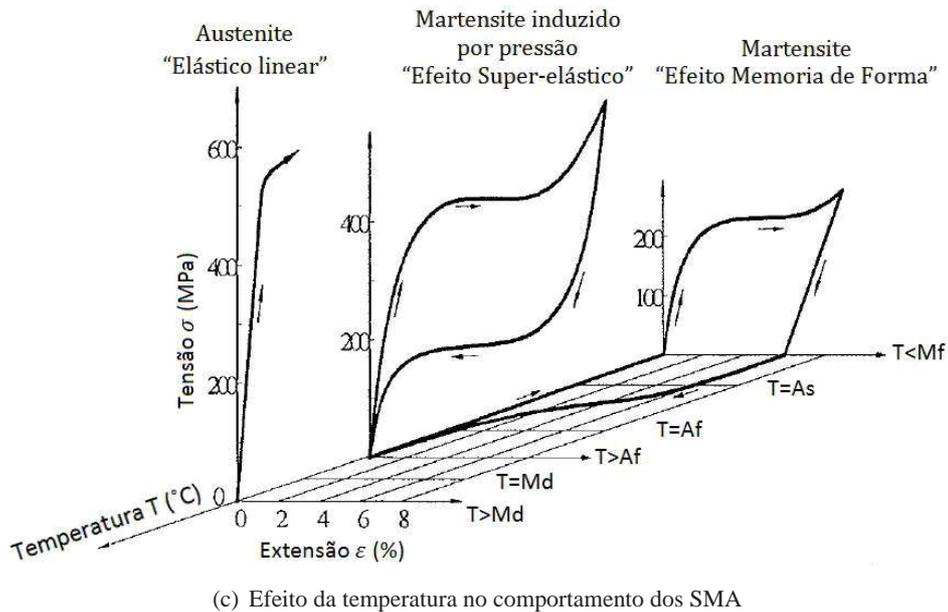
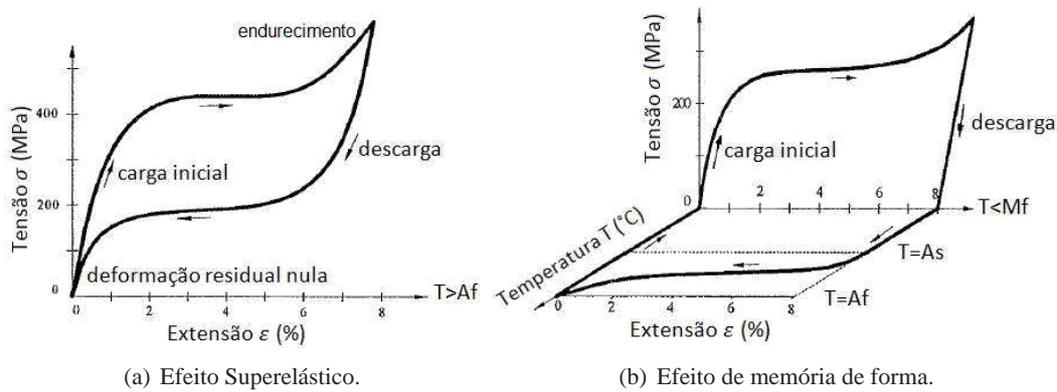


Figura 5.1: Comportamento de ligas com memória de forma (SMA). Fonte [24].

O Nitinol tem também outras características bastante interessantes para aplicações em

engenharia civil, em particular, como sistema passivo para controle de vibrações em estruturas. Estas características são, extensões limites de 6 a 8% em regime elástico que dão uma boa capacidade de dissipação de energia por unidade de massa, uma boa resistência à fadiga e à corrosão. Uma outra característica única do Nitinol, é a fase de endurecimento para extensões elevadas ( $\varepsilon \geq 6\%$ ), que garante uma margem de segurança, para o controle das extensões últimas. Para além disso, o Nitinol proporciona também força de restituição e capacidade de reposicionamento [23, 24, 62].

O efeito de memória de forma e o efeito superelástico, devem-se as transformações que ocorrem na estrutura atômica destas ligas, quando sujeitas a determinado campo de tensão ou variação da temperatura. Estas transformações dão origem às duas fases da liga, a fase austenítica e a fase martensítica. A fase martensítica é caracterizada por um baixo módulo de elasticidade, e a fase austenítica, por um relativamente alto módulo de elasticidade. O efeito de memória de forma pressupõe que, para um campo de tensões nulo, a liga se encontre na sua fase martensítica. Por outro lado, o efeito superelástico pressupõe que, para um campo de tensões nulo, a liga se encontre na sua fase austenítica. Estes dois mecanismos podem ser vistos nas figuras 5.2 e 5.3, respectivamente [50, 56].

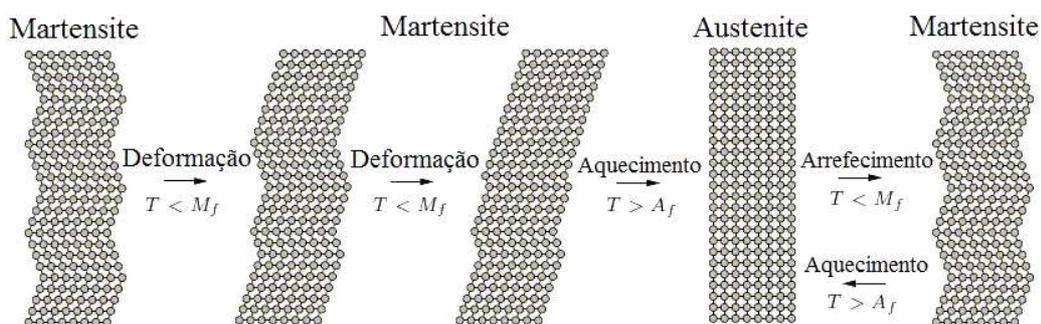


Figura 5.2: Mecanismo do efeito de memória de forma. Adaptado [56].

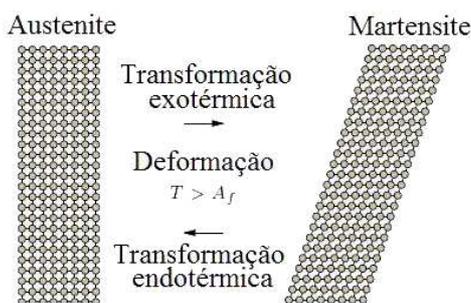


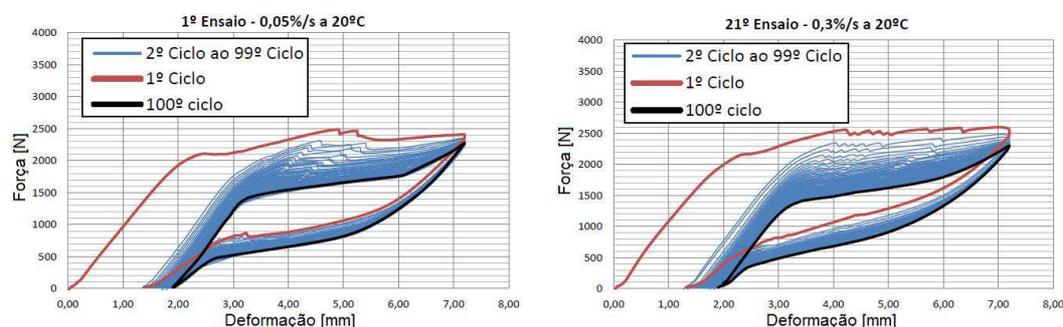
Figura 5.3: Mecanismo do efeito superelástico. Adaptado [56].

Para além da temperatura e do campo de tensões, existe outro factor que influencia o comportamento das ligas com memória de forma, que é a velocidade de carregamento. A

velocidade de aplicação de uma carga cíclica, faz funcionar o ciclo histerético da liga com memória de forma, permitindo a dissipação de energia por perdas térmicas. Se a velocidade de carregamento for demasiado grande, e não permitir a perda do calor gerado na liga, então esta altera o seu comportamento. Na realidade este é um efeito de 2º ordem, ou seja, o aumento da velocidade de carregamento aumenta a temperatura da liga, que por sua vez altera as suas propriedades mecânicas. Este é um efeito bastante relevante para aplicações onde existam acções dinâmicas em jogo, por poderem existir velocidades de carregamento significativas, que alteram o comportamento mecânico da liga, e que tem de ser tidas em conta no modelo.

## 5.2 Influência da temperatura e velocidade de carregamento

A liga NiTi varia o seu comportamento ao longo dos ciclos de carga, e a quantos mais ciclos a liga for sujeita, mais estável se torna o seu ciclo histerético. Quando as ligas apresentam estabilidade do seu ciclo histerético, diz-se que são ligas treinadas. Para além disso, verifica-se também que para um carregamento dinâmico, o ciclo histerético é mais pequeno do que para um carregamento quase-estático. Estes efeitos podem ser vistos no trabalho realizado em 2011 por Perreira, L. [50], de onde se obtiveram as figuras 5.4a e 5.4b.



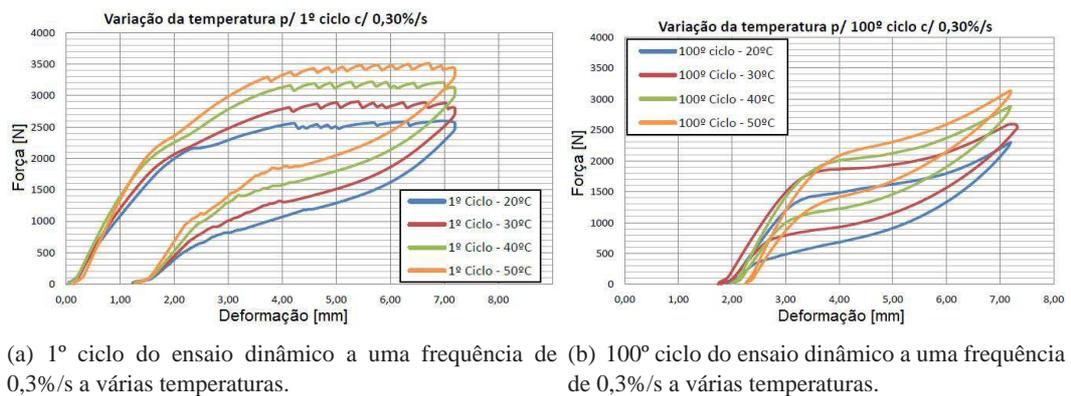
(a) Ensaio quase estático, com 100 ciclos de carga a uma frequência de 0,05%/s e temperatura de 20°C.

(b) Ensaio dinâmico, com 100 ciclos de carga a uma frequência de 0,3%/s e temperatura de 20°C.

Figura 5.4: Ensaios cíclicos de um liga NiTi, para várias frequências. Fonte [50].

Para além disto, a temperatura é também um factor chave na forma do ciclo histerético formado pela liga NiTi, sendo que, para um aumento de temperatura existe um aumento das tensões onde se dão as transformações de fase, tanto na carga como na descarga, provocando uma translação do seu ciclo histerético. Por estas variações ocorrerem a ritmos diferentes, verifica-se também um pequeno aumento da inclinação do ciclo histerético para temperaturas mais elevadas. Estes fenómenos podem ser vistos no trabalho de Pereira, L. [50] nas figuras 5.5a e 5.5b.

## 5.2. INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA E VELOCIDADE DE CARREGAMENTO 73



(a) 1º ciclo do ensaio dinâmico a uma frequência de 0,3%/s a várias temperaturas. (b) 100º ciclo do ensaio dinâmico a uma frequência de 0,3%/s a várias temperaturas.

Figura 5.5: Variação do 1º e 100º ciclo histerético para várias temperaturas. Fonte [50].

Quanto à influência da velocidade, esta não disturba tanto o ciclo histerético da liga como a variação da temperatura. Segundo Cismasiu, C. e Santos, F. A. [57], através de um estudo feito com modelos numéricos e resultados experimentais a ligas com memória de forma, o coeficiente de amortecimento equivalente não sofre alterações significativas, para frequências superiores a 1 Hz. Este comportamento pode ser visto na figura 5.6. Este resultado é muito importante, pois as frequências dominantes da acção sísmica são normalmente superiores a 1 Hz, o que torna possível a análise do comportamento destas ligas, desprezando o efeito da variação da frequência. Contudo, a curva adoptada para a liga com memória de forma nesta análise, deve estar calibrada para frequências aproximadas das frequências da acção sísmica.

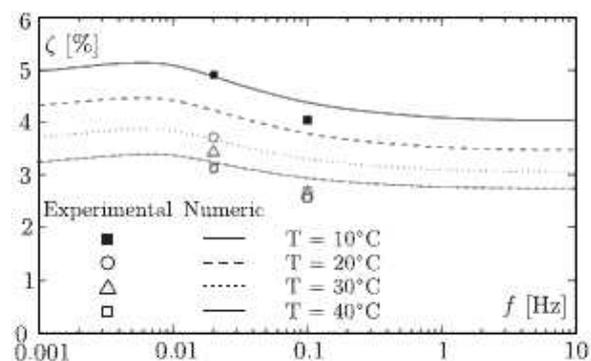
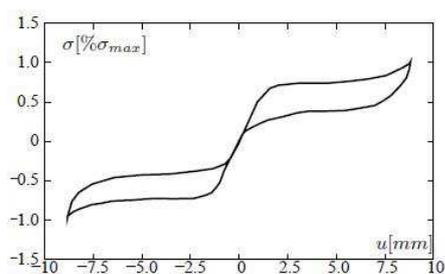


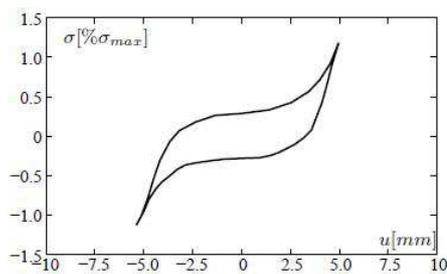
Figura 5.6: Influência da frequência no coeficiente de amortecimento equivalente. Fonte [57].

As ligas com memória de forma podem ser aplicadas com ou sem pré-esforço, sendo que neste último caso, o material apresenta muito maior capacidade de dissipação de energia, e tem um comportamento histerético semelhante ao dos sistemas ADAS ou TADAS. O pré-esforço aplicado deve ser tal que coloque o material no limiar da primeira transformação austenite para martensite, o que corresponde a uma extensão de aproximadamente 2%. Deste modo, quando solicitado, o SMA responde de imediato no

patamar martensítico, ou seja, começa logo a dissipar energia para pequenos incrementos de carga. Porém, quando pré-esforçada, a liga encontra-se idealmente com uma “pré-extensão” de 2%, o que faz com que o incremento de extensão fique limitado aos restantes 6%, para que a soma das extensões não ultrapasse a extensão limite de 8%. A aplicação de pré-esforço, faz com que o comportamento passe de dois ciclos histeréticos separados, para um único ciclo histerético, aumentando o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente de aproximadamente 10% para 23%. O efeito do pré-esforço, no ciclo histerético de um oscilador com 1 GDL com duas molas de SMA em oposição de fase, sujeitos a uma sollicitação harmónica quase-estática, podem ser vistos na figura 5.7 [19].



(a) Comportamento SMA não pré-esforçado.



(b) Comportamento SMA pré-esforçado com a extensão a 2 %.

Figura 5.7: Efeito do pré-esforço no ciclo histerético de um oscilador com 1 GDL, com duas molas de SMA em oposição de fase, com comportamento superelástico. Fonte [19].

### 5.3 Modelo constitutivo

A modelação do comportamento das ligas com memória de forma, tem vindo a mostrar ser uma tarefa complexa, em especial para acções dinâmicas. Isto deve-se à dificuldade de contabilizar a influência da temperatura, e da velocidade de carregamento, nos processos de transformação de fase da liga e nos fenómenos termodinâmicos consequentes. Os modelos de comportamento do NiTi são maioritariamente unidimensionais pois correspondem às aplicações mais comuns deste material, que usualmente é utilizado sobre a forma de fios ou barras. Estes modelos regem-se por uma lei mecânica, uma lei cinética e podem conter ou não uma equação de equilíbrio térmico [18, 50]. Um exemplo da combinação destas leis, pode ser vista no modelo adoptado por Cismasiu, C. e Santos, F. A. [18], e é apresentada na figura 5.8.

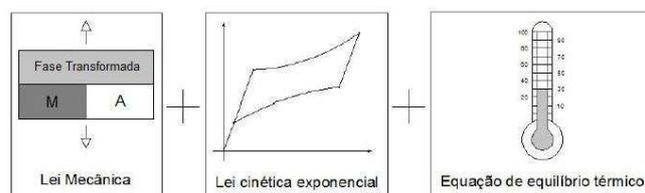


Figura 5.8: Exemplo modelo constitutivo do uma liga NiTi [18, 50].

### 5.3.1 Lei mecânica

A lei mecânica rege a relação tensão-extensão, a temperatura e a fracção martensítica. Este modelo considera a contribuição de cada fase (Austenite e Martensite), no comportamento global da liga. Existem três modelos para a lei mecânica, o modelo mais simples é o modelo simples em série, que considera apenas a contribuição da fase austenítica na elasticidade da liga. Os outros modelos são o modelo de Voight, que considera um funcionamento em paralelo das duas fases da liga, e o modelo de Reuss, que considera um funcionamento em serie das duas fases da liga [18, 50, 57]. Estes modelos podem ser vistos na figura 5.9.

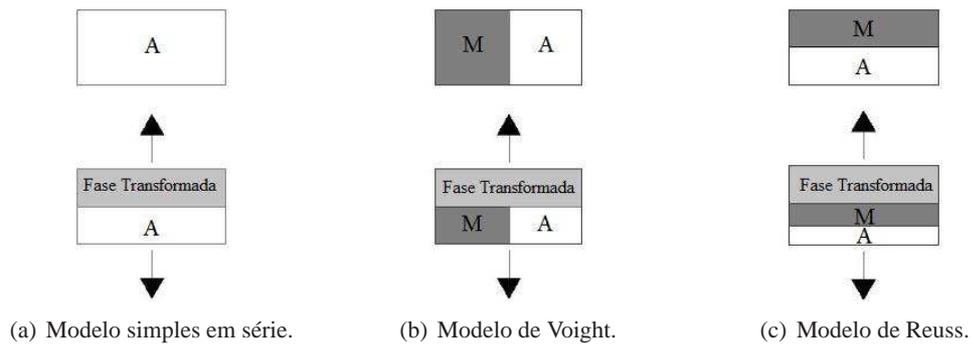


Figura 5.9: Leis mecânicas para as ligas com memória de forma. Fonte [50].

### 5.3.2 Lei cinética

A lei cinética descreve a evolução da transformação de fase da liga, em função da temperatura e da tensão. Para caracterizar o comportamento mecânico dos SMA é necessário determinarem-se as tensões a que se dão as transformações de fase, em função da temperatura da liga. Esta relação apresentada sob a forma de diagrama de fase tensão - temperatura, que pode ser visto na figura 5.10.

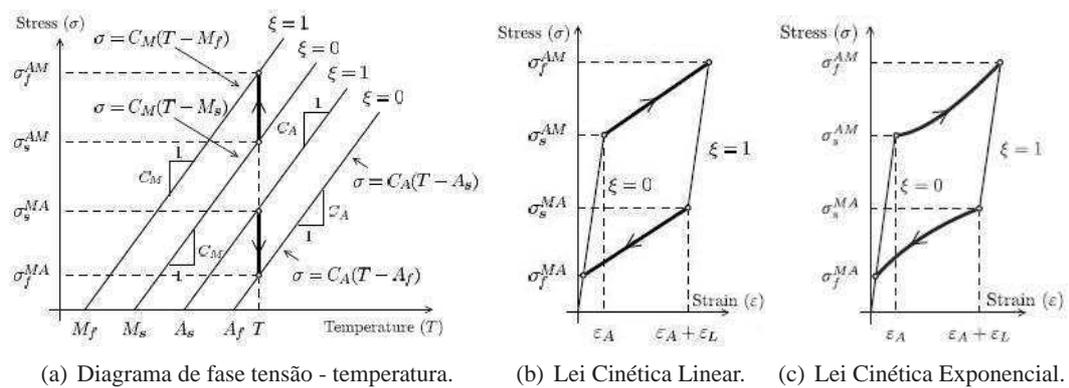


Figura 5.10: Diagrama de fase e leis cinéticas para as ligas com memória de forma. Fonte [19, 57].

Para além disso, durante as transformações de fase, caracterizada pela variação da fracção martensítica de  $\xi = 0 \rightarrow \xi = 1$  (transformação directa) ou  $\xi = 1 \rightarrow \xi = 0$  (transformação inversa)<sup>1</sup>, a relação tensão - extensão pode assumir várias formas. Da bibliografia estudada, as mais comuns são a lei cinética linear e a lei cinética exponencial, que são apresentadas nas figuras 5.10b e figuras 5.10c [18, 50, 57].

### 5.3.3 Equação de equilíbrio térmico

Quando sujeitas a carregamentos dinâmicos, as ligas com memória de forma dissipam energia sob a forma de calor. Este fenómeno deve-se ao atrito interno e à entropia das transformações de fase que ocorrem na liga, pois a transformação directa Austenite ( $\xi = 0$ )  $\rightarrow$  Martensite ( $\xi = 1$ ) é uma transformação exotérmica, enquanto a transformação directa Martensite ( $\xi = 1$ )  $\rightarrow$  Austenite ( $\xi = 0$ ) é uma transformação endotérmica. Quando a velocidade de carregamento não é suficientemente baixa, para que se dê a perda de calor, o resultado é o aumento da temperatura da própria liga, que por sua vez altera o seu comportamento mecânico. Este efeito depende da taxa de dissipação de energia por unidade de tempo (calor produzido pelos ciclos histeréticos), e pela capacidade da liga dissipar essa energia (diâmetro do fio de SMA, e sua condutividade térmica). Estes factores são tidos em conta na equação de equilíbrio térmico, que corrige assim as características da liga em função da variação da temperatura, causada por solicitações dinâmicas.

Contudo, existem casos onde não é absolutamente necessário contabilizar o efeito da variação da temperatura, no comportamento da liga, simplificando consideravelmente o modelo de comportamento. Contudo, esta simplificação só é aceitável nas condições descritas na secção 5.2, e implica a calibragem do modelo, para a temperatura ambiente e frequência de solicitação. É neste aspecto que diferem dois dos modelos constitutivos mais correntes, que são o modelo de Fugazza, que não tem equação de equilíbrio térmico, e o modelo de Tanaka, onde existe a contabilização dos processos termodinâmicos que ocorrem na liga [18, 50, 56, 57].

## 5.4 Calibragem da curva histerética do SMA

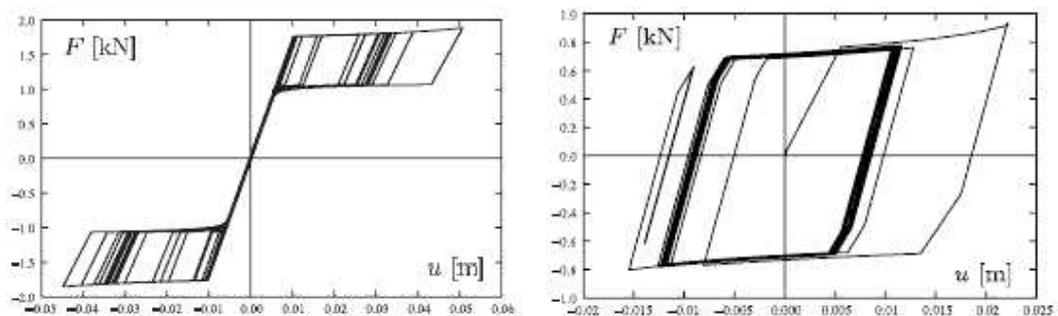
Como no programa de cálculo SAP2000, não é possível ter em conta o efeito da variação da frequência e da temperatura, no comportamento histerético da liga, teve de se encontrar um modelo de curva histerética que melhor se adapte-se às condições reais. Isto significa que, teve de ser calibrada uma curva histerética, que fosse compatível com as temperaturas ambientes da zona de aplicação, e com as frequências dominantes da acção sísmica.

Em 2008 Cismasiu, C. e Amarante dos Santos, F. [18] criaram um modelo numérico que descreve o comportamento de fio de SMA e tem em conta o efeito da temperatura. Este modelo foi testado para várias temperaturas e várias frequências de carregamento para

---

<sup>1</sup> $\xi = 0$  significa que a fracção martensítica é igual a zero, ou seja, a liga encontra-se na fase austenítica. Por outro lado,  $\xi = 1$  significa que a fracção martensítica é igual a unidade, ou seja, a liga encontra-se na fase martensítica.

um fio de 2,4 mm de diâmetro e 1000 mm de comprimento, tendo sido validado após a simulação de alguns ciclos de carga no modelo numérico e após a comparação com dados de um provete real. Após a validação do modelo numérico, este foi testado com e sem pré-esforço, num oscilador com 1 GDL, com dois fios de SMA em oposição de fase, onde resultaram as curvas apresentadas na figura 5.11.



(a) Modelo de comportamento de um SMA não pré-esforçado ( $T=20^{\circ}\text{C}$ ,  $f = 2\text{Hz}$ ).

(b) Modelo de comportamento de um SMA pré-esforçado com uma pré-extensão de 2 % ( $T=20^{\circ}\text{C}$ ,  $f = 2\text{Hz}$ ).

Figura 5.11: Modelo de comportamento de um oscilador com 1 GDL com 2 fios de SMA em oposição de fase. Fonte [18].

Com base neste modelo disponível, utilizaram-se as características do ciclo descrito na figura 5.11b. Este modelo foi testado para uma temperatura de  $20^{\circ}\text{C}$  e uma frequência de carregamento de 2Hz, características aproximadas da temperatura ambiente na zona de aplicação das ligas com memória de forma, e das frequências dominantes do sismo. Os módulos de elasticidade são descritos na tabela 5.1, e os pontos notáveis do ciclo histerético na figura 5.12.

Tabela 5.1: Características mecânicas do modelo de fio de SMA.

Grandeza	Valor
$E_{Austenitico}$	21,4 GPa
$E_{Martensitico}$	37,3 GPa

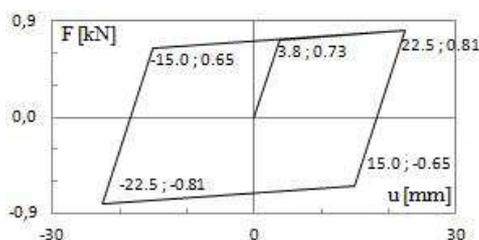


Figura 5.12: Curva força deslocamento característica de um fio de SMA utilizado para o controlo estrutura da Ponte Santa Margarida do Sado.





nos encontros junto das margens com apoios moveis, e num pilar central através de apoios fixos. Os elementos metálicos são todos ligados por rebites.

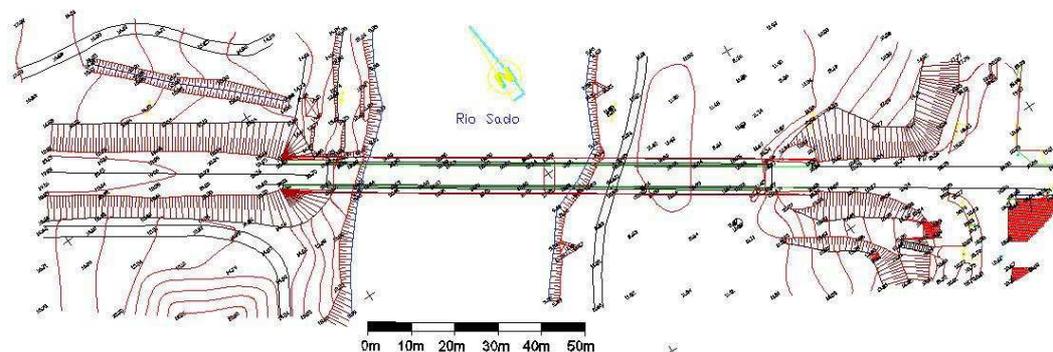


Figura 6.2: Planta de Localização da Ponte Santa Margarida do Sado, fonte [3].

O tabuleiro é constituído por uma laje de betão armado com 0,12 m de espessura e uma camada de revestimento betuminoso de secção variável de 0,15 m no eixo e 0,10 m junto à berma da plataforma. Esta laje está apoiada numa grelha metálica (longarinas e carlingas) formada por 8 painéis de 6,25 m de comprimento cada, que ligam às cordas inferiores no mesmo alinhamento dos montantes. Para além disso não é conhecido o tipo de ligação da laje do tabuleiro à grelha onde está apoiada.



Figura 6.3: Vista de Perspectiva da Ponte Santa Margarida do Sado, fonte [3].

A corda superior das vigas Pratt é formada por um perfil composto por dois perfis do tipo UPN e chapas rebitadas. A corda inferior, montantes e diagonais são todos constituídos por perfis laminados do tipo H e I. A grelha inferior é também constituída por perfis laminados. Os contraventamentos inferior e superior em cruz são realizados por cantoneiras

enquanto os contraventamentos transversais superiores são constituídos por vigas metálicas treliçadas. Todas as ligações entre elementos metálicos são feitas por rebitagem.

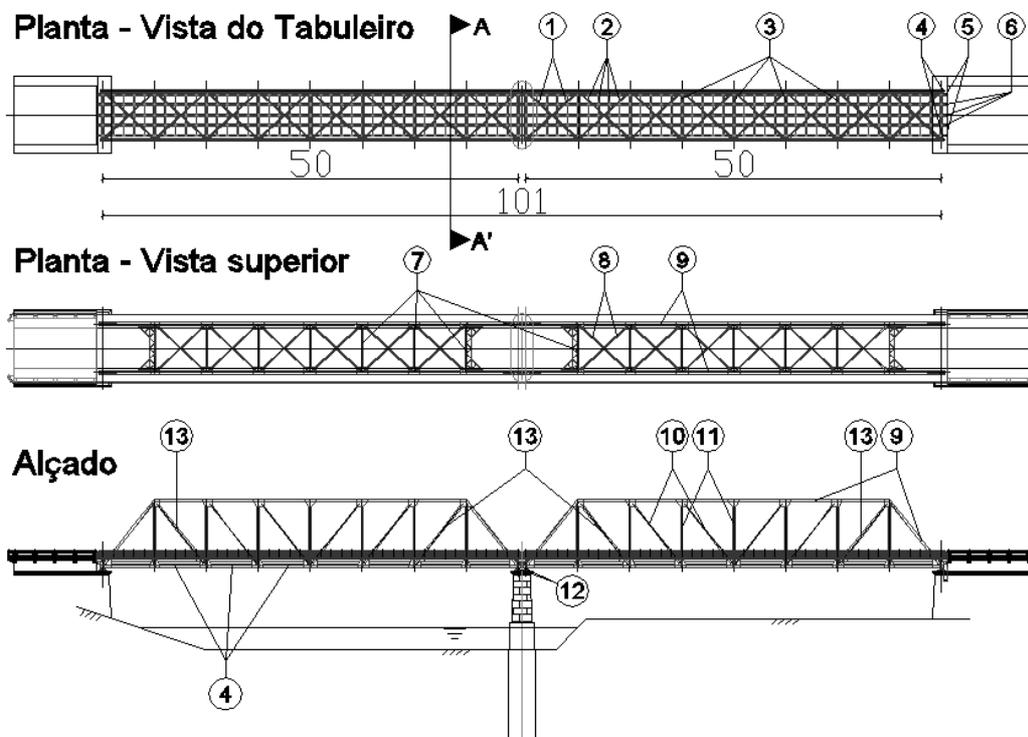


Figura 6.4: Esquema Geral da Estrutura e Fundações da Ponte Santa Margarida do Sado [3].

A faixa de rodagem tem 5 metros de largura com duas vias de trânsito de sentidos opostos, e é limitada por duas vigas de betão armado (lancis) com 0,30 m de largura e 0,15 m de altura acima do pavimento. Os passeios encontram-se do lado exterior das vigas principais e têm 1 m de largura sendo constituídas por chapas estriadas apoiadas numa estrutura metálica em consola (figura 6.4).



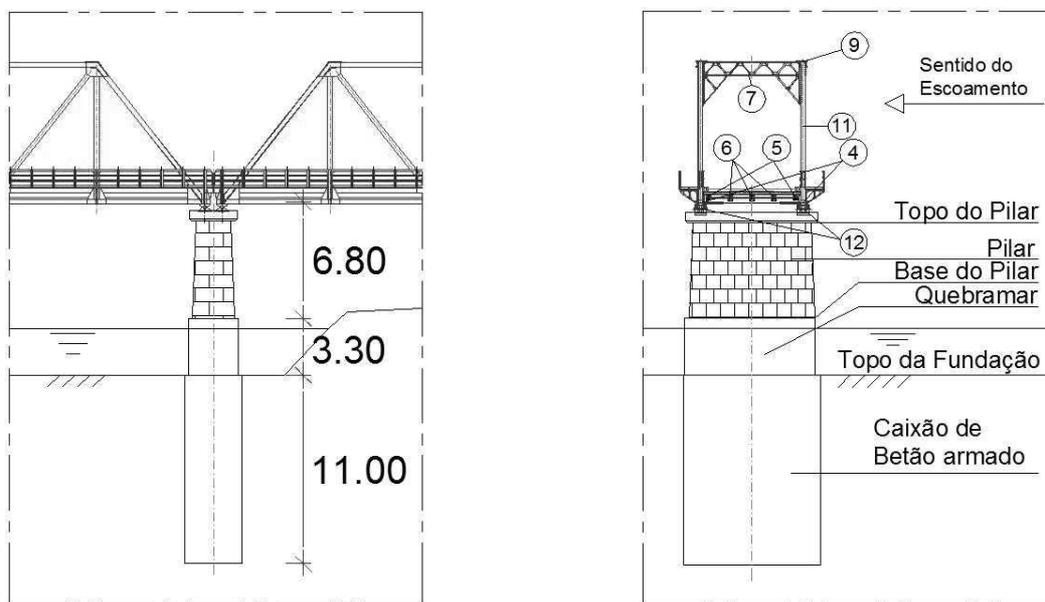
Figura 6.5: Pormenor do pilar central, fonte [3].

O pilar central com 9,51 m de altura é revestido por cantaria calcária, e encontra-se

Tabela 6.1: Legenda das figuras 6.4 e 6.6, fonte [3].

Número	Função	Tipo de Aço	Tipo de Perfil
1	Contraventamentos Diagonais Inferiores	Laminado	Cantoneira
2	Travessas	Laminado	INP20
3	Carlingas Principais	Laminado	DIL 47 1/2
4	Cordas Inferiores (Viga Principal)	Laminado	DIL 28
5	Longarinas Laterais	Laminado	DIN 25
6	Longarinas Centrais	Laminado	DIN 28
7	Contraventamentos Transversais	Laminado	Viga Treliçada
8	Contraventamentos Diagonais Superiores	Laminado	Cantoneira
9	Cordas Superiores (Viga Principal)	Laminado	Perfil Composto
10	Diagonais 3° e 4° Módulo	Laminado	INP 28
11	Montantes	Laminado	DIL 28
12	Aparelhos de Apoio	Laminado	-
13	Diagonais 2° Módulo	Laminado	DIL 28

fundado sobre um caixão de betão armado com 11 m de profundidade e 26 m<sup>2</sup> de área. O encontro Sul (margem esquerda) encontra-se fundado sobre estacas de madeira, enquanto o encontro Norte apresenta uma fundação directa, sendo ambos revestidos também por cantaria calcária (figuras 6.5 e 6.6).



(a) Pormenor do Pilar em alçado (Vista de Jusante).

(b) Corte A-A'.

Figura 6.6: Pormenores do Pilar Central, fonte [3].

## 6.2 Materiais

Os materiais constituintes da estrutura são o aço dos perfis metálicos, o aço reforçado que tem em conta o peso adicional dos rebites e chapas de reforço, cantaria calcária para o revestimento do pilar e encontros, material de enchimento utilizado para enchimento do pilar central, betão armado para a laje do pavimento cujas características mecânicas consideradas foram as apresentadas na tabela 6.2.

Tabela 6.2: Características mecânicas dos materiais constituintes da estrutura e fundações.

Material	E[GPa]	$\nu$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Fonte
Aço Estrutural	200	0,3	76,97	-
Aço Reforçado	200	0,3	86	[3]
Cantaria Calcária	83	0,23	24	[54]
Material de Enchimento	0,04	-	18	[53, 27]
Pilar (Cantaria + Enchimento)	13,74	0,2	19	eq (6.3), (6.4)
Quebramar	13,74	0,2	19	-
Caixão de BA (Fundação)	20,70	0,2	21,56	eq(6.5), (6.6)
Betão (Laje de Pavimento)	30	0,2	25	-

O cálculo da rigidez média do pilar foi feita com base nas plantas da estrutura [3] considerando uma espessura de 0,15 m de revestimento em cantaria calcária. Para além disso o pilar central é de secção variável mas sendo pouca a variação considerou-se simplificada na modelação uma área média de secção transversal, onde,

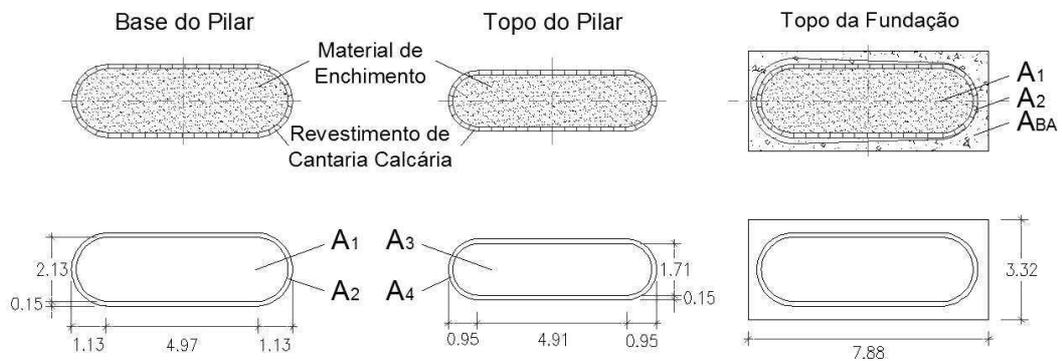


Figura 6.7: Pormenor do Pilar Central, fonte [3].

$$A_{Media}^{Calcario} = \left( \frac{A_{TopoPilar} + A_{BasePilar}}{2} \right)_{Calcario} = 2,46\text{m}^2 \quad (6.1)$$

$$A_{Media}^{Enchimento} = \left( \frac{A_{TopoPilar} + A_{BasePilar}}{2} \right)_{Enchimento} = 12,42\text{m}^2 \quad (6.2)$$

Tabela 6.3: Áreas de enchimento e cantaria calcária no topo e base do pilar, fonte [3]

Material	Base Pilar	Topo Pilar
Calcário	$A_2 = 2,57 \text{ m}^2$	$A_4 = 2,35 \text{ m}^2$
Enchimento	$A_1 = 14,15 \text{ m}^2$	$A_3 = 10,69 \text{ m}^2$

Quanto ao módulo de elasticidade e peso volúmico médios do pilar,

$$E_{Medio}^{Pilar} = \frac{A_{Media}^{Calcario} \times E^{Calcario} + A_{Media}^{Enchimento} \times E^{Enchimento}}{A_{Media}^{Calcario} + A_{Media}^{Enchimento}} = 13,74 \text{ GPa} \quad (6.3)$$

$$\gamma_{Medio}^{Pilar} = \frac{A_{Media}^{Calcario} \times \gamma^{Calcario} + A_{Media}^{Enchi.} \times \gamma^{Enchi.}}{A_{Media}^{Calcario} + A_{Media}^{Enchi.}} = 18,99 \approx 19 \text{ kN/m}^3 \quad (6.4)$$

O quebramar, por não mostrar grande diferença do pilar tanto em termos de área como de material constituinte, consideraram-se as mesmas características médias do pilar como se pode ver na tabela 6.2.

Sabe-se que o caixão de betão armado que envolve a fundação foi construído posteriormente ao pilar. Admite-se que o pilar mantém as suas características até a base da fundação a uma profundidade de 11 m. A base da fundação tem  $26 \text{ m}^2$  de área total.

Tabela 6.4: Áreas de enchimento, cantaria calcária e betão armado no caixão de fundação, fonte [3].

Material	Áreas
Calcário	$A_{media} = 2,46 \text{ m}^2$
Enchimento	$A_{media} = 12,42 \text{ m}^2$
Betão Armado	$A_{BA} = 11,12 \text{ m}^2$

Quanto ao módulo de elasticidade e peso volúmico médios da fundação,

$$E_{Medio}^{Funda.} = \frac{A_{Media}^{Cal.} \times E^{Cal.} + A_{Media}^{Enchi.} \times E^{Enchi.} + A^{BA} \times E^{BA}}{A_{Media}^{Cal.} + A_{Media}^{Enchi.} + A^{BA}} = 20,70 \text{ GPa} \quad (6.5)$$

$$\gamma_{Medio}^{Funda.} = \frac{A_{Media}^{Cal.} \times \gamma^{Cal.} + A_{Media}^{Enchi.} \times \gamma^{Enchi.} + A^{BA} \times \gamma^{BA}}{A_{Media}^{Cal.} + A_{Media}^{Enchi.} + A^{BA}} = 21,56 \text{ kN/m}^3 \quad (6.6)$$

Foram feitas sondagens ao solo junto do pilar até uma profundidade de 11 m que revelaram a existência de areias silto-argilosas [3]. Com estes dados, e admitindo o solo saturado,

visto que a base do pilar está permanentemente abaixo do nível de freático, foi possível inferir-se acerca das características mecânicas do solo, que são apresentadas na tabela 6.5.

Tabela 6.5: Características mecânicas do solo de fundação do pilar central, fonte [60].

Material	Profundidade	E[MPa]	$\nu$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Areia Silto-argilosa	< 5 m	14	0,3	20
Areia Silto-argilosa (medianamente compactada)	5-11 m	23	0,3	20

### 6.3 Modelação Tridimensional do Solo

O solo foi modelado no programa de cálculo automático SAP2000 utilizando para o efeito elementos sólidos 3D *Solid* (figura 6.8), com comportamento elástico linear perfeito, ignorando-se assim a não linearidade do comportamento do solo, como a resistência à tracção nula e as variações do seu módulo de elasticidade. Os elementos sólidos 3D são sólidos cujas dimensões nas 3 direcções ortogonais são muito idênticas, e as suas formas devem aproximar-se o mais possível de formas regulares como cubos ou prismas (triangulares, quadrangulares ou pentagonais) cuja a altura seja aproximadamente igual aos lados da base do prisma, com o prejuízo de potenciar-se a ocorrência de erros numéricos que poriam em causa a viabilidade do modelo.

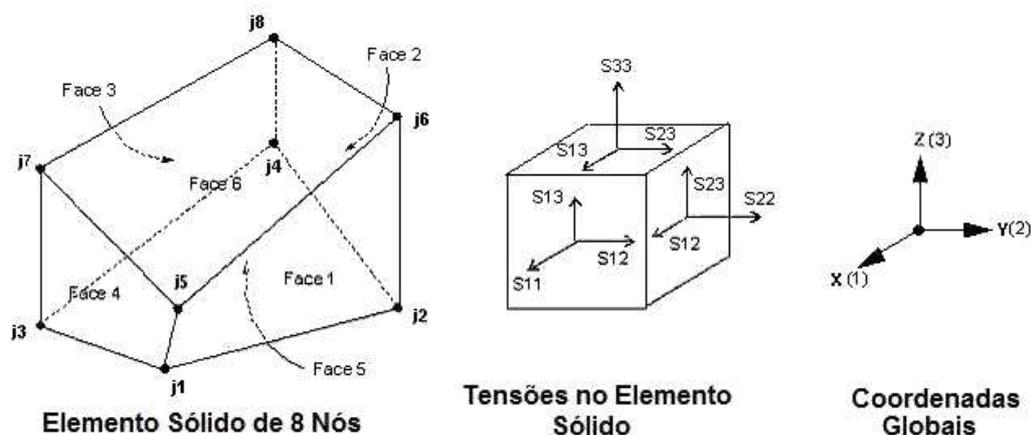


Figura 6.8: Elemento finito sólido *Solid*, fonte [20].

Para além disso o solo foi modelado de forma independente da estrutura e com o único intuito de calcular a matriz de rigidez no topo e centro da fundação para os 6 GDL possíveis. Deste modo é possível modelar o efeito do solo e fundação na estrutura através de apoios elásticos na base do pilar. Para tal foi feito o modelo do solo e da fundação onde

carregaram-se os 6 GDL possíveis no topo da fundação, um de cada vez e determinaram-se os deslocamentos respectivos.

O bloco de solo foi modelado através de paralelepípedo com  $25 \times 25 \times 21 \text{ m}^3$ , com um paralelepípedo central de  $7,88 \times 3,32 \times 11 \text{ m}^3$  (figura 6.11) que simula o caixão de fundação, ambos com elementos sólidos de 8 nós como é ilustrado na figura 6.8. Para além disso foi colocada uma placa rígida no topo da fundação, através da qual se carregou o modelo, deste modo consegue-se anular os deslocamentos relativos entre os pontos da secção transversal no topo do pilar, obtendo-se assim uma distribuição de tensões mais aproximada da realidade.

Após a elaboração do modelo, este foi carregado com cargas fictícias de 1000 kN nos 6 GDL possíveis, aplicadas no centro do topo da fundação, origem do referencial apresentado na figura 6.11. De seguida foram determinados os deslocamentos devido à aplicação das cargas fictícias, como se pode ver nas tabelas 6.6 e 6.7, onde cada linha corresponde a um caso de carga. Por fim foi determinada a rigidez desacoplada do solo nos 6 GDL, dividindo as cargas fictícias de 1000 kN pelos deslocamentos respectivos, processo que será descrito mais à frente.

### **6.3.1 Construção do modelo e análise de convergência**

Para a construção do modelo definiu-se primeiramente a malha no plano horizontal que seguidamente foi extrudida na vertical formando assim uma malha 3D, esta malha contém um volume de solo e outro com as características equivalentes ao betão armado, alvenaria e enchimento que constituem o caixão de fundação. Para além disso foram feitas, no mesmo volume de solo, duas malhas diferentes (figuras 6.9 e 6.10), para que fosse feita uma análise de convergência do modelo, a segunda malha foi refinada junto do caixão de betão armado, zona onde se verificam maiores gradientes de tensões. Esta análise de convergência foi feita relacionando a energia de deformação para cada força aplicada nos dois refinamentos.

Após a simulação no programa de cálculo automático, obtiveram-se os deslocamentos nos GDL respectivos (Colunas), devidos às forças aplicadas (Linhas), referidos nas tabelas 6.6 e 6.7. O sistema de eixos considerado, foi o apresentado na figura 6.11, e as deformadas correspondentes ao carregamento dos 6 GDL são apresentadas na figura 6.12. Para ser validado o modelo foi necessário fazer uma análise de convergência, que neste caso consistiu em relacionar as energias de deformação das duas malhas, descrito na tabela 6.8.

Como se pode verificar na tabela 6.8 os valores de energia de deformação não diferem significativamente da 1ª malha para a 2ª malha, excepto no GDL  $\theta_3$  mas tendo em conta a fraca contribuição deste GDL (Torção) no comportamento geral da estrutura para a acção que será modelada mais à frente, pode assumir-se que 7,895% é um erro aceitável. Quanto aos restantes GDL, com um erro máximo de 2%, pode assumir-se a validade do modelo.

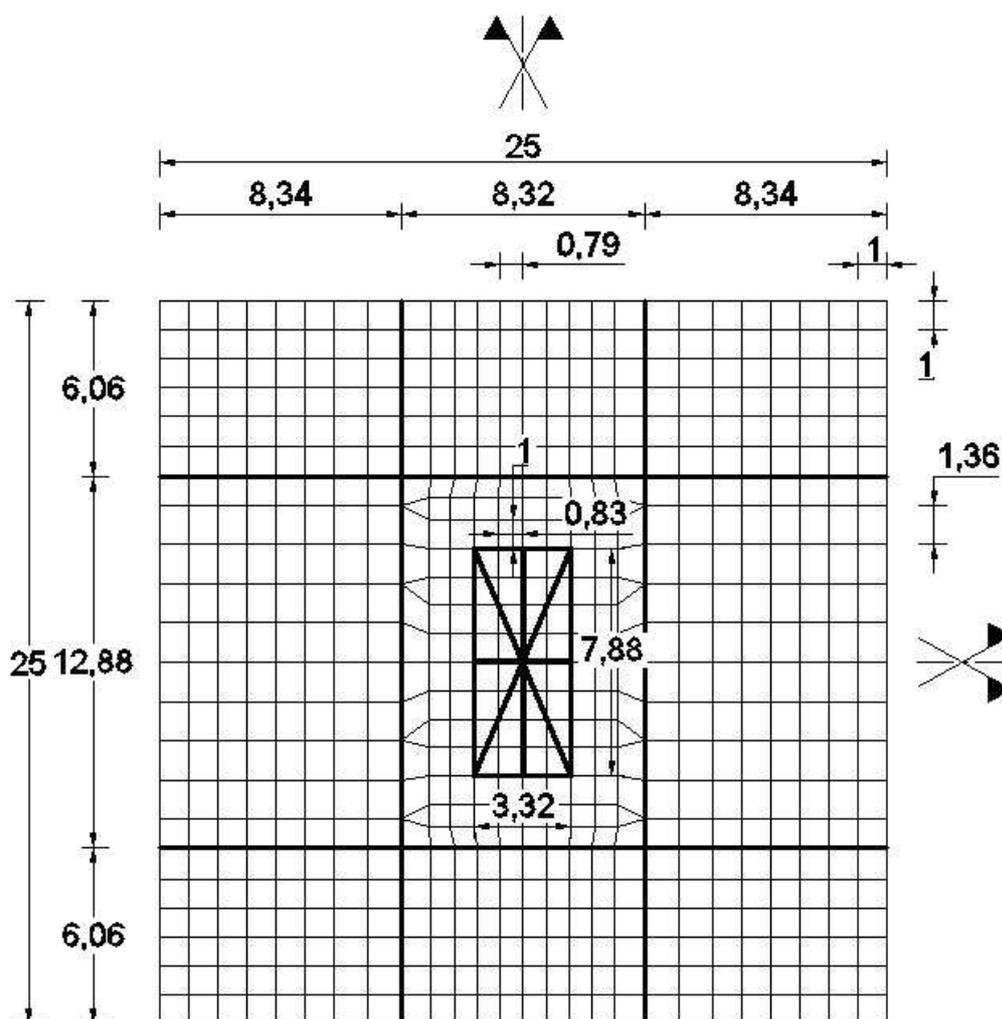


Figura 6.9: Malha n<sup>o</sup>1, vista do plano horizontal. Contem  $612 \times 21 = 12852$  elementos sólidos de 1 m de altura.

Tabela 6.6: Matriz deslocamentos da malha n<sup>o</sup>1 [ $D_1$ ].

Força Aplicada	$\Delta_1$ [m]	$\Delta_2$ [m]	$\Delta_3$ [m]	$\theta_1$ [rad]	$\theta_2$ [rad]	$\theta_3$ [rad]
$F_x = 1000$ kN	4,02E-03	6,23E-10	-6,66E-14	-1,09E-10	4,17E-04	3,94E-14
$F_y = 1000$ kN	6,23E-10	3,58E-03	7,10E-14	-3,29E-04	8,00E-11	-3,61E-15
$F_z = 1000$ kN	-6,66E-14	7,10E-14	1,61E-03	-1,03E-14	-1,05E-14	8,07E-11
$M_x = 1000$ kNm	-1,09E-10	-3,29E-04	-1,03E-14	4,80E-05	-1,90E-11	3,33E-16
$M_y = 1000$ kNm	4,17E-04	8,00E-11	-1,05E-14	-1,90E-11	6,60E-05	4,07E-15
$M_z = 1000$ kNm	3,94E-14	-3,61E-15	8,07E-11	3,33E-16	4,07E-15	7,60E-05

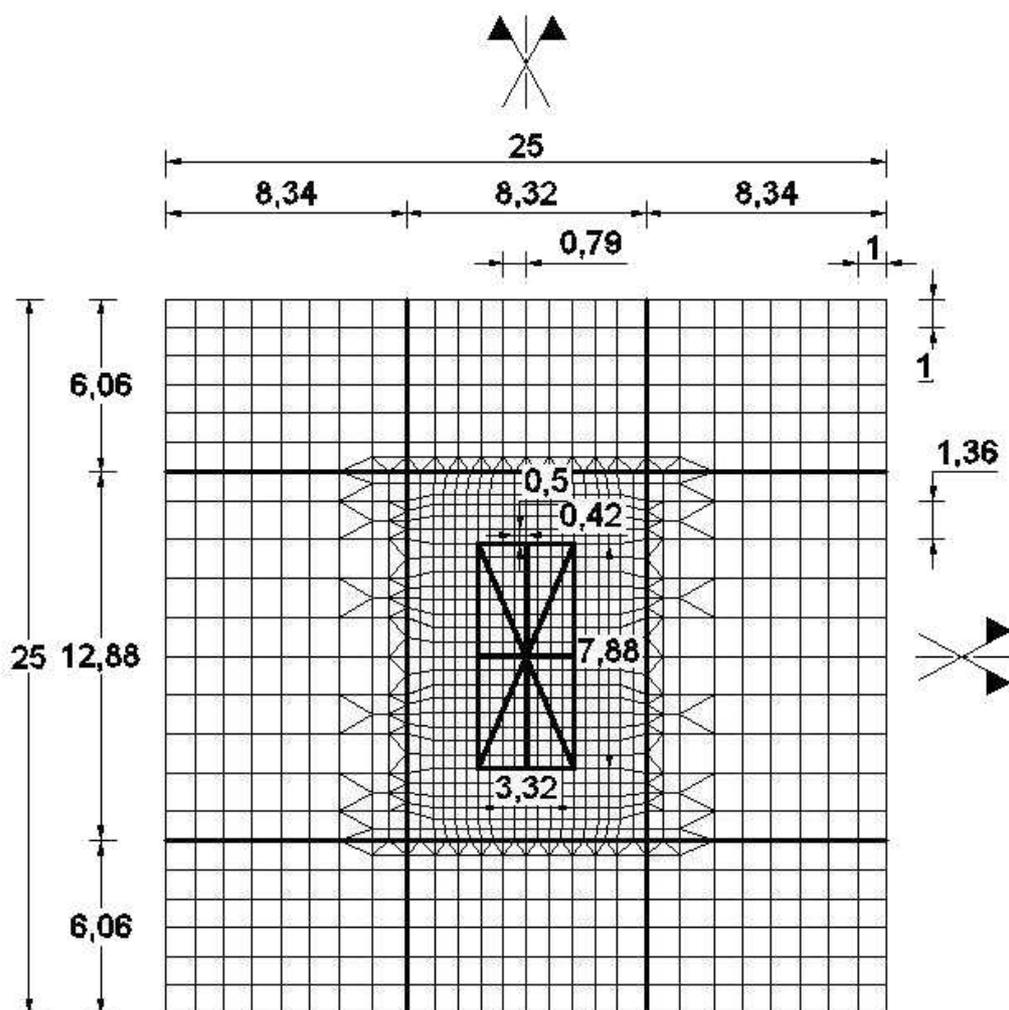


Figura 6.10: Malha nº2, vista do plano horizontal. Contem  $1242 \times (2 \times 21) = 52164$  elementos sólidos de 0,5 m de altura.

Tabela 6.7: Matriz deslocamentos da malha nº2 [ $D_2$ ].

Força Aplicada	$\Delta_1$ [m]	$\Delta_2$ [m]	$\Delta_3$ [m]	$\theta_1$ [rad]	$\theta_2$ [rad]	$\theta_3$ [rad]
Fx = 1000 kN	4,06E-03	2,47E-07	3,28E-07	-9,36E-09	4,23E-04	-2,66E-09
Fy = 1000 kN	2,47E-07	3,62E-03	-5,34E-07	-3,35E-04	-7,87E-10	2,50E-08
Fz = 1000 kN	3,28E-07	-5,34E-07	1,62E-03	8,69E-09	-1,32E-08	1,81E-08
Mx = 1000 kNm	-9,36E-09	-3,35E-04	8,69E-09	4,90E-05	-9,06E-10	-3,86E-10
My = 1000 kNm	4,23E-04	-7,87E-10	-1,32E-08	-9,06E-10	6,70E-05	1,01E-09
Mz = 1000 kNm	-2,66E-09	+2,50E-08	1,81E-08	-3,86E-10	1,01E-09	8,20E-05

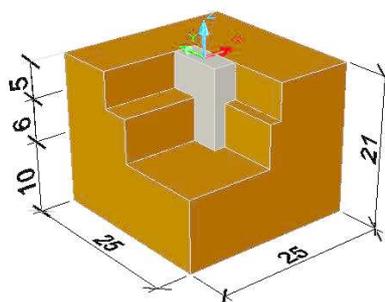


Figura 6.11: Pormenor modelo do bloco de solo, em metros, com sistema de eixos.

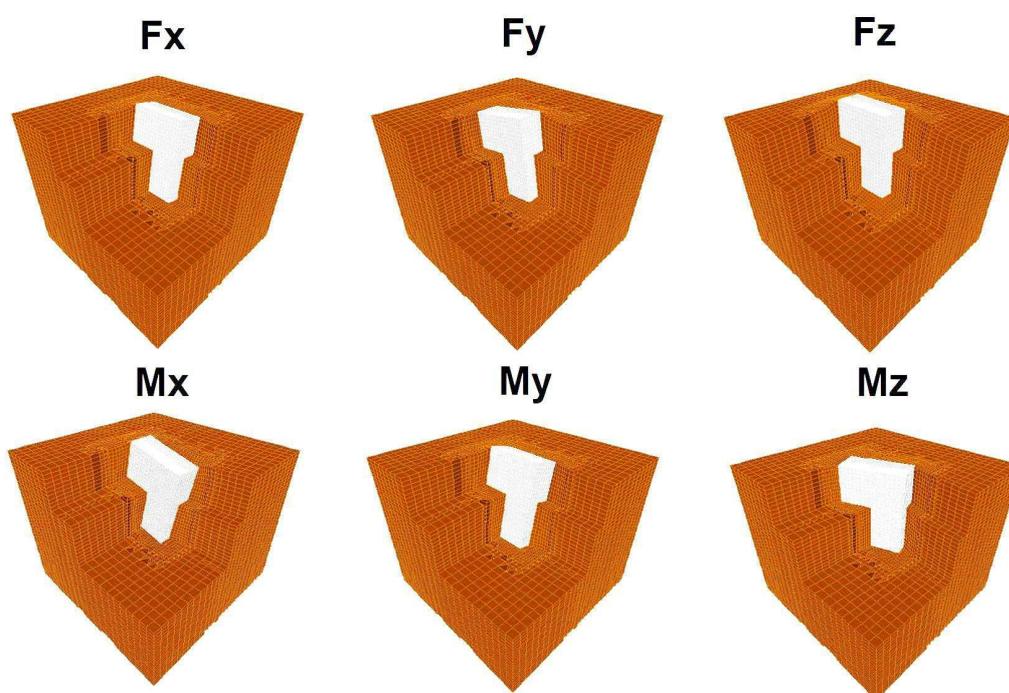


Figura 6.12: Deformadas do bloco de solo nos 6 GDL possíveis, malha n°2 (Aumentado 400 vezes).

Tabela 6.8: análise de convergência do modelo do solo através da energia de deformação, em [kN.m].

	$U_{\Delta_1}$	$U_{\Delta_2}$	$U_{\Delta_3}$	$U_{\theta_1}$	$U_{\theta_2}$	$U_{\theta_3}$
Malha 1	4,019	3,577	1,606	0,048	0,066	0,076
Malha 2	4,062	3,618	1,624	0,049	0,067	0,082
Erro relativo	1,070%	1,146%	1,121%	2,083%	1,515%	7,895%

No programa de cálculo automático SAP2000 onde a estrutura foi modelada esta ligação pode ser feita de dois modos.

1. Inserção da matriz de rigidez no nó.
2. Inserção de molas nos 6 GDL com a rigidez respectiva.

Neste trabalho optou-se por utilizar a inserção de molas independentes nos 6 GDL possíveis, para tal bastou fazer-se a divisão da força aplicada pelo deslocamento causado no GDL respectivo (equação 6.7).

$$k_{GDL\ i} = 1000/[D]_{i=j} \quad (6.7)$$

Onde

$i$  = número da linha

$j$  = número da coluna

$D$  = matriz de deslocamentos

Um aspecto a ter em conta na rigidez do solo é que este já se encontra carregado com o peso da estrutura, para além disso a aceleração do sismo que será simulado não terá componente vertical. Por isso, e por simplificação considerou-se uma rigidez infinita do solo na direcção vertical, GDL  $U_3$  (eixo de  $z$ ), pois esta não terá uma influência significativa no comportamento geral da estrutura. Os valores da rigidez que foram determinados, através da matriz de deslocamentos da malha nº 2, e são apresentados na tabela 6.9.

Tabela 6.9: Rigidez das molas que simulam o efeito do solo nas estrutura. As unidades são [kN/m] para translação ( $\Delta$ ), e [kNm/rad] para rotação ( $\theta$ ).

$k_{GDL}$	$k_{\Delta_1}$	$k_{\Delta_2}$	$k_{\Delta_3}$	$k_{\theta_1}$	$k_{\theta_2}$	$k_{\theta_3}$
Rigidez	2,46E+05	2,76E+05	$\infty$	2,04E+07	1,49E+07	1,22E+07

### 6.3.2 Verificação da qualidade do modelo

Como este modelo foi usado apenas para estimar a rigidez da interacção solo/fundação, que será modelado através de ligações elásticas perfeitas, basta apenas verificar a sua qualidade em relação às acções estáticas, através do calculo do somatório de forças verticais. Para tal foram calculados os pesos totais do solo e fundação (tabela 6.10) e foram comparados com os valores dados pelo programa de cálculo automático (tabela 6.11).

Como se pode verificar na tabela 6.11 os valores do peso total do solo, calculado manualmente praticamente coincide com o valor dado pelo programa de cálculo automático SAP2000, verificando-se um erro relativo de 0,09 %. Este valor confirma assim a validação do modelo de solo.

Tabela 6.10: Resumo do cálculo manual do peso do modelo do solo.

Material	Peso Volúmico [kN/m <sup>3</sup> ]	Volume Manual [m <sup>3</sup> ]	$\sum F_{Verticals}^{Manual}$ [kN]
Solo	20	12837,2	256744,4
Caixão de BA	20,7	287,8	5957,0
SOMA		13125,0	262701,4

Tabela 6.11: Verificação da qualidade do modelo do solo.

$\sum F_{Verticals}^{Manual}$ [kN]	$\sum F_{Verticals}^{SAP2000}$ [kN]	Erro relativo [%]
262701,4	262949,1	0,09

## 6.4 Modelação Tridimensional da Estrutura

Como foi descrito na secção 6.1 a estrutura é formada por dois tramos simplesmente apoiados com um tabuleiro em betão armado assente numa grelha formada por perfis metálicos. Os perfis metálicos, pilar central assim como a sua fundação foram modelados como elementos *Frame*, enquanto a laje em betão armado do tabuleiro foi modelada como elementos *Shell*. Seguidamente serão apresentados os elementos utilizados na modelação da estrutura assim como as suas características mecânicas. Os passeios não têm uma participação significativa (em termos de rigidez) no comportamento global da estrutura, por isso foram modelados apenas como um peso distribuído linearmente.

### 6.4.1 Perfis metálicos

Os elementos lineares foram todos modelados como elementos *Frame*, que por definição têm 2 dimensões muito inferiores em relação a uma 3ª dimensão. A convenção de sinais e os pontos utilizados no cálculo por elementos finitos, é apresentado na figura 6.13. Estes elementos devem ser modelados de modo a que a gama de comprimentos não seja demasiadamente ampla, pois pode proporcionar a existência de erros numéricos. Os perfis metálicos foram modelados como elementos lineares *Frame*, e são apresentados nas figuras 6.14 e 6.15. As características mecânicas destes perfis, são apresentadas nas tabelas 6.12 e 6.13.

Tabela 6.12: Características mecânicas dos perfis metálicos (Elementos *Frame*), fonte [3].

Características	DIL 25	DIL 28	IPN 20	DIL 47
Área da Secção Trans. [m <sup>2</sup> ]	1,180E-02	1,410E-02	3,365E-03	2,320E-02
Rigidez de Torção [m <sup>4</sup> ]	1,079E-06	1,560E-06	1,040E-07	4,574E-06
Momento de Inércia 3 [m <sup>4</sup> ]	1,320E-04	2,035E-04	2,162E-05	1,043E-03
Momento de Inércia 2 [m <sup>4</sup> ]	4,691E-05	7,321E-05	1,379E-06	1,261E-04
Área de Corte 2 [m <sup>2</sup> ]	3,250E-03	3,360E-03	1,500E-03	7,250E-03
Área de Corte 3 [m <sup>2</sup> ]	7,500E-03	9,333E-03	1,695E-03	1,400E-02

Tabela 6.13: Características mecânicas dos perfis metálicos (Elementos *Frame*), fonte [3].

Características	Cantoneira Simples	Cantoneira Dupla	P. Composto
Área da Secção Trans. [m <sup>2</sup> ]	2,587E-03	5,174E-03	1,870E-02
Inércia de Torção [m <sup>4</sup> ]	1,387E-07	6,804E-07	6,371E-06
Momento de Inércia 3 [m <sup>4</sup> ]	2,700E-06	5,400E-06	5,820E-04
Momento de Inércia 2 [m <sup>4</sup> ]	2,700E-06	1,046E-05	2,990E-04
Área de Corte 2 [m <sup>2</sup> ]	1,378E-03	2,756E-03	1,085E-02
Área de Corte 3 [m <sup>2</sup> ]	1,378E-03	2,297E-03	5,600E-03

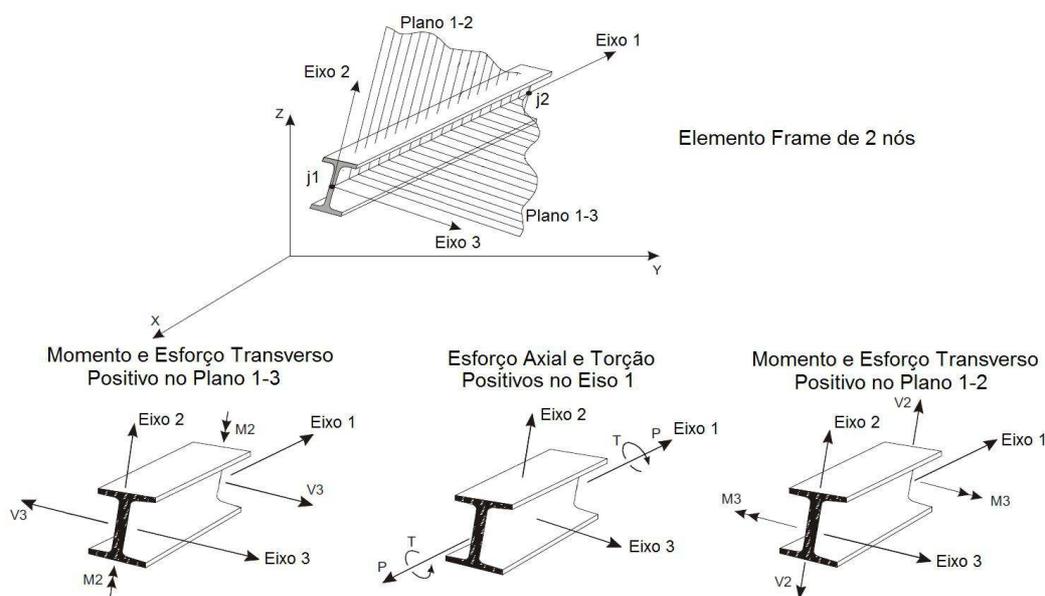


Figura 6.13: Elemento finito linear *Frame*, fonte [20].

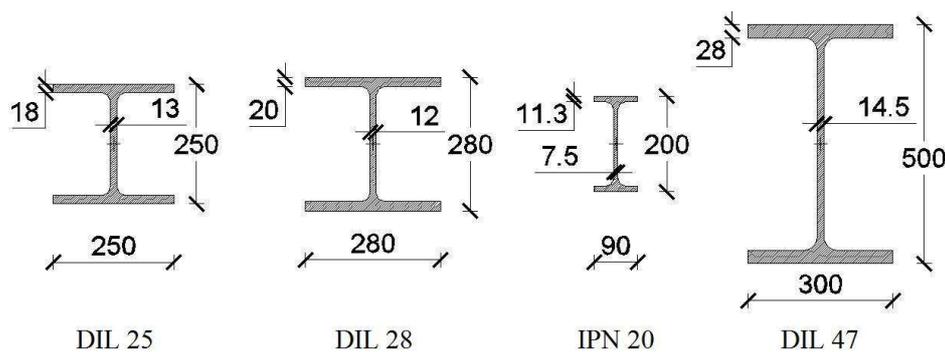


Figura 6.14: Pormenor perfis metálicos considerados na modelação, em mm [3].

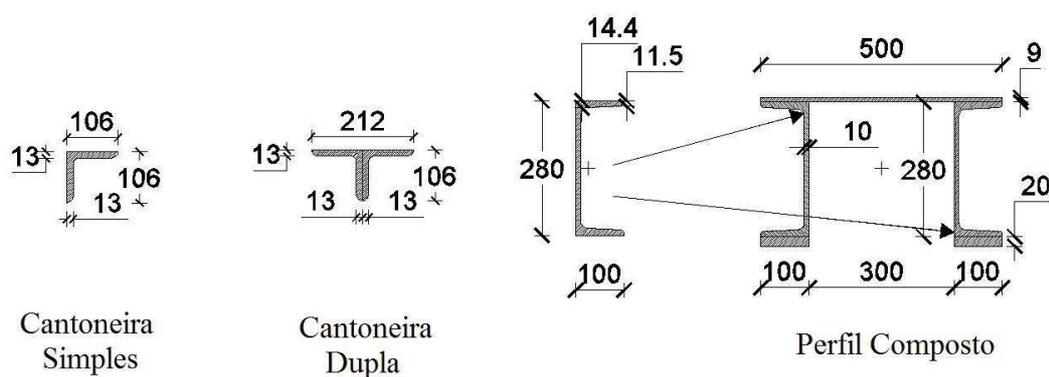


Figura 6.15: Pormenor perfis metálicos considerados na modelação, em mm [3].

Os contraventamentos transversais são vigas treliçadas formadas por cantoneiras de abas iguais com as mesmas dimensões das cantoneiras que constituem os restantes elementos (contraventamentos diagonais inferiores e superiores), como se pode ver na figura 6.16.

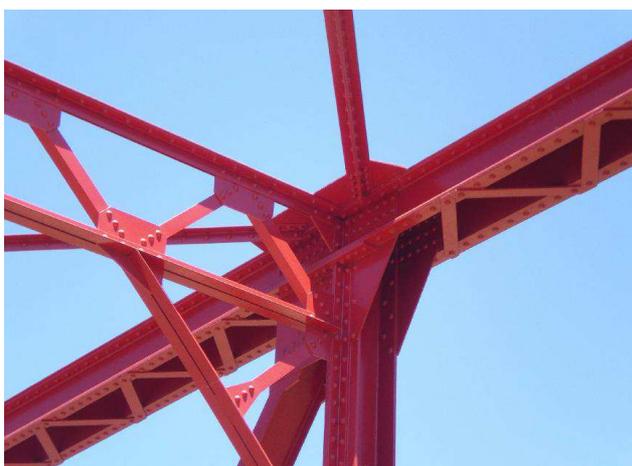


Figura 6.16: Ligação nó superior do Montante - Diagonal 3º Módulo - Corda Superior - Contraventamento Transversal - Contraventamento Diagonal Superior.

#### 6.4.2 Pilar central

O pilar central tal como os perfis metálicos foi modelado como elemento linear *Frame* com as mesmas particularidades ilustradas da figura 6.13. Para o cálculo das inércias de flexão da secção fez-se o cálculo directo utilizando o teorema de Steiner [9],

$$I'_i = I_i + A \times (d_j)^2 \quad (6.8)$$

Onde  $i$  e  $j$  representam duas direcções perpendiculares,  $A$  é a área da secção transversal,  $I_i$  momento de inércia da secção transversal na direcção  $i$ ,  $d_j$  distancia na direcção  $j$  entre os centro massa original e o novo centro de massa.

Para o cálculo da área da secção transversal utilizou-se o cálculo directo,

$$A_{MediaTotal}^{Pilar} = A_{Media}^{Calcario} + A_{Media}^{Enchimento} \tag{6.9}$$

Para o cálculo da área de corte do pilar, aproximou-se a sua geometria da de um rectângulo, com uma área média equivalente igual à área média do pilar (figura 6.17). Sabe-se que,

$$A_{MediaTotal}^{Pilar} = A_{Media}^{Calcario} + A_{Media}^{Enchimento} = 14,88m^2 \tag{6.10}$$

Então, assumindo uma largura de pilar de 2,219 m, o comprimento do rectângulo equivalente fica (figura 6.17),

$$L_{rect. equiv.} = 14,88/2,219 = 6,705m \tag{6.11}$$

Sendo que a área de corte do rectângulo equivalente é dado por [9],

$$A^* = \frac{5}{6} \times A \tag{6.12}$$

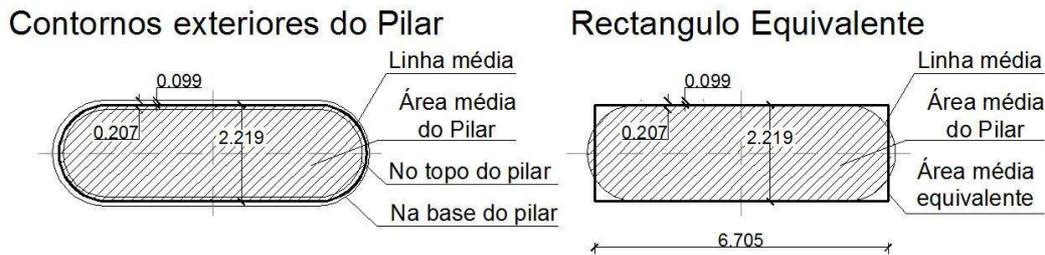


Figura 6.17: Pormenor rectângulo equivalente para área de corte, em m.

Para o cálculo da inércia de torção, recorreu-se também ao rectângulo equivalente utilizando a seguinte formulação da Resistência dos Materiais, para secções rectangulares sólidas [9],

$$J = \alpha \times x_i^3 \times y_i \tag{6.13}$$

Onde,  $\alpha$  é um coeficiente que depende da relação  $y_i/x_i$ ,  $x_i$  representa o lado menor e  $y_i$  representa o lado maior.

Tabela 6.14: Coeficientes  $\alpha$  para o cálculo da rigidez de torção de elementos rectangulares sólidos, fonte [9].

$y_i/x_i$	1,0	1,5	2,0	3,0	6,0	10,0	$\infty$
$\alpha$	0,141	0,196	0,229	0,263	0,299	0,312	0,333

Então,

$$\alpha = 6,705/2,219 = 3,02 \approx 3 \quad (6.14)$$

$$J = 0,263 \times 2,219^3 \times 6,705 = 19,268\text{m}^4 \quad (6.15)$$

Tabela 6.15: Características mecânicas do Pilar Central (Elemento *Frame*).

Características	Pilar Central
Área da Secção Trans. [m <sup>2</sup> ]	1,488E+01
Inércia de Torção [m <sup>4</sup> ]	1,927E+01
Momento de Inércia 3 [m <sup>4</sup> ]	5,572E+00
Momento de Inércia 2 [m <sup>4</sup> ]	5,286E+01
Área de Corte 2 [m <sup>2</sup> ]	1,240E+01
Área de Corte 3 [m <sup>2</sup> ]	1,240E+01

### 6.4.3 Apoios e ligações

Na obra de arte em estudo existem 3 tipos de apoios, dois dos quais são materializados através de aparelhos de rolo ou rolete (apoio fixos que ligam os tramos ao pilar central - figura 6.20) e aparelhos de apoio de roletes múltiplos (apoios moveis que ligam os tramos aos encontros - figura 6.19). Para além destes apoios existe ainda o “Encastramento” (fundação) do pilar central no solo, que como referido anteriormente, foi modelado à parte e foi simulado através de ligações elásticas perfeitas no topo da fundação. Estas ligações podem ser vistas na figura 6.18 e têm os valores definidos na tabela 6.9.

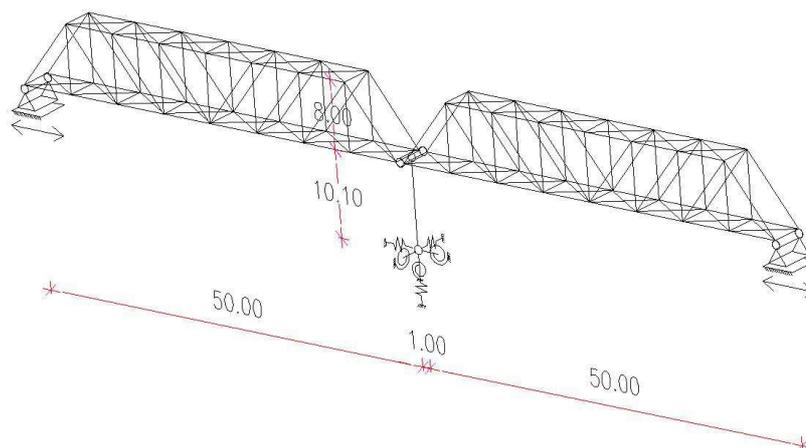
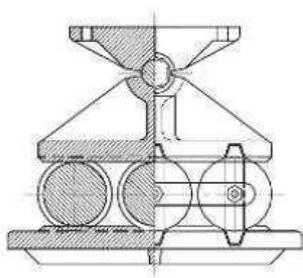


Figura 6.18: Modelo estrutural e condições de apoio, em m.

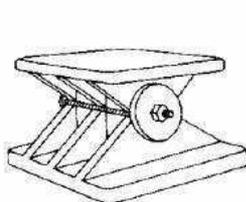


(a) Pormenor [21]

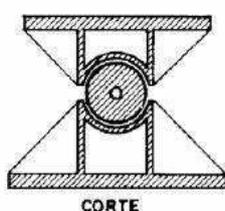


(b) Fotografia [3]

Figura 6.19: Pormenor e fotografia do aparelho de apoio móvel dos encontros denominado aparelho de apoio de roletes múltiplos [21].



(a) Pormenor [21]



(b) Fotografia [3]

Figura 6.20: Pormenor e fotografia do aparelho de apoio fixo do pilar central denominado aparelho de apoio de rolo ou rolete [21].

Quanto as ligações metálicas dos nós de ligação, foram todas consideradas como ligações rígidas devido a quantidade de chapas de reforço instaladas e à densidade de rebites nestas zonas que conferem um elevado grau de encastramento. A única exceção é a grelha inferior nas ligações Travessa-Longarina onde foram modeladas como ligações rotuladas, por serem ligadas por cantoneiras com baixa rigidez de flexão e que por isso não permitem a passagem de momento flector como se pode ver na figura 6.21.

Foram também criadas peças lineares fictícias denominadas barras rígidas com o intuito de fazer a compatibilização de deslocamentos entre quaisquer dois pontos que se encontrem separados no modelo mas que na realidade se encontram ligados e por isso transmitem esforços. Um exemplo deste tipo de ligação é a ligação do centro de gravidade do pilar aos os aparelhos de apoio onde assentam os tramos metálicos. As características mecânicas desta barra não podem ser muito diferentes das restantes por correr-se o risco de potenciar erros numéricos na análise do modelo, por isso e por opção optou-se por definir uma barra rígida como uma barra de massa volúmica e peso volúmico de  $1,0 \times 10^{-15}$  vezes inferiores às do pilar, considerando as restantes características mecânicas (área, inércias de flexão e torção, áreas de corte)  $1,0 \times 10^3$  vezes superiores à do pilar. O pilar foi escolhido como elemento de referencia por ser o elemento mais rígido do modelo.

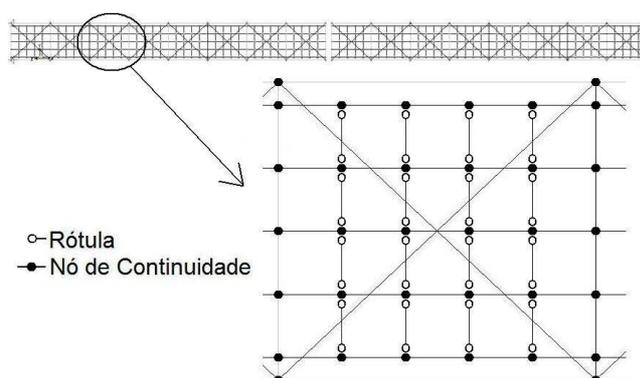


Figura 6.21: Vista das ligações de um painel da grelha do modelo.

#### 6.4.4 Tabuleiro

O tabuleiro é constituído por uma laje de betão armado apoiado numa grelha metálica formada por perfis metálicos. Os elementos metálicos foram modelados por elementos *Frame* como já foi referido na secção 6.4.1, enquanto a laje de betão armado foi modelada com recurso a elementos *Shell* (Elementos com 2 dimensões muito superiores à 3ª dimensão) de 3 ou 4 nós consoante se trate de um triângulo ou um quadrado, como se pode verificar na figura 6.22.

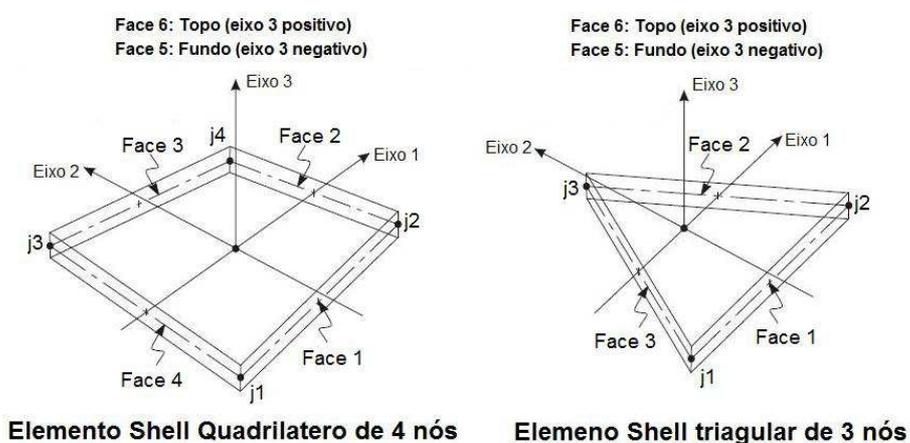


Figura 6.22: Elemento finito plano *Frame*, fonte [20].

A modelação destes elementos *Shell* deve ser feita de modo a que sejam o mais regulares possível, ou seja, que sejam de preferência quadrados ou triângulos equiláteros. No que diz respeito à carga do tabuleiro esta é distribuída pela seguinte ordem: laje de betão, travessas e longarinas, carlingas principais, cordas inferiores e vigas laterais até descarregarem finalmente nos aparelhos de apoio. Para perspetivar melhor esta distribuição apresenta-se seguidamente a figura 6.23.

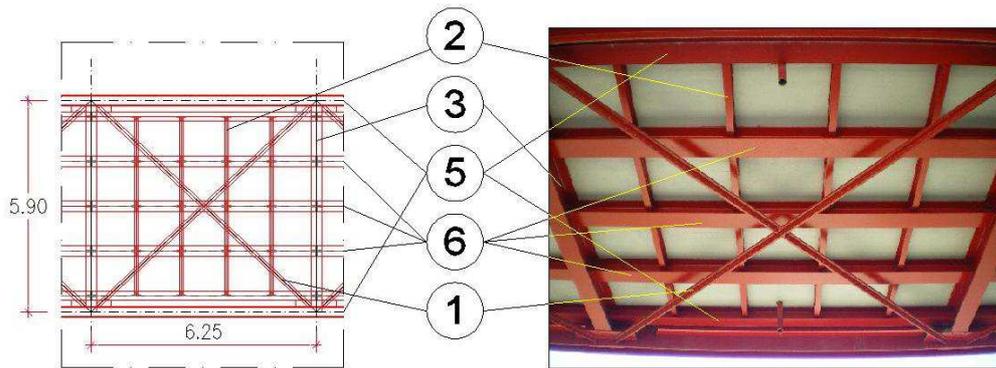


Figura 6.23: Pormenor do painel da grelha inferior.

Tabela 6.16: Legenda das figuras 6.23 e 6.24, fonte [3].

Número	Função	Tipo de aço	Perfil/Área/Espessura
1	Contraventamentos Diagonais Inferiores	Laminado	Cantoneira
2	Travessas	Laminado	INP20
3	Carlingas Principais	Laminado	DIL 47 1/2
4	Cordas Inferiores (Viga Principal)	Laminado	DIL 28
5	Longarinas Laterais	Laminado	DIN 25
6	Longarinas Centrais	Laminado	DIN 28
12	Aparelhos de Apoio	Laminado	-
14	Laje de Betão Armado	-	h=0,2m
15	Lancil de Betão Armado	-	A=0,3x0,3m <sup>2</sup>
16	Betuminoso	-	-

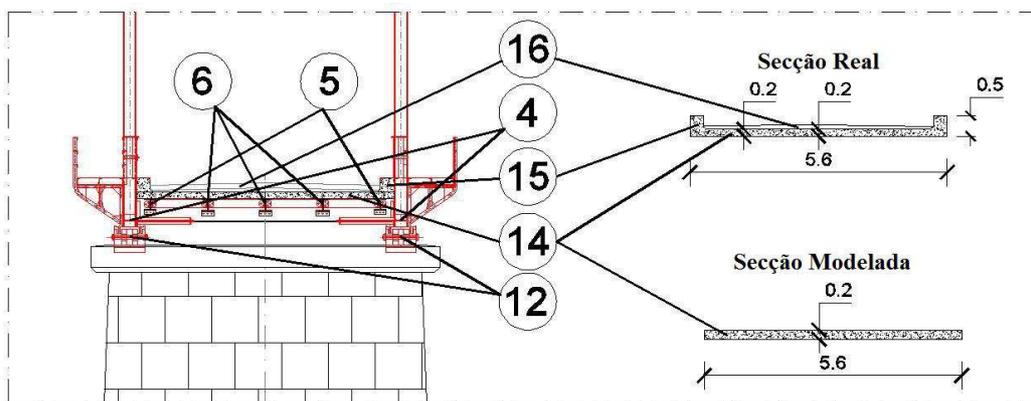


Figura 6.24: Pormenor da Laje de BA do tabuleiro [3].

Por não se conhecer o tipo de ligação Laje de BA - Grelha Metálica considerou-se conservativamente que não existe uma ligação perfeita entre estes elementos, ou seja,

considerou-se que a laje liga à estrutura apenas na base dos montantes e ao longo das carlingas. Para além disso não foram modelados os lancis (figura 6.24), por estes não terem uma influência significativa no comportamento global da estrutura, porem foi tido em conta a massa respectiva.

#### 6.4.5 Vista global do modelo

Após a montagem do modelo tridimensional foram retiradas algumas imagens do mesmo de modo a retratar o mais fidedignamente possível a sua geometria.

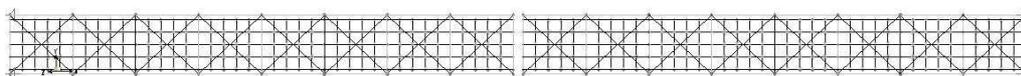


Figura 6.25: Vista grelha inferior.



Figura 6.26: Vista superior do modelo.

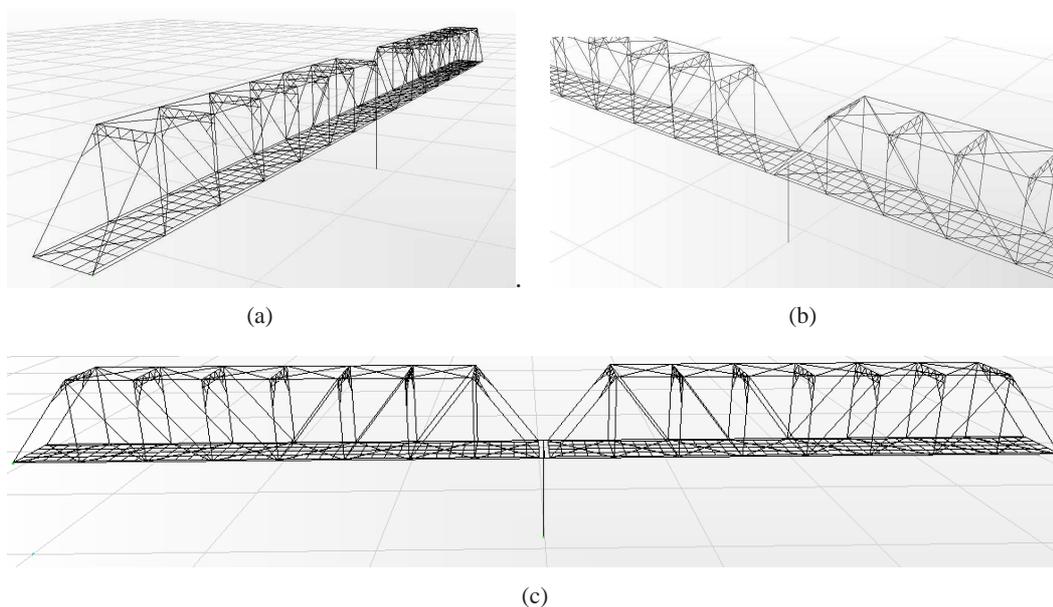


Figura 6.27: Vistas gerais do modelo.

### 6.4.6 Definição da massa, pesos e acções regulamentares

Existem alguns elementos da estrutura real que devido à sua flexibilidade ou disposição na estrutura não desempenham um papel significativo no comportamento global, assim sendo e para minorar o número de graus de liberdade do modelo e evitar assim modos de vibração locais parasitas, foram ignorados alguns destes elementos. São exemplo disso o passeio disposto em consola e que é exterior aos montantes de vigas principais. Para além deste elemento também o pavimento betuminoso foi ignorado pela sua flexibilidade ser muito superior à da laje e que por isso não tem qualquer função estrutural. Por último o lancil, que não foi tido em conta na análise, foi modelado como uma carga distribuída. Estes elementos foram então modelados como:

- Goussets e Passeio - Massa e peso distribuídos pontualmente.
- Lancis - Massa e peso linearmente distribuídos.
- Pavimento betuminoso - Massa e peso distribuídos por unidade de área.

As zonas de aplicação das cargas no modelo encontram-se ilustradas na figura 6.28.

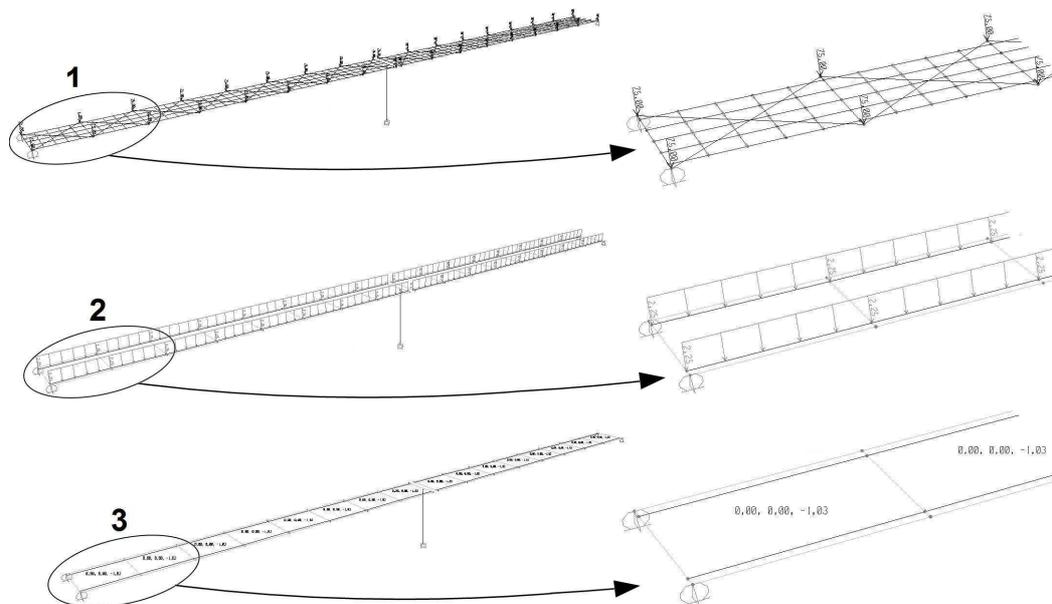


Figura 6.28: Cargas aplicadas ao modelo.

Na modelação de estruturas a massa e o peso têm diferentes funções: a massa é a grandeza considerada para a simulação das forças de inércia para as análises dinâmicas enquanto o peso é considerado para as análises estáticas.

No programa de cálculo automático SAP2000 não é preciso adicionar directamente a massa dos elementos; para elementos modelados o programa irá utilizar o peso volúmico definido

Tabela 6.17: Legenda da figura 6.28. Massa e peso de elementos secundários, fonte [3].

Número	Elemento	Massa	Peso
1	Goussets e Passeios	7,645 [kg/nó]	75,000 [kN/nó]
2	Lancis de BA	0,229 [kg/m]	2,250 [kN/m]
3	Pavimento betuminoso	0,105 [kg/m <sup>2</sup> ]	1,027 [kN/m <sup>2</sup> ]

nos materiais tendo ainda a possibilidade de multiplicar por um escalar. Para incluir na massa da estrutura os pesos modelados artificialmente (lancis, pavimento betuminoso, passeios) é necessário indicar ao programa qual a massa que ele deverá considerar, para tal utiliza-se o comando *Define - Mass Source* - seleccionam-se as cargas modeladas artificialmente em *Element and Aditonal Masses and Loads*, e multiplica-se por um escalar denominado *Multiplier*. Neste caso como não se pretende escalar o valor das cargas, definiu-se o valor de *Multiplier* igual a 1.

#### 6.4.7 Refinamento da malha e análise de convergência

Tendo em conta que este modelo será alvo de uma análise dinâmica, o refinamento da malha foi feito de modo a garantir a validade do modelo tanto para acções estáticas como para acções dinâmicas. Para tal foi feita uma análise de convergência de cargas verticais e da frequência fundamental da estrutura.

Na tabela 6.18, 6.19 e 6.20 é demonstrado o processo de refinamento utilizado para esta análise de convergência, onde o valor de 1 nos refinamentos significa que o elemento *Frame* apenas é dividido no cruzamento com outro elemento *Frame*, e os restantes valores são divisões desta unidade. Quanto aos elementos de área a unidade 1 representa uma secção de laje com as dimensões de um painel da grelha, ou seja,  $5,9 \times 6,25$  m<sup>2</sup>, sendo que os restantes valores são divisões iguais em x e y desta unidade de área.

Tabela 6.18: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento diferenciado.

Refinamento	A	B	C	D	E
Frames de pequenas dimensões	1	2	3	4	5
Contrav. Transv. Superior	1	2	3	4	5
Frames da Grelha	1	2	3	4	5
Restantes Frames	1	2	3	4	5
Laje ( <i>Frame</i> )	1	2	3	4	5
Pilar	1	2	3	4	5
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11462,6	12095,9	11462,6
Erro relativo (Fv)	—	0,00%	0,00%	5,24%	5,53%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,936	0,768	0,250	0,905	0,926
Erro relativo (FPM)	—	21,88%	207,20%	72,38%	2,27%
Período [s]	0,77	0,43	0,43	0,940	0,40
Freq. fundamental (ff)[Hz]	1,30	2,33	2,33	1,06	2,51
Erro relativo (ff)	—	44,16%	0,00%	118,60%	57,66%

Tabela 6.19: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento diferenciado.

Refinamento	F	G	H	I
Frames de pequenas dimensões	6	7	8	9
Contrav. Transv. Superior	6	7	8	9
Frames da Grelha	6	7	8	9
Restantes Frames	6	7	8	9
Laje ( <i>Frame</i> )	6	7	8	9
Pilar	6	7	8	9
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11369,8	11462,6
Erro relativo (Fv)	0,00%	0,00%	0,82%	0,81%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,430	0,190	0,946	0,943
Erro relativo (FPM)	115,35%	126,32%	79,92%	0,32%
Período [s]	0,31	0,29	0,77	0,79
Freq. fundamental (ff)[Hz]	3,28	3,45	1,30	1,27
Erro relativo (ff)	23,37%	4,92%	165,52%	2,60%

Tabela 6.20: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento diferenciado.

Refinamento	J	O	P	Q	R
Frames de pequenas dimensões	8	8	8	8	8
Contrav. Transv. Superior	8	8	8	8	8
Frames da Grelha	8	8	8	8	8
Restantes Frames	11	12	13	14	15
Laje ( <i>Frame</i> )	11	12	13	14	15
Pilar	11	12	13	14	15
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11457,3	11462,6	11462,6
Erro relativo (Fv)	0,00%	0,00%	0,05%	0,05%	0,00%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,950	0,950	0,950	0,950	0,950
Erro relativo (FPM)	0,74%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Período [s]	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Freq. fundamental (ff)[Hz]	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
Erro relativo (ff)	0,13%	0,26%	0,13%	0,00%	0,00%

Para fazer a compatibilização de deslocamentos em determinados pontos do modelo foram utilizados pequenos segmentos de barras rígidas de pequenas dimensões, para além disso utilizaram-se também nos contraventamentos transversais superiores e nos elementos de linha da grelha, elementos de pequenas dimensões. Estes elementos, por terem pequenas dimensões foram tratados de maneira diferente dos restantes elementos *Frame*, pois verificou-se que a partir de determinada dimensão o seu refinamento produzia resultados díspares, inexplicáveis e não convergentes. Este efeito de divergência foi verificado a partir do refinamento “J”, por esta razão, foram ignorados os refinamentos indiferenciados

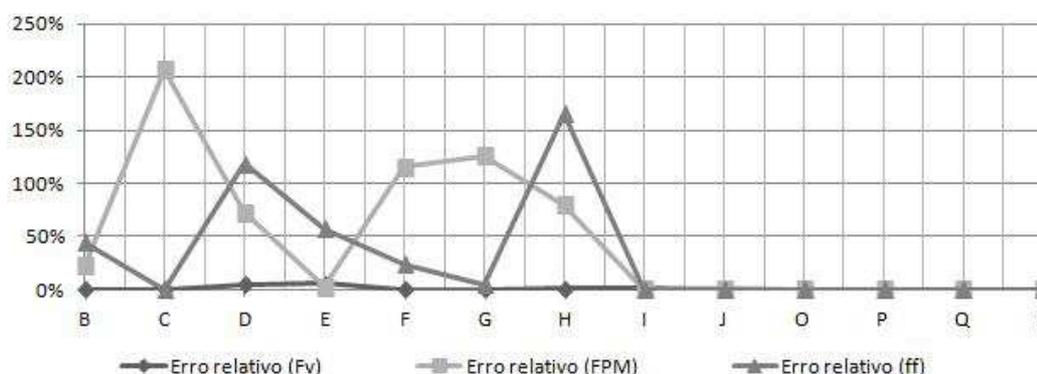


Figura 6.29: Resumo erros relativos com refinamentos diferenciados “J” e “R”.

“J”, “K”, “L”, “M”, “N” (encontram-se no anexa A), criando-se os novos refinamentos diferenciados “J”, “O”, “P”, “Q” e “R”, cujos valores encontram-se na tabela 6.20 e que estão representados nos gráficos A.6, A.7, A.8, A.9, A.10, que têm em conta a existência destes elementos finitos de pequenas dimensões limitando as suas divisões de modo a não se tornarem demasiado pequenos e por isso introduzam erros numéricos.

O pilar central deve ser alvo de uma atenção especial, visto ser o elemento que mais condiciona o comportamento dinâmico longitudinal da estrutura, tanto em termos da sua massa como da sua rigidez, contudo o refinamento “R” é por si só suficiente para “apanhar” a frequência própria longitudinal com uma margem de erro aceitável.

Como se pode verificar na tabela 6.19 o refinamento “R” produz um erro de 0,00%, para acções estáticas ( $\sum F_v$ ), para a frequência fundamental, e para o factor de participação de massa (FPM). Tais resultados permitem concluir que o refinamento do modelo é válido e produzirá resultados com um erro aceitável para os objectivos deste trabalho.

#### 6.4.8 Controlo de qualidade do modelo

Para fazer o controlo de qualidade do modelo, para acções estáticas e dinâmicas, foi feito o cálculo dos pesos e as massas totais da estrutura seguido do cálculo da frequência fundamental longitudinal da estrutura. O modelo pode ser considerado valido se os valores calculados manualmente forem pelo menos da mesma ordem de grandeza dos valores do cálculo automático. Para tal começaram por se determinar os pesos distribuídos por elemento estrutural como se pode verificar nas tabelas 6.21 e 6.22.

Calculados os pesos distribuídos das várias peças que constituem a estrutura, foram determinadas as quantidades dessas mesmas peças e calculados os pesos próprios totais dos elementos estruturais (não incluem o peso próprio dos passeios, lancil nem pavimento betuminoso), como se pode verificar nas tabelas 6.23 e 6.24.

Tabela 6.21: Cálculo dos pesos distribuídos dos elementos lineares (*Frame*).

Perfil	Material	Área da Secção [m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m]
DIL25	Aço	1,18E-02	0,91
DIL28	Aço	1,41E-02	1,09
IPN20	Aço	3,37E-03	0,26
DIL47	Aço	2,32E-02	1,79
Perfil Composto	Aço Reforçado	1,87E-02	1,61
Pilar	Alvenaria	1,49E+01	282,72
Cantoneira Dupla	Aço	5,17E-03	0,40
Cantoneira Simples	Aço	2,59E-03	0,20

Tabela 6.22: Cálculo dos pesos distribuídos dos elementos planos (*Frame*).

Laje	Material	Altura da Secção [m]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
Laje de BA	Betão	0,2	5,00

Tabela 6.23: Cálculo dos pesos totais dos elementos lineares (*Frame*).

Perfil	Comprimento Total [m]	Peso/Perfil [kN]
DIL25	200,0	181,6
DIL28	805,2	873,9
IPN20	482,4	125,0
DIL47	106,2	189,6
Perfil Composto	231,2	371,8
Pilar	9,6	2714,1
Cantoneira Dupla	620,5	247,1
Cantoneira Simples	144,3	28,7
SOMA	2599,4	4731,9

Tabela 6.24: Cálculo dos pesos totais dos elementos planos (*Frame*).

Laje	Área Total [m <sup>2</sup> ]	Peso Total [kN]
Laje de BA	590,0	2950,0

Então o peso total dos elementos estruturais fica,

$$Peso\ Total\ Elem.\ Estructurais = 4731,9 + 2950,0 = 7681,9\text{kN} \quad (6.16)$$

Determinados estes valores restam apenas os pesos resultantes das cargas simuladas ficticiamente. Na tabela 6.25 encontra-se o cálculo destas cargas.

Logo o peso total da estrutura fica, incluindo as cargas fictícias, fica,

$$Peso\ Total = 7681,9 + 3756,2 = 11438,1\text{kN} \quad (6.17)$$

Tabela 6.25: Cálculo do peso total das cargas fictícias(passeios, lancis e betuminoso).

Origem da Carga	Carga	n° nós/Largura /Área de Influência	Carga Total[kN]
Pp goussets e passeios metálicos.	75,000 [kN/nó]	36,0 [nós]	2700,0
Pp Pavimento Betuminoso (e=0,06 m).	1,027 [kN/m <sup>2</sup> ]	590,0 [m <sup>2</sup> ]	606,2
Pp do Lancil (A=0,30x0,30 m <sup>2</sup> ).	2,250 [kN/m]	200,0 [m]	450,0
Pp - Peso próprio		SOMA	3756,2

Tabela 6.26: Verificação da qualidade do modelo às acções estáticas.

$\sum F_{Verticais}^{Manual}$	$\sum F_{Verticais}^{SAP2000}$	Erro Relativo
11438,1 [kN]	11462,6 [kN]	0,21 [%]

Comparando o valor do somatório de forças verticais obtidos no cálculo manual com os valores obtidos no modelo de SAP2000 (tabela 6.26) pode verificar-se que são praticamente coincidentes, e por isso pode dizer-se com grande certeza que está verificada a qualidade do modelo às acções estáticas.

Para a verificação da qualidade do modelo as acções dinâmicas é necessário fazer-se uma estimativa da frequência fundamental da estrutura, recorrendo a um modelo simplificado que tenha um comportamento aproximado ao da estrutura modelada 3D. Para tal, foram determinadas as massas que são mobilizadas pelo modo de deformação a que corresponde a frequência fundamental, que são a massa dos tramos metálicos  $m_1$  (massa de cada tramo) e a massa do pilar  $m_2$ , como se pode ver na figura (figura 6.30).

Assim sendo, a massa de cada tramo  $m_1$  (figura 6.30) fica,

$$Peso_{Tramo} = \frac{Peso_{Total} - Peso_{Pilar}}{2} = \frac{11438,1 - 2714,1}{2} = 4362\text{kN} \quad (6.18a)$$

$$Massa_{Tramo} = m_1 = \frac{4382}{9,81} = 444,6\text{ton} \quad (6.18b)$$

E a massa mobilizada  $m_2$  (figura 6.30) fica,

$$Peso_{Pilar} = 2714,1\text{kN} \quad (6.19a)$$

$$Massa_{Pilar} = m_2 = \frac{2714,1}{9,81} = 276,7\text{ton} \quad (6.19b)$$

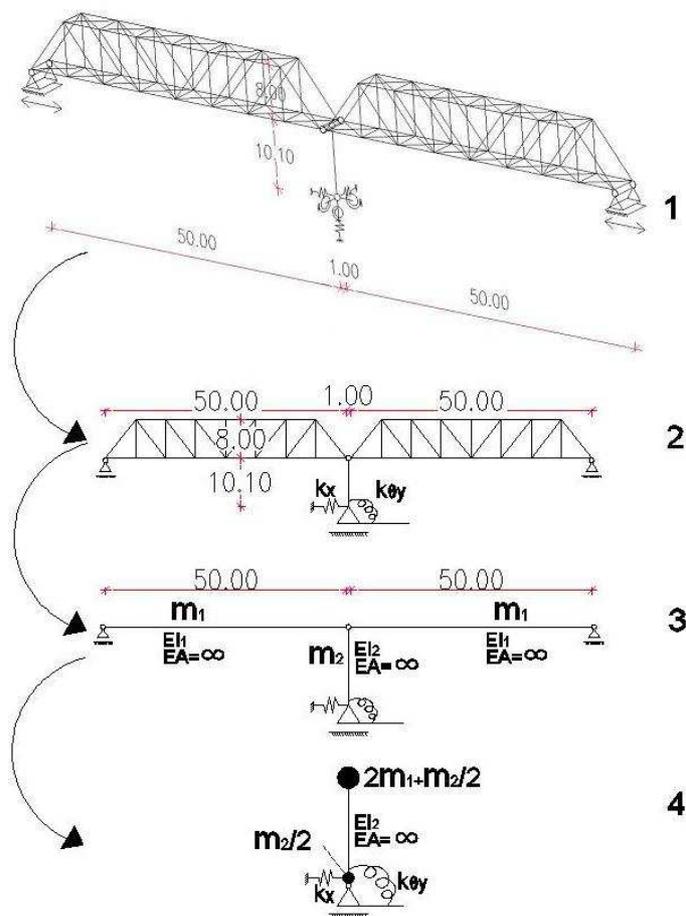


Figura 6.30: Simplificações do modelo para o cálculo manual da frequência fundamental da estrutura.

Tabela 6.27: Dados do modelo simplificado.

Dado	Valor	Unidades	Referências
$h$	10,1	[m]	
$m_1$	444,6	[ton]	equação 6.18b
$m_2$	276,7	[ton]	equação 6.19b
$k_x$	2,46E+05	[kN/m]	tabela 6.9
$k_{\theta y}$	1,49E+07	[kNm/rad]	tabela 6.9
$E$	13,74	[GPa]	tabela 6.3
$I$	5,572	[m <sup>4</sup> ]	tabela 6.15

Olhando com atenção a figura 6.30, pode-se verificar que através destas simplificações, é possível calcular manualmente as frequências do modelo 5. Isto foi conseguido transformando o modelo de 3D num modelo 2D equivalente (Simplificação 1-2),

eliminando todas as treliças, admitindo que toda a massa se encontra ao nível das do topo do pilar (Simplificação 2-3-4). Quanto a massa do pilar, admite-se que esta contribui em 50% no topo do pilar, e 50% na base do pilar. Após todas as simplificações descritas na figura 6.30, segue-se o cálculo da frequência fundamental do modelo simplificado.

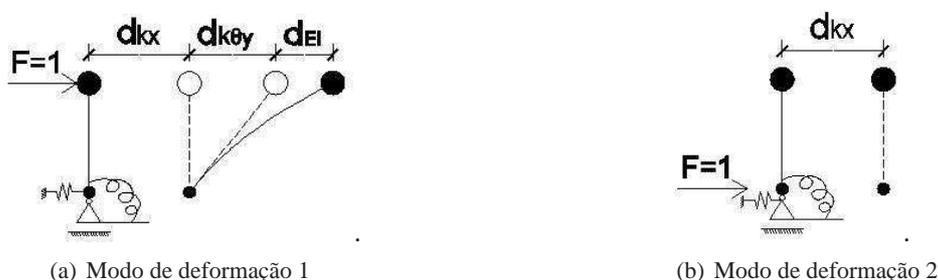


Figura 6.31: Modos de deformação para o cálculo da matriz de flexibilidade.

Para o modelo simplificado apresentado na figura 6.31, para os dados apresentados na tabela 6.27, o deslocamento devido à flexão do pilar fica,

$$d_{EI} = \frac{h^3}{3EI} = 4,35 \times 10^{-6} \text{ m} \quad (6.20a)$$

O deslocamento  $d_{k\theta y}$ , devido à mola helicoidal fica,

$$d_{k\theta y} = \cos(1 \times h/k\theta y) \times h = 6,85 \times 10^{-6} \text{ m} \quad (6.20b)$$

Assim, a matriz de flexibilidade  $F$  fica,

$$F = \begin{bmatrix} d_{kx} + d_{k\theta y} + d_{EI} & d_{kx} \\ d_{kx} & d_{kx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13,44 & 2,24 \\ 2,24 & 2,24 \end{bmatrix} \times 10^{-6} \text{ m/kN} \quad (6.20c)$$

De acordo com a simplificação feita na figura 6.30, a matriz da massa fica,

$$M = \begin{bmatrix} 2 \times m_1 + m_2/2 & 0 \\ 0 & m_2/2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1028 & 0 \\ 0 & 138 \end{bmatrix} \text{ ton} \quad (6.20d)$$

Então as frequências próprias do modelo simplificado ficam,

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \frac{1}{\sqrt{\text{Valorespropios}(FM)}} \Rightarrow f = \{1,35; 9,94\} \text{ Hz} \quad (6.20e)$$

Os vectores próprios são,

$$\Phi_1 = \{0,985 \quad 0,167\} \quad \Phi_2 = \{-0,023 \quad 0,999\} \quad (6.20f)$$

Esta diferença deve-se à distribuição arbitrada da massa do pilar, pois no cálculo manual foi assumido que 50% dessa massa é aplicada no topo do pilar, enquanto os restantes 50%

Tabela 6.28: Resumo verificação de qualidade as acções dinâmicas.

Frequência modelo manual	Frequência SAP2000	Erro relativo
1,35 [Hz]	1,27 [Hz]	5,9 [%]

são aplicados na base do pilar. Como se pode verificar na tabela 6.28, o erro é de 5,9 %, o que para este tipo de análise é aceitável, validando-se assim o modelo as acções dinâmicas.

#### 6.4.9 Vista global das deformadas do modelo.

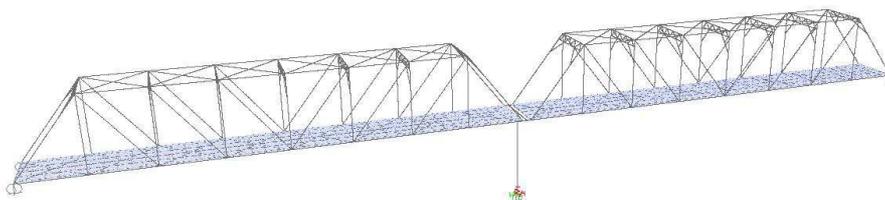


Figura 6.32: Vista do modelo indeformado.

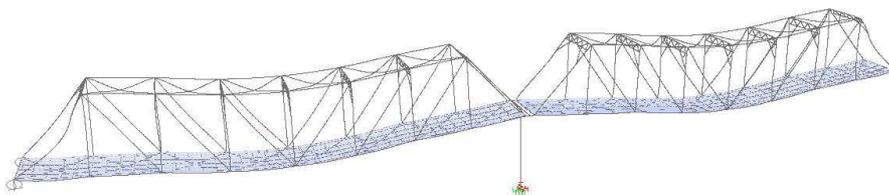
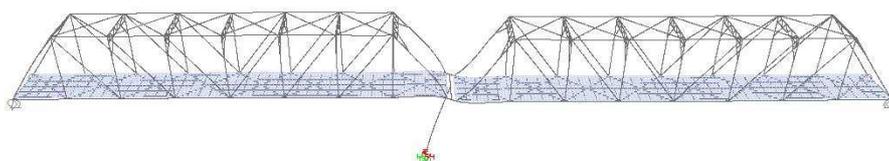
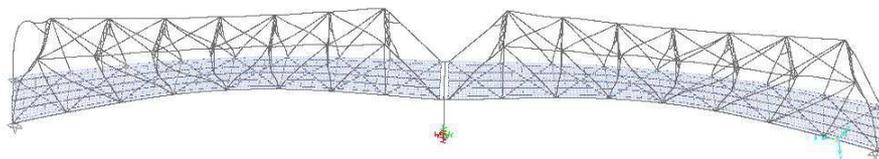


Figura 6.33: Vista do modelo carregado com o peso próprio.

Figura 6.34: Vista do 1º modo de deformação do modelo.  $f=1,29$  [Hz],  $FPM_x=95$  [%]Figura 6.35: Vista do 2º modo de deformação do modelo.  $f=2,03$  [Hz],  $FPM_y=79$  [%]

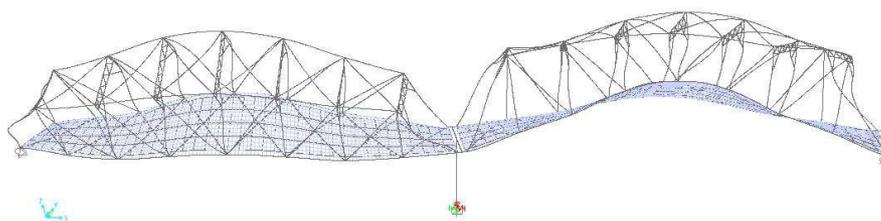


Figura 6.36: Vista do 3º modo de deformação do modelo.  $f=2,56$  [Hz],  $FPM_z=0,12$  [%]

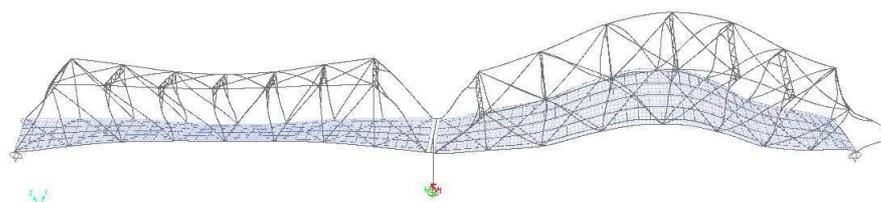


Figura 6.37: Vista do 4º modo de deformação do modelo.  $f=2,86$  [Hz],  $FPM_z=41,1$  [%]

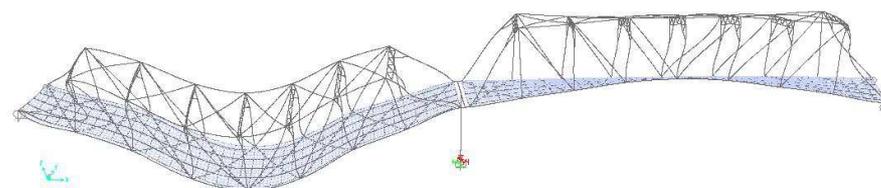


Figura 6.38: Vista do 5º modo de deformação do modelo.  $f=2,87$  [Hz],  $FPM_z=12,7$  [%]

## 6.5 Acção do Sismo segundo o EC8 (NP EN 1998-1 2010)

A ponte de Santa Margarida do Sado situa-se sobre o rio Sado, na E.N. 259 ao km 20+490, concelho de Grândola. Segundo o EC8 (NP EN 1998-1 2010)[16], as características sísmicas regulamentares para o concelho de Grândola são as demonstradas na tabela 6.29. Quanto ao solo este pode ser agrupado no grupo “D”, onde se inserem depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solo coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura, com um  $N_{SPT} < 15$ . O coeficiente de importância considerado foi  $\gamma_I = 1,00$ .

Tabela 6.29: Zonamento Sísmico da Ponte Santa Margarida do Sado segundo o EC8. Fonte [16], EC8-Anexo NA.I.

Designação	Sismo tipo I	Sismo tipo I	Sismo tipo II	Sismo tipo II
	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gR}$	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gR}$
Grândola	1.3	1,5 m/s <sup>2</sup>	2.3	1,7 m/s <sup>2</sup>

Estes dados permitiram a criação de 2 espectros de resposta regulamentares que são os ilustrados na figura 6.39.

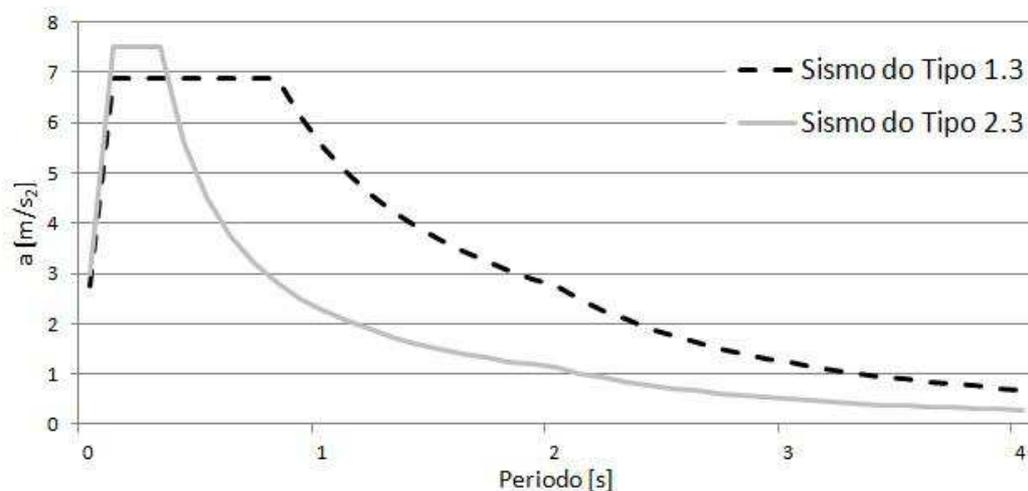


Figura 6.39: Espectros de resposta dos sismos regulamentados pelo EC8 [16], na zona de Grândola, para o terreno do tipo D, e coeficiente de amortecimento  $\zeta = 5\%$ .

O EC8, como já referido anteriormente no capítulo 4 permite a representação da acção sísmica de 3 modos, espectros de resposta, espectros de potência e série de acelerações. Para o caso de serem utilizados acelerogramas artificiais o EC8 coloca algumas imposições como:

#### 3.2.3.1.2 Acelerogramas artificiais.

- (1) Os acelerogramas artificiais devem ser estabelecidos de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástica definidos em 3.2.2.2 e 3.2.2.3 para 5% de amortecimento viscoso ( $\xi = 5\%$ ).
- (2) A duração dos acelerogramas deve ser compatível com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para o estabelecimento do valor de  $a_g$ .
- (3) Quando não estejam disponíveis dados específicos do local, a duração mínima  $T_S$  da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser igual a 10 s.
- (4) O conjunto de acelerogramas artificiais deverá respeitar as seguintes regras:
  - a) deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;
  - (...)

Com base nesta informação foram criados no total 6 sismos, 3 sismos para a acção sísmica do tipo 1.3 e 3 para a acção sísmica do tipo 2.3, e foram aplicados ao modelo na direcção longitudinal da ponte. Os gráficos respectivos às séries de acelerações sísmicas podem ser vistos nas figuras 6.40, 6.41, 6.40 (sismo do tipo 1.3) e 6.43, 6.44, 6.43 (sismo do tipo 2.3).



Figura 6.40: Sismo 1.3-D (S1) gerado artificialmente.



Figura 6.41: Sismo 1.3-D (S2) gerado artificialmente.



Figura 6.42: Sismo 1.3-D (S3) gerado artificialmente.



Figura 6.43: Sismo 2.3-D (S1) gerado artificialmente.

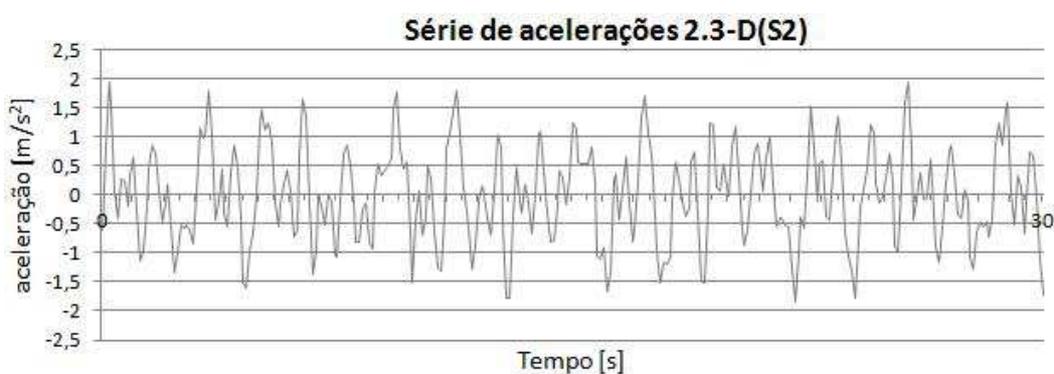


Figura 6.44: Sismo 2.3-D (S2) gerado artificialmente.



Figura 6.45: Sismo 2.3-D (S3) gerado artificialmente.

Após a determinação dos acelerogramas foi feita uma confirmação da sua qualidade. Para tal, foi calculado o espectro de resposta correspondente a cada um dos acelerogramas através do integral de Duhamel, e foram comparando com os espectros de resposta regulamentares. A figura 6.46 apresenta um gráfico com estes resultados.

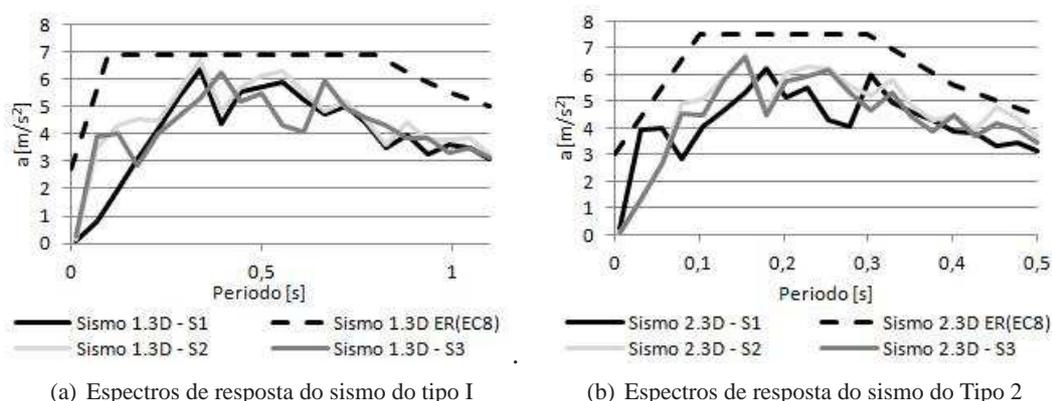


Figura 6.46: Verificação da qualidade dos acelerogramas. Comparação entre os espectros de reposta regulamentares e os espectros de resposta resultantes dos acelerogramas artificiais.

## 6.6 Resultados da análise do Modelo Tridimensional da Estrutura

Como o pilar da Ponte Santa Margarida do Sado é constituído por cantaria calcária com solo como material de enchimento, não se tem garantias acerca da sua ductilidade, e assim sendo, não seria sensato considerar a sua capacidade de deformação plástica, muito menos numa acção tão variável como é o caso do sismo. Por isso, e para se garantir que o pilar resiste, tem de se garantir que este não sofre danos por tracção, ou seja a excentricidade actuante tem de ser inferior ao limite do núcleo central. Com base nos valores calculados anteriormente, que estão representados na tabela 6.30, foi calculada a excentricidade máxima que garante uma carga dentro núcleo central, onde [9],

$$\sigma_{33} = \frac{N}{A} + \frac{M_l x_l}{I_t} \times -\frac{M_t \times x_t}{I_l} = N \left( \frac{1}{A} + \frac{e_l \times x_l}{I_t} - \frac{e_t \times x_t}{I_l} \right) \quad (6.21)$$

Onde,

$N$  - esforço normal,

$A$  - área da secção transversal,

$M_l$  - momento provocado por uma acção sísmica, que actua na direcção longitudinal,

$M_t$  - momento provocado por uma acção sísmica, que actua na direcção transversal,

$I_t$  - inércia na direcção transversal,

$I_l$  - inércia na direcção longitudinal,

$x_l$  - distancia do centro de gravidade à fibra mais afastada na direcção longitudinal,

$x_t$  - distancia do centro de gravidade à fibra mais afastada na direcção transversal,

$e_{NC}$  - excentricidade da carga  $N$  na direcção longitudinal.

Trocando pelos valores referidos na tabela 6.30, tem-se que,

$$\sigma_{33} = 0 = 7440 \left( \frac{1}{14,88} + \frac{e_{NC} \times 1,22}{5,572} - 0 \right) \Rightarrow e_{NC} = -0,31m \quad (6.22)$$

Ou seja, para fazer com que o pilar funcione sem danos por tracção, tem de se conseguir uma excentricidade máxima da carga  $N$  de 31 cm.

Tabela 6.30: Dados para o cálculo do núcleo central.

Dado	Dir. longitudinal	Dir. transversal
Esforço normal	$N = 7440 \text{ kN}$	
Área da secção transversal do pilar na base	$A = 14,88 \text{ m}^2$	
Inércia da secção	$I_l = 52,86 \text{ m}^4$	$I_t = 5,572 \text{ m}^4$
Distancias do centro da secção à LN limite	$x_l = 2,43/2 = 1,22 \text{ m}$	$x_t = 0$
LN - Linha neutra		

Após a simulação dos sismos apresentados na secção 6.5, depois de uma análise dinâmica linear com desacoplamento modal, no modelo da estrutura 3D apresentado na secção 6.4, obtiveram-se para cada sismo, os deslocamentos máximos no topo do pilar  $\delta_{maximo}^{absoluto}$ , assim como os esforços na base do pilar. Estes valores podem ser vistos na tabela 6.31.

Tabela 6.31: Resumo resposta estrutural do modelo tridimensional sem ligas em termos de deslocamentos no topo do pilar e esforços na base do pilar para os vários sismos simulados.

Simulação	Tipo	Tempo	$\delta_{maximo}^{absoluto}$	$N$ [kN]	$M_l$ [kNm]	$M_t$ [kNm]	$e_l$ [m]
1.3-D (S1)	1.3	29,6 s	0,095 m	7 439	60 635	1 120	8,15
1.3-D (S2)	1.3	17,2 s	0,094 m	7 438	60 346	1 127	8,11
1.3-D (S3)	1.3	17,9 s	0,087 m	7 435	55 679	1 070	7,48
2.3-D (S1)	2.3	23,8 s	0,096 m	7 440	61 838	1 149	8,31
2.3-D (S2)	2.3	11,3 s	0,093 m	7 429	59 673	1 089	8,02
2.3-D (S3)	2.3	13,4 s	0,087 m	7 440	55 984	1 104	7,52
Máximo	2.3	23,8 s	0,096 m	7 440	61 838	1 149	8,31

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica linear com desacoplamento modal.

Com base nestes resultados pode concluir-se que a excentricidade máxima da carga que chega ao pilar é de 8,31 m, num pilar com 2,43 m de largura na base, ou seja, a carga  $N$  equivalente é descentrada e sai fora do núcleo central e fora da própria secção transversal da base do pilar. Sendo o pilar composto por alvenaria, sabe-se que a sua resistência à tracção é muito baixa, o que deixa concluir que, caso seja sujeito uma acção sísmica do tipo 1.3 ou 2.3, o pilar não tem capacidade de lhe resistir e irá partir por tracção na base. De seguida serão apresentadas algumas estratégias para resolver este problema, no sentido de aumentar a segurança estrutural da Ponte Santa Margarida do Sado.

## 6.7 Estudo da Estratégia de Controlo Estrutural

Como foi discutido na secção anterior, para baixar o momento flector na base do pilar para um valor que garanta a segurança, é necessário baixar significativamente o deslocamento no topo do pilar. Para tal foram estudadas 2 estratégias de controlo. A primeira estratégia passa pela aplicação de fios de SMA pré esforçados a 2% nas ligações tabuleiro-encontro e tabuleiro-pilar, e a segunda estratégia passa pela aplicação de varões de aço comum, nessas mesmas ligações. Em ambas as estratégias de controlo, foram eliminados os aparelhos de apoio centrais e substituídos por apoios elastoméricos. Com a eliminação dos aparelhos de apoio, pretende-se que haja maior margem de deslocamentos dos tabuleiros, de modo a potenciar o efeito das ligas (Aço e SMA). De um modo geral o objectivo de ambas as estratégias passa por tentar aumentar o amortecimento, e transmitir os esforços directamente para os encontros, poupando assim o pilar central.

Para estudar as estratégias de controlo optou-se por simplificar o modelo de cálculo 3D, transformando-o num modelo equivalente mais simples, unidireccional com 3 GDL, que utiliza menos recursos computacionais. Esta simplificação foi feita para tornar a análise mais rápida, pois pretende-se simular o efeito da aplicação de ligas com memória de forma, e ligas metálicas com patamar de cedência. Ambas as ligas têm um comportamento não linear, tornando-se obrigatória a utilização de uma análise dinâmica não linear com integração directa. Esta análise não foi utilizada no modelo 3D porque seria um processo muito moroso, pois sabe-se que é uma metodologia bastante pesada computacionalmente, especialmente num modelo com muitos GDLs, como é o caso do modelo 3D.

Criado o modelo estrutural unidireccional, teve de se garantir que este daria resultados representativos dos resultados que se obteriam no modelo tridimensional. Para isso, foi calibrado o modelo equivalente com 3 GDL de modo a ter as mesmas características dinâmicas da estrutura tridimensional já criada na secção 6.4. Finalmente definiram-se as estratégias de controlo estrutural e fizeram-se as análises respectivas sobre o modelo unidireccional com 3 GDL calibrado.

### 6.7.1 Calibragem do Modelo Unidireccional Equivalente com 3 GDL

Como referido na secção 6.7, o modelo de cálculo tridimensional apresenta dificuldades na sua análise dinâmica com integração directa, em termos de recursos computacionais e de tempo. Para contornar tal problema optou-se por utilizar um modelo unidireccional equivalente com 3 GDL, representado na figura 6.47.

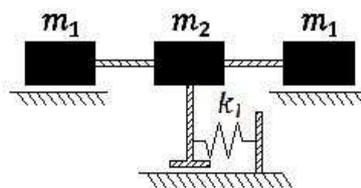


Figura 6.47: Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL.

Neste modelo simplificado com 3GDL, fizeram-se alguns cálculos de modo a aferir a sua qualidade e o passo de cálculo que melhor serve a integração numérica. Primeiro foi determinada a rigidez do conjunto pilar-solo, colocando uma força unitária no topo do pilar do modelo 3D, determinando-se o deslocamento consequente segundo a direcção longitudinal, donde resultou uma rigidez de 64 641 kN/m. Depois foi calculada iterativamente a percentagem da massa do pilar ( $m_2$ ) que é solicitada pelo sismo, fazendo-a variar até que as frequências próprias longitudinais do modelo simplificado e do modelo 3D coincidissem, concluindo que apenas 30% ( $m_2 = 0,3 \times m_{pilar} = 83\text{ton}$ ) da massa do pilar é solicitada. A massa dos tabuleiros é solicitada a 100%, por isso não levanta qualquer problema. As características do modelo simplificado com 3 GDL podem ser vistas na tabela 6.32.

Tabela 6.32: Características do modelo simplificado com 3 GDL.

Massas	Valor	Rigidez	Valor
$m_1$	444,6 ton	$k_l$	$644,146 \times 10^3$ kNm
$m_2$	83 ton	$k_{restantes}$ $k_{direccoes}$	$\infty$

$m_1$  - Massa total do tabuleiro  
 $m_2$  - Massa do pilar que é mobilizada na acção sísmica  
 $k_l$  - Rigidez longitudinal da estrutura

Por fim foi simulado o sismo 1.3-D (S1) através de uma análise dinâmica linear com desacoplamento modal nos dois modelos, e foram comparados os valores de deslocamento máximo no topo do pilar, frequência fundamental e factores de participação de massa. A verificação da qualidade do modelo simplificado com 3 GDL pode ser vista na tabela 6.33, onde se pode verificar a equivalência das características dinâmicas dos dois modelos, podendo admitir-se assim a validade do modelo simplificado com 3 GDL.

Tabela 6.33: Verificação da qualidade do modelo simplificado com 3 GDL.

Grandezas	Modelo 3D	Modelo com 3 GDL	erro rel.
Frequência fundamental	1,27 Hz	1,24 Hz	2,4 %
FPM segundo a direcção longitudinal	95,0%	100,0 %	5,0%
$\Delta$ máximo no topo pilar	0,091 m	0,095 m	4,2%

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica linear com desacoplamento modal.

FPM - Factor de participação da massa.

Para aferir o passo de cálculo, para a integração numérica, foi simulado o sismo 1.3-D(S1) no modelo simplificado com 3GDL para vários passos de cálculo, e foi analisada a convergência do deslocamento no topo do pilar. Este deslocamento foi calculado, para uma análise dinâmica não-linear com desacoplamento modal e para uma análise dinâmica não-linear com integração directa. Esta última análise foi feita através do método de integração numérica de Hilber-Hughes-Taylor (HHT), donde resultou a tabela 6.34.

No o método de Hilber-Hughes-Taylor, é necessário definir um parâmetro  $\alpha$ , que tem de estar compreendido entre  $-1/3$  e  $0$ , em que para  $\alpha = 0$  este método é equivalente à

regra dos trapézios. Por não se saberem à partida quais as implicações deste parâmetro, na convergência da solução, foram testados os dois valores extremos para o parâmetro  $\alpha$ , o primeiro foi  $\alpha = 0$  e o segundo foi  $\alpha = -1/3$ .

Para  $\alpha = 0$  verificou-se um erro constante, que mostrou ser independente do refinamento do passo de cálculo, no intervalo de valores estudado. Este erro obteve um mínimo de 27%, o que é demasiado grande e não admissível, por isso fez-se o mesmo teste, mas desta vez com  $\alpha = -1/3$ . Para um parâmetro  $\alpha = -1/3$ , à medida que se aumentaram o número de iterações, verificou-se uma convergência da solução até às 900 iterações (Passo de calculo = 0,033s  $\approx T/24$ ), e uma divergência para um numero de iterações superior. O erro mínimo obtido foi de 1%, para um passo de cálculo de 0,033s, que corresponde a 900 iterações para um sismo de 30 segundos. Com um erro de 1%, assume-se que este é o passo de cálculo ideal para uma análise não linear com integração directa, no modelo com 3GDL. Todos estes resultados podem ser vistos na tabela 6.34.

Para além disso, este modelo unidireccional com 3GDL eliminou o pilar central, o que torna impossível a determinação directa do momento flector na base do pilar, contudo pode ser determinado indirectamente. Sabendo que no modelo tridimensional o pilar funciona em regime elástico perfeito, o momento na base do pilar é directamente proporcional ao deslocamento no topo do pilar. Assim, sabendo a rigidez  $k_\theta$  expressa na equação 6.23 do modelo 3D, é possível calcular indirectamente o momento do pilar, no modelo unidireccional.

$$M_l = k_\theta \times \delta_{\text{topo pilar}}^{\text{maximo}} \quad (6.23)$$

A rigidez  $k_\theta$  calculada no modelo tridimensional, toma o valor de  $k_\theta = 644\,146$  kNm/m.

O valor de momento máximo admissível para que a carga excêntrica não ultrapasse o limite do núcleo central, é descrita na equação 6.24.

$$e_l = M_l/N \Rightarrow M_{l,\text{maximo}}^{\text{admissivel}} = e_{NC} \times N = 0,31 \times 7440 = 2306,4 \text{ kNm} \quad (6.24)$$

Logo, o deslocamento absoluto máximo admissível no topo do pilar, para o qual a carga excêntrica não excede o limite do núcleo central fica,

$$\Delta_{\text{abs. max. admissivel}}^{\text{topo pilar}} = 2306,4/644146 = 0,0036 \text{ m} = 3,6 \text{ mm} \quad (6.25)$$

O objectivo das estratégias de reforço abordadas nas secções seguintes é obter um valor de momento inferior a 2306,4 kNm e um deslocamento absoluto no topo do pilar de 3,6 mm.

### 6.7.2 Aplicação de apoios elastoméricos e SMA pré-esforçado.

A primeira estratégia de controlo estrutural, passa pela aplicação de ligas com memória de forma pré-esforçadas nas ligações tabuleiro - encontro e tabuleiro - pilar. Estas ligações visam explorar as características únicas dos SMAs descritas no capítulo 5, como o seu comportamento superelástico, e capacidade de amortecimento. Para além destas

Tabela 6.34: Determinação do passo de cálculo para a análise dinâmica não-linear com integração directa, para o modelo simplificado com 3GDL.

Simulação do sismo do tipo 1.3-D (S1) no modelo simplificado com 3GDL						
Passo de Cálculo [s]	nº Iterações	A.D.D.M. $\delta_{\text{topo pilar}}^{\text{maximo}}$	Método HHT com $\alpha = 0$		Método HHT com $\alpha = -1/3$	
			$\delta_{\text{topo pilar}}^{\text{maximo}}$	erro	$\delta_{\text{topo pilar}}^{\text{maximo}}$	erro
1,200	25	0,0949	0,1381	31%	0,0481	97%
0,600	50	0,0949	0,1634	42%	0,0511	86%
0,300	100	0,0949	0,1670	43%	0,0518	83%
0,240	125	0,0949	0,1293	27%	0,0603	57%
0,200	150	0,0949	0,1630	42%	0,0550	72%
0,171	175	0,0949	0,1383	31%	0,0770	23%
0,150	200	0,0949	0,1396	32%	0,0599	58%
0,120	250	0,0949	0,1377	31%	0,0661	44%
0,100	300	0,0949	0,1638	42%	0,0550	72%
0,060	500	0,0949	0,1405	32%	0,0835	14%
0,050	600	0,0949	0,1394	32%	0,0883	7%
0,043	700	0,0949	0,1405	32%	0,0915	4%
0,038	800	0,0949	0,1417	33%	0,0923	3%
0,033	900	0,0949	0,1430	34%	0,0957	1%
0,030	1000	0,0949	0,1447	34%	0,0896	6%
0,025	1200	0,0949	0,1494	36%	0,0902	5%
0,020	1500	0,0949	0,1528	38%	0,0959	1%
0,017	1800	0,0949	0,1544	39%	0,1057	10%
0,015	2000	0,0949	0,1572	40%	0,1038	9%
0,012	2500	0,0949	0,1620	41%	0,1080	12%
0,010	3000	0,0949	0,1667	43%	0,1102	14%
0,008	4000	0,0949	0,1669	43%	0,1152	18%
0,006	5000	0,0949	0,1474	36%	0,1179	20%

Os erros relativos são uma relação entre deslocamentos máximo da análise em questão e os da análise dinâmica não-linear com desacoplamento modal.

HHT - Método de Hilber-Hughes-Taylor.

A.D.D.M. - análise dinâmica com desacoplamento modal.

características, as ligas com memória de forma são também extremamente resistentes à corrosão, e à fadiga, o que as tornam num material com grande potencial para sistemas de controlo passivo. Como foi referido na secção 3.2.7, um dispositivo de controlo a base de SMA pode ter duas funções em simultâneo, dissipação de energia, e capacidade de reposicionamento. Neste caso de estudo, por limitações do programa de cálculo automático em modelar o comportamento de SMA não pré-esforçado, optou-se por um sistema de controlo que confere amortecimento através de SMAs pré-esforçados, e forças de restituição através dos apoios elastoméricos.

Face à acção sísmica, a carga vertical na base do pilar apresenta uma excentricidade de 8,78 m e um deslocamento máximo de 9,6 cm. Esta excentricidade é muito grande e põe em causa a segurança da estrutura por rotura do pilar. Para que seja possível fazer o controlo, com aproveitamento satisfatório da capacidade de amortecimento dos SMAs, propôs-se a alteração dos aparelhos de apoio do pilar central (fixos), para apoios elastoméricos (elásticos), de modo a libertar a reacção horizontal na direcção longitudinal. Pretende-se, que esta troca de aparelhos de apoio diminua o deslocamento absoluto no topo do pilar, assim como os esforços sua base, e aumente os deslocamentos relativos entre tabuleiros e pilar, permitindo deste modo um melhor funcionamento dos dispositivos de controlo.

Espera-se que esta solução de reforço conduza os esforços originados pela massa dos tabuleiros, directamente para os encontros, poupando o pilar, aumentando assim a segurança da estrutura. Este modelo pode ser visto na figura 6.48.

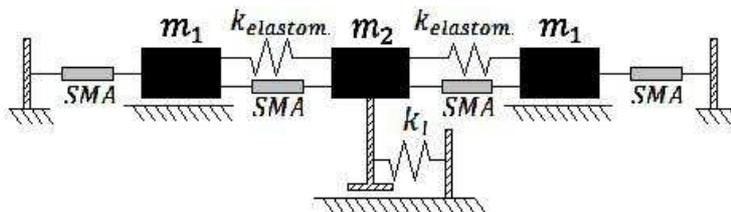


Figura 6.48: Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL com apoios elastoméricos, e com aplicação de SMAs para controlo.

A estrutura original tem uma frequência fundamental longitudinal de 1,27 Hz. Definiu-se uma rigidez para os apoios elastoméricos, tal que, a frequência fundamental da estrutura baixe para cerca de metade, ou seja, de 1,27 Hz para aproximadamente 0,65 Hz. Espera-se assim, que possa haver margem de deslocamentos para a um amortecimento satisfatório dos SMAs. Para executar esta diminuição de frequência, determinou-se iterativamente a rigidez do aparelho de apoio que produz uma frequência fundamental longitudinal de 0,65 Hz, tendo sido determinada uma rigidez de 10 500 kN/m para cada ligação tabuleiro-pilar.

Foram calculados também os deslocamentos máximos no topo do pilar e do tabuleiro, para o sismo regulamentar 1.3-D (S1), com o intuito de verificar se a alteração dos aparelhos de apoio proporciona realmente as condições necessárias para a aplicação satisfatória das ligas de SMA. Estes resultados são apresentados na tabela 6.35.

Tabela 6.35: Comparação das características e resposta estrutural ao sismo 1.3-D (S1), do modelo simplificado com 3 GDL com e sem elastómeros, sem ligas.

Grandeza	Modelo com 3 GDL sem elastómero	Modelo com 3 GDL com elastómero	Variação [%]
Frequência fundamental/FPM	1,24 Hz / 100%	0,64 Hz / 95,2%	-
$\Delta$ máximo no topo do pilar	0,0959 m	0,0704 m	-26,6%
$\Delta$ máximo no encontro	0,0959 m	0,2790 m	+190,9%

FPM - Factor de participação da massa.

Como se pode verificar, como era previsto, os deslocamentos absolutos do tabuleiro aumentaram 190,9%, e os deslocamentos no topo do pilar diminuíram cerca de 26,6%. Este decrescimo de deslocamento no pilar é proporcional ao decrescimo de momento na base do pilar, pelo que pode concluir-se à partida que a simples aplicação de isolamento de base, altera significativamente o momento na base do pilar. Este resultado indica que é fundamentalmente a massa dos tabuleiros que condiciona o os esforços na base do pilar. Assim, antevêm-se três soluções,

- 1º Não isolar os tabuleiros dos pilares com apoios elastoméricos, e impedirem-se todos os deslocamentos dos tabuleiros, de modo a impedir os deslocamentos do pilar. Esta solução passa pela colocação de batentes nos encontros, e foi a solução escolhida pelas EP para o reforço da estrutura real. Porém estes batentes devem ter uma folga pequena o suficiente para impedir os deslocamento longitudinais da ponte durante a acção do sismo, e tem de ter uma folga suficientemente grande para permitir a deformação livre dos tabuleiros por variação da temperatura. Esta solução é relativamente barata, mas o valor da folga pode não ser compatível com a acção do sismo e da temperatura.
- 2º Utilizar ligações elásticas, com ou sem amortecimento, entre os 3 elementos (2 tabuleiros e 1 pilar), de modo a que a resposta estrutural final seja reduzida, aumentando assim a segurança da estrutura. Esta solução pode ser bastante vantajosa, mas o seu custo depende muito da solução utilizada.
- 3º Alterar as características resistentes do pilar. Esta solução é bastante mais cara que as anteriores, mas exequível.

Como a segunda opção é a que se enquadra no tema da presente dissertação, será esta a solução adoptada e abordada nesta secção, com a aplicação de ligas com memória de forma e de apoios elastoméricos em simultâneo.

Neste estudo procedeu-se à determinação da resposta estrutural, da estrutura inicial (tabela 6.36), da estrutura isolada (tabela 6.37), e finalmente da estrutura reforçada, com vários níveis de reforço (figura 6.38).

Tabela 6.36: Resposta estrutural do modelo com 3 GDL para os seis sismos regulamentares simulados.

Parâmetros Analisados	Sismos Regulamentares Simulados						Valores máximos
	Sismo Tipo 1.3D			Sismo Tipo 2.3D			
	(S1)	(S2)	(S3)	(S1)	(S2)	(S3)	
$\Delta p$ [mm]	95,9	90,7	90,5	95,5	98,9	83,8	98,9
$\Delta e$ [mm]	95,7	90,7	90,5	95,5	98,9	83,8	98,9
$\Delta r$ [mm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$F_{AA}$ [kN]	2828	2681	2674	2824	2925	2477	2925
$M_{max}$ [kNm]	61761	58405	58276	61522	63725	53967	63725

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica linear com integração directa no tempo.

$\Delta p$  - Deslocamento absoluto no topo do pilar

$\Delta e$  - Deslocamento absoluto do tabuleiro junto do encontro

$\Delta r$  - Deslocamento relativo entre tabuleiro e topo do pilar

$F_{AA}$  - Força máxima desenvolvida em cada par de aparelhos de apoio (Apoios Fixos)

$M_{max}$  - Momento máximo desenvolvido na base do pilar

Tabela 6.37: Resposta estrutural do modelo com 3 GDL com apoios elastoméricos para os seis sismos regulamentares simulados.

Parâmetros Analisados	Sismos Regulamentares Simulados						Valores máximos
	Sismo Tipo 1.3D			Sismo Tipo 2.3D			
	(S1)	(S2)	(S3)	(S1)	(S2)	(S3)	
$\Delta p$ [mm]	70,4	71,8	86,2	71,7	89,4	99,8	99,8
$\Delta e$ [mm]	279,0	289,2	343,0	289,1	357,3	402,7	402,7
$\Delta r$ [mm]	209,3	217,4	256,9	217,4	267,9	302,9	302,9
$F_{AA}$ [kN]	2198	2283	2697	2283	2813	3181	3181
$M_{max}$ [kNm]	45348	46250	55493	46192	57554	64286	64286

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica linear com integração directa no tempo.

$\Delta p$  - Deslocamento absoluto no topo do pilar

$\Delta e$  - Deslocamento absoluto do tabuleiro junto do encontro

$\Delta r$  - Deslocamento relativo entre tabuleiro e topo do pilar

$F_{AA}$  - Força máxima desenvolvida em cada par de aparelhos de apoio (Elastómeros)

$M_{max}$  - Momento máximo desenvolvido na base do pilar

Os resultados da aplicação do sistema de reforço (apoios elastoméricos e SMAs), são descritos na tabela 6.38. Esta análise foi feita com base na caracterização do ciclo histerético de um único fio de SMA, descrito na secção 5 e ilustrado na figura 5.12, que foi escalado em função no número de fios aplicados ao modelo.

Tabela 6.38: Resposta estrutural do modelo com 3 GDL, com apoios elastoméricos e SMAs em simultâneo, para os seis sismos regulamentares simulados.

nº de fios SMA	Parâmetros Analisados	Sismos Regulamentares Simulados						Valores máximos
		Sismo Tipo 1.3D			Sismo Tipo 2.3D			
		(S1)	(S2)	(S3)	(S1)	(S2)	(S3)	
50	$\Delta p$ [mm]	65	58	61	65	64	82	82
50	$\Delta e$ [mm]	254	224	236	253	246	320	320
50	$\Delta r$ [mm]	189	166	175	188	183	238	238
50	$F_{max}$ [kN]	94	87	90	94	92	109	109
50	$M_{max}$ [kNm]	41947	37476	39351	42063	40942	52504	52504
50	$W$ [kJ]	81191	70596	106863	78828	111370	71725	111370
100	$\Delta p$ [mm]	57	47	46	54	50	62	62
100	$\Delta e$ [mm]	212	173	174	199	190	232	232
100	$\Delta r$ [mm]	155	127	128	145	140	171	171
100	$F_{max}$ [kN]	169	151	151	162	158	178	178
100	$M_{max}$ [kNm]	36839	29953	29882	34584	32246	39705	39705
100	$W$ [kJ]	130450	102008	127843	113909	132426	106772	132426
200	$\Delta p$ [mm]	48	41	35	41	34	38	48
200	$\Delta e$ [mm]	164	139	118	139	116	129	164
200	$\Delta r$ [mm]	155	127	128	145	140	171	171
200	$F_{max}$ [kN]	293	270	251	270	248	261	293
200	$M_{max}$ [kNm]	30880	26191	22539	26243	21605	24626	30880
200	$W$ [kJ]	130450	102008	127843	113909	132426	106772	132426
300	$\Delta p$ [mm]	36	34	32	34	32	33	36
300	$\Delta e$ [mm]	109	104	97	105	97	100	109
300	$\Delta r$ [mm]	73	70	65	72	65	67	73
300	$F_{max}$ [kN]	362	356	347	358	346	351	362
300	$M_{max}$ [kNm]	22912	21785	20613	21708	20381	21437	22912
300	$W$ [kJ]	151468	132167	147625	152138	164637	160115	164637
600	$\Delta p$ [mm]	28	25	21	24	20	24	28
600	$\Delta e$ [mm]	53	51	38	45	33	42	53
600	$\Delta r$ [mm]	28	27	17	23	15	19	28
600	$F_{max}$ [kN]	570	566	530	550	516	541	570
600	$M_{max}$ [kNm]	17888	16232	13546	15298	12838	15292	17888
600	$W$ [kJ]	102871	113502	105948	125201	119318	132539	132539
1200	$\Delta p$ [mm]	13	12	12	10	8	8	13
1200	$\Delta e$ [mm]	15	13	13	10	9	8	15
1200	$\Delta r$ [mm]	1	1	1	1	1	1	1
1200	$F_{max}$ [kN]	930	921	921	907	900	894	930
1200	$M_{max}$ [kNm]	8541	7646	7640	6145	5437	4899	8541
1200	$W$ [kJ]	12694	27270	15724	20027	9993	5405	27270
2400	$\Delta p$ [mm]	3	3	3	3	3	2	3
2400	$\Delta e$ [mm]	3	3	3	3	3	2	3
2400	$\Delta r$ [mm]	0	0	0	0	0	0	0
2400	$F_{max}$ [kN]	1322	1296	1477	1187	1315	1031	1477
2400	$M_{max}$ [kNm]	1987	1948	2220	1784	1978	1534	2220
2400	$W$ [kJ]	211	22	256	25	113	90	256

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica não linear com integração directa no tempo.

$\Delta p$ - Deslocamento absoluto no topo do pilar

$\Delta e$ - Deslocamento absoluto do tabuleiro junto do encontro

$\Delta r$ - Deslocamento relativo entre tabuleiro e topo do pilar

$F_{max}$ - Força máxima desenvolvida nos fios de SMA em cada ligação Pilar-Tabuleiro

$M_{max}$ - Momento máximo desenvolvido na base do pilar

$W$ - Energia total dissipada em cada ligação tabuleiro-encontro, durante a acção sísmica

Feitas as análises, foram traçados os gráficos respectivos. Começando pela análise do momento flector (figura 6.49), pode-se verificar que só com a aplicação de 2400 fios de SMA é que se obteve um valor de momento na base do pilar, capaz de garantir a segurança (figura 6.49), ainda assim por uma pequena margem.



Figura 6.49: Momento máximo desenvolvido na base do pilar. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.38.

Os gráficos respectivos aos deslocamentos do topo de pilar e do tabuleiro junto do encontro, em valor absoluto e em percentagem relativamente aos valores da estrutura inicial sem apoios elastoméricos nem ligas de SMA, são apresentados nas figuras 6.50 e figura 6.51, respectivamente. Também nestes gráficos é possível verificar o nível de reforço que se tem de atingir, para garantir a segurança da estrutura.

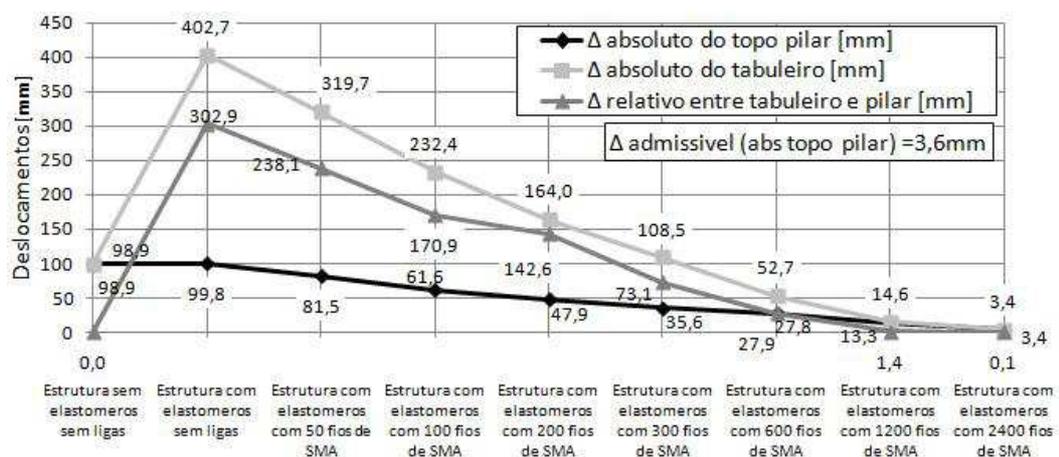


Figura 6.50: Resposta estrutural com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de SMA. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.38.

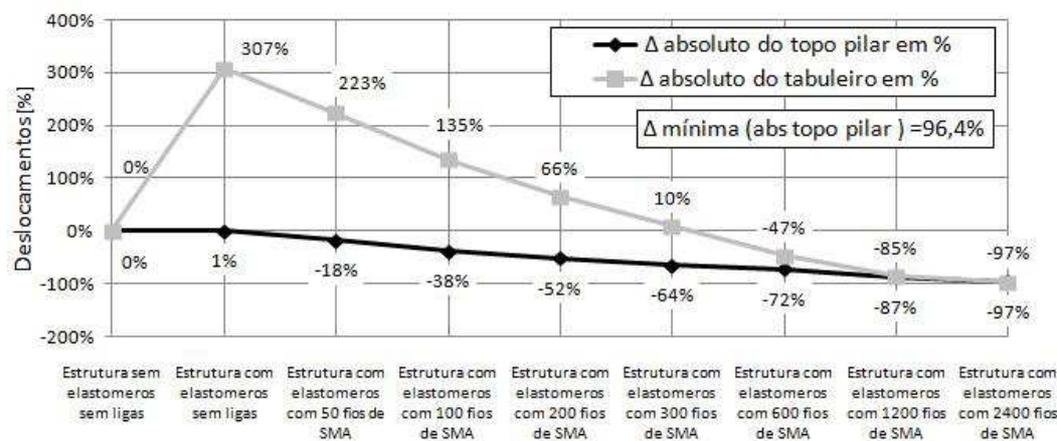


Figura 6.51: Resposta estrutural em percentagem com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de SMA. Gráficos extraídos a partir dos valores das tabelas 6.36, 6.37 e 6.38.

Logo de seguida é apresentado na figura 6.52 um gráfico que descreve a evolução da dissipação de energia máxima que ocorre em cada ligação tabuleiro - encontro, para os 6 sismos regulamentares, para os vários níveis de reforço. Esta análise é importante para a compreensão da eficácia de dissipação de energia dos SMA, assunto que será abordado mais à frente.

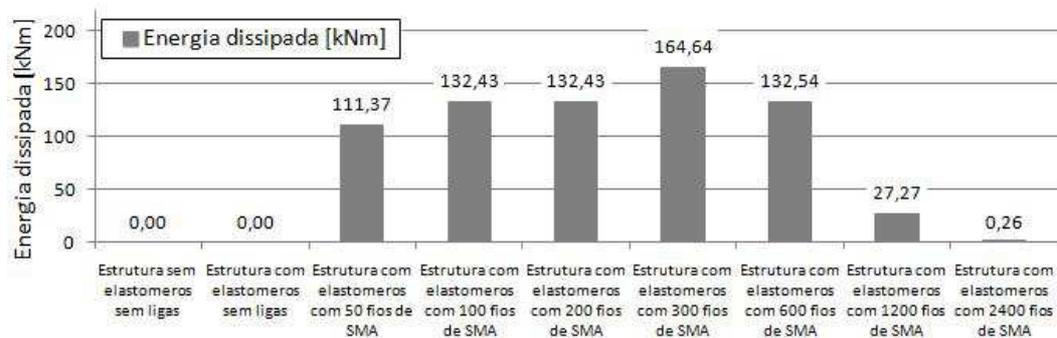


Figura 6.52: Dissipação total de energia em cada encontro, ao de um sismo de 30 s. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.38.

Na figura 6.50, verifica-se que a partir um número de fios maior ou igual a 1200, os deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o pilar são inferiores a 1 cm. Isto faz com que, a partir dos 1200 fios, deixe de fazer sentido a aplicação de SMA, com objectivo principal de dissipação de energia. Este decréscimo de dissipação de energia, é também visível na figura 6.52, e deve-se essencialmente à grande diminuição dos deslocamentos que têm de ser imposta para limitar o momento máximo na base do pilar.

Com deslocamentos relativos inferiores a 1 cm, pode concluir-se que os fios de SMA

conferem praticamente apenas rigidez à ligação. O momento resistente do pilar é muito baixo, e deve-se essencialmente à sua constituição, pois trata-se de um pilar de alvenaria, sem elementos com resistência à tracção. Caso a estrutura tivesse um pilar de betão armado ou alvenaria reforçada, isso resultaria num maior momento resistente, que permitiria maiores deslocamentos, e por isso melhor dissipação de energia por parte das ligações de SMA.

Para além dos deslocamentos e energia dissipada, foi também feito o levantamento da força máxima introduzida nos tabuleiros, nos 6 sismos regulamentares. Estas forças correspondem aos esforços transmitido, através das ligas com memória de forma, na ligação tabuleiro - encontro, e podem ser vistos na figura 6.53.

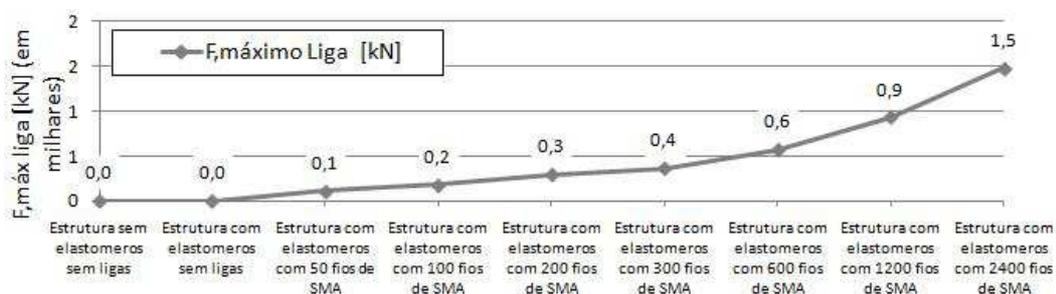


Figura 6.53: Força máxima desenvolvida nas ligas de memória de forma em cada ligação tabuleiro - encontro, durante a acção sísmica. Dados das tabelas 6.36, e 6.38.

Por fim foram traçados os gráficos dos deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em função da força máxima que as ligas transmitem ao tabuleiro. Estes gráficos foram traçados em valor absoluto (figura 6.54) e relativo (figura 6.55), em relação à estrutura inicial sem elastómetros e sem ligas.

É possível ver nas figuras 6.54 e 6.55 que o maior decréscimo de deslocamentos (declive da curva), dá-se para menores valores de força. Isto deve-se ao facto de nesta gama de valores de força (0 a 600kN), o valor de energia dissipada é significativo e dá-se a um ritmo crescente (figura 6.52). Para forças superiores a 600kN, o declive desta recta decresce consideravelmente, o que é um indicador de perda da capacidade de dissipação de energia.

Esta variação de declive marca o nível de reforço (600 fios), a partir do qual se perde rendimento do sistema de controlo. É de salientar também que para este nível de reforço (600 fios), dá-se já uma considerável diminuição de deslocamentos no topo do pilar, cerca de 72%(figura 6.51), que talvez fosse um valor aceitável, no caso de um pilar central em betão armado ou alvenaria reforçada. Contudo, este decréscimo não é suficiente para garantir a segurança da estrutura com um pilar central em alvenaria, tendo de ser limitados os deslocamentos no topo do pilar a 96,4%.

Contudo, apesar de no caso da Ponte de Santa Margarida do Sado, a solução de reforço com ligas com memória de forma não ter conseguido aproveitar satisfatoriamente a capacidade

de dissipação de energia, podem ainda existir outras características únicas destas ligas, que as tornem uma solução viável. Esta análise impõe a comparação deste sistema com outros equivalentes, e será feita e discutida nas secções seguintes.

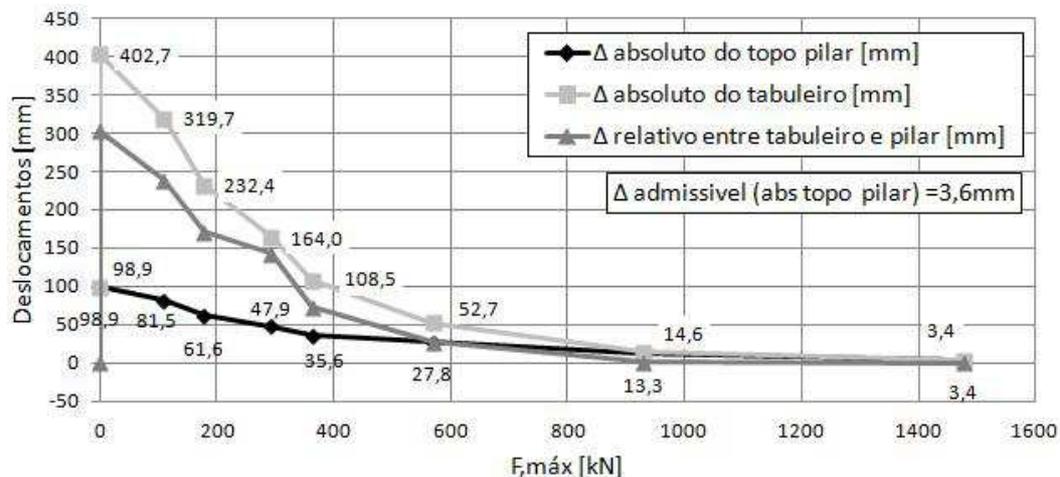


Figura 6.54: Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em valor absoluto, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. Dados das tabelas 6.36, e 6.38.

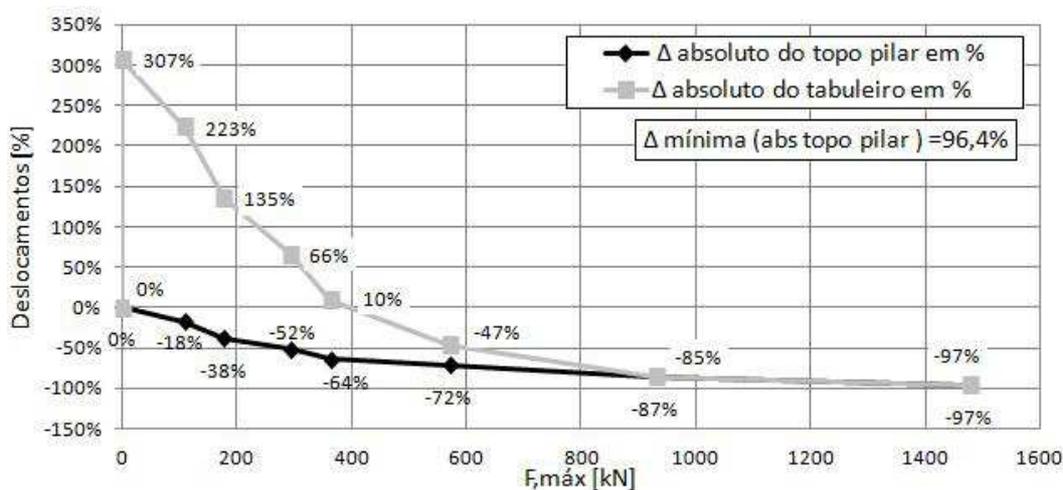


Figura 6.55: Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em percentagem, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. Dados das tabelas 6.36, e 6.38.

### 6.7.3 Aplicação de ligas de aço para controlo de deslocamentos

Como foi referido na secção 6.7.2, a aplicação de ligas com memória de forma não tirou o melhor partido da sua capacidade de dissipação de energia, conferindo praticamente apenas rigidez à ligação, não aumentando significativamente o amortecimento viscoso equivalente, como era esperado. Por isso, nesta secção foi estudado o comportamento do mesmo esquema de ligações, mas desta vez utilizando liga de aço comum, com aproveitamento do patamar de cedência, de modo a poder comparar a resposta estrutural das duas soluções de reforço (SMA e liga de aço). Este modelo pode ser visto na figura 6.56.

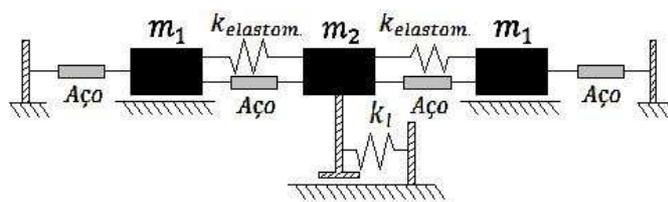


Figura 6.56: Modelo unidireccional equivalente com 3 GDL com apoios elastoméricos, e com aplicação de Ligas de Aço para controlo.

As ligas de aço tem a vantagem de ser mais baratas que os SMAs, contudo tem uma extensão última muito mais baixa (aproximadamente 8 vezes inferior). Isto faz com que, para o mesmo nível de deslocamentos, seja necessário um comprimento de liga de aço 8 vezes superior do que se teria com um SMA.

Ter de garantir um comprimento livre<sup>1</sup> mínimo, de modo a não ser excedida a extensão última do aço, pode encarecer muito a solução de reforço com ligas de aço. A instalação deste sistema pode facilmente implicar uma intervenção significativa, devido à dimensão dos rasgos abertos no pavimento, necessários para garantir o comprimento livre mínimo. Para além disso, sendo um material com um módulo de elasticidade elevado, as ligas de aço aplicadas como sistema de controlo passivo, podem provocar rotura localizada nas suas ligações devido aos elevados esforços produzidos durante a acção sísmica, aspecto que será alvo de confirmação mais à frente.

Nesta estratégia de controlo foram utilizados varões de 8 mm de diâmetro, com um módulo de elasticidade de  $E = 200$  GPa, e uma extensão última  $\varepsilon_u = 10\%$ . Foram testados vários comprimentos de varões ao longo de todo o processo, tendo-se chegado na última análise a 160 varões de 1 metro de comprimento, em cada ligação tabuleiro encontro. Os resultados da resposta estrutural podem ser vistos na tabela 6.39.

<sup>1</sup>Entende-se como comprimento livre do varão, o comprimento sobre o qual não actuam quaisquer forças exteriores (corte), ou seja, um comprimento de varão com um esforço normal constante.

Tabela 6.39: Resposta estrutural do modelo com 3 GDL, com apoios elastoméricos e ligas de aço em simultâneo, para os seis sismos regulamentares simulados.

nº de fios SMA	Parâmetros Analisados	Sismos Regulamentares Simulados						Valores máximos
		Sismo Tipo 1.3D			Sismo Tipo 2.3D			
		(S1)	(S2)	(S3)	(S1)	(S2)	(S3)	
4φ8	$\Delta p$ [mm]	73	76	85	77	88	104	104
4φ8	$\Delta e$ [mm]	288	300	338	303	35	416	416
4φ8	$\Delta r$ [mm]	215	224	257	226	262	312	312
4φ8	$F_{max}$ [kN]	101	101	101	101	101	101	101
4φ8	$M_{max}$ [kNm]	47242	49013	55042	49664	56775	67056	67056
4φ8	$W$ [kNm]	15	17	22	17	23	33	33
8φ8	$\Delta p$ [mm]	78	82	90	79	92	106	106
8φ8	$\Delta e$ [mm]	297	317	347	310	357	418	418
8φ8	$\Delta r$ [mm]	219	235	258	231	265	312	312
8φ8	$F_{max}$ [kN]	201	201	201	201	201	201	201
8φ8	$M_{max}$ [kNm]	50424	53039	58038	51184	59339	68086	68086
8φ8	$W$ [kNm]	33	35	43	37	38	57	57
20φ8	$\Delta p$ [mm]	84	86	95	87	96	112	112
20φ8	$\Delta e$ [mm]	105	315	346	314	352	418	418
20φ8	$\Delta r$ [mm]	223	231	252	227	257	306	306
20φ8	$F_{max}$ [kN]	503	503	503	503	503	503	503
20φ8	$M_{max}$ [kNm]	53967	55635	61413	56285	61890	72273	72273
20φ8	$W$ [kNm]	83	95	75	98	63	95	98
40φ8	$\Delta p$ [mm]	68	84	86	90	89	106	106
40φ8	$\Delta e$ [mm]	250	286	279	261	257	400	400
40φ8	$\Delta r$ [mm]	194	206	197	183	168	297	297
40φ8	$F_{max}$ [kN]	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005
40φ8	$M_{max}$ [kNm]	43596	54173	55377	57877	57368	68344	68344
40φ8	$W$ [kNm]	51	120	104	90	79	89	120
60φ8	$\Delta p$ [mm]	65	62	66	73	60	71	73
60φ8	$\Delta e$ [mm]	149	133	193	176	171	148	193
60φ8	$\Delta r$ [mm]	95	101	137	121	130	93	137
60φ8	$F_{max}$ [kN]	1508	1508	1508	1508	1508	1508	1508
60φ8	$M_{max}$ [kNm]	41715	40240	42784	46971	38423	45419	46971
60φ8	$W$ [kNm]	27	30	54	63	74	45	74
80φ8	$\Delta p$ [mm]	50	40	45	41	50	45	50
80φ8	$\Delta e$ [mm]	97	45	82	49	86	90	97
80φ8	$\Delta r$ [mm]	68	39	57	44	69	67	69
80φ8	$F_{max}$ [kN]	2011	2011	2011	2011	2011	2011	2011
80φ8	$M_{max}$ [kNm]	32265	25862	28826	26172	32304	28884	32304
80φ8	$W$ [kNm]	6	4	26	3	14	7	26
160φ8	$\Delta p$ [mm]	4	3	4	3	3	3	4
160φ8	$\Delta e$ [mm]	5	4	5	5	5	4	5
160φ8	$\Delta r$ [mm]	2	1	1	1	1	1	2
160φ8	$F_{max}$ [kN]	3070	2633	2449	2967	2449	2291	3070
160φ8	$M_{max}$ [kNm]	2287	2023	2274	2206	2222	1916	2287
160φ8	$W$ [kNm]	1	1	1	1	2	1	2

Nota - Estes valores são de uma análise dinâmica não linear com integração directa no tempo.

$\Delta p$ - Deslocamento absoluto no topo do pilar

$\Delta e$ - Deslocamento absoluto do tabuleiro junto do encontro

$\Delta r$ - Deslocamento relativo entre tabuleiro e topo do pilar

$F_{max}$ - Força máxima desenvolvida nos fios de SMA em cada ligação Pilar-Tabuleiro

$M_{max}$ - Momento máximo desenvolvido na base do pilar

$\Delta W$ - Energia total dissipada em cada ligação tabuleiro-encontro, durante a acção sísmica

Analogamente ao que foi feito na secção anterior, foram traçados os gráficos da resposta estrutural, correspondente aos dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.39. Em primeiro lugar é apresentado o gráfico do momento flector máximo na base do pilar, para os 6 sismos regulamentares, com os vários níveis de reforço. Como se pode verificar na figura 6.57, o nível de reforço necessário para a estrutura não colapsar é muito elevado, necessitando de cerca de 160 varões de 8mm de diâmetro.



Figura 6.57: Momento máximo desenvolvido na base do pilar. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.39.

Para além do momento flector na base, são também apresentados os gráficos dos deslocamentos no topo do pilar, no tabuleiro, e os deslocamentos relativos entre o topo do pilar e o tabuleiro. Estes valores são apresentados em valor absoluto do gráfico da figura 6.58, e em percentagem relativamente à estrutura inicial no gráfico da figura 6.59. Pode observar-se um comportamento aproximadamente constante e independente do nível de reforço (independente do número de varões utilizados), até ao uso de 40φ8. É partir deste valor que se começam a notar diminuição dos deslocamentos e momentos na base do pilar, como se pode ver nas figuras 6.58 e 6.57, respectivamente. Este comportamento constante deve-se à folga criada na liga metálica, devido ao acumular de deformações residuais na liga de aço, nos vários ciclos de carga impostos pela acção sísmica.

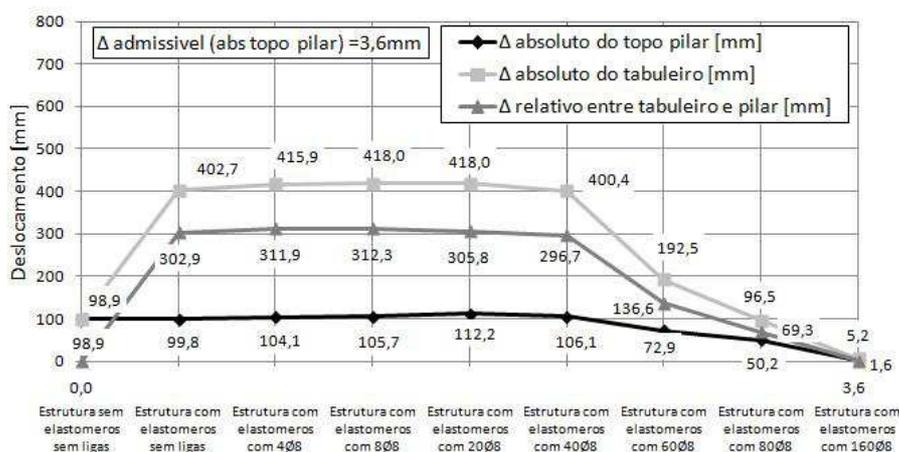


Figura 6.58: Resposta estrutural com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de aço. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.39.

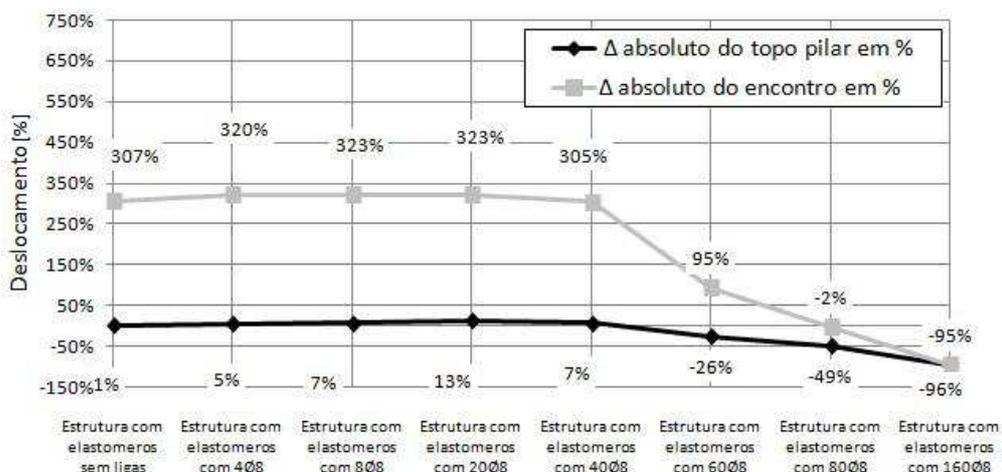


Figura 6.59: Resposta estrutural em percentagem com e sem elastómeros, e com ou sem ligas de aço. Gráficos extraídos a partir dos valores das tabelas 6.36, 6.37 e 6.39.

Na figura 6.60, é apresentada a dissipação de energia máxima ocorrida, nos 6 sismos regulamentares, para os vários níveis de reforço. Esta dissipação de energia deve-se ao patamar de cedência do aço, onde foi explorada a capacidade de deformação plástica do material. É possível observar um crescente de energia dissipada, até à utilização de 40 varões, e um decréscimo a partir deste valor. Mais uma vez, devido à fraca resistência do pilar, verifica-se que para este garantir a segurança, foi necessário aumentar significativamente a rigidez da ligação, de modo a diminuir o deslocamento absoluto do topo do pilar, não permitindo assim deslocamentos suficientemente grandes, para que se dê uma dissipação de energia significativa.



Figura 6.60: Dissipação total de energia em cada encontro, ao de um sismo de 30 s. Dados das tabelas 6.36, 6.37 e 6.39.

Foi também traçado o gráfico da força máxima desenvolvida na liga, para os 6 sismos

regulamentares. Em todas as análises feitas, esta força faz as ligas de aço atingirem a cedência, excepto na última análise onde foram utilizados 160 varões com diâmetro de 8 mm. Este gráfico pode ser visto na figura 6.61.

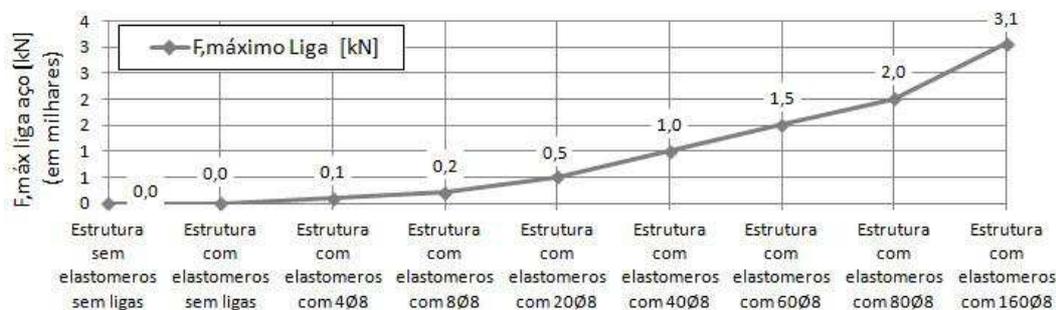


Figura 6.61: Força máxima desenvolvida nas ligas de aço em cada ligação tabuleiro - encontro, durante a acção sísmica. Dados das tabelas 6.36, e 6.39.

Por último, foram traçados os gráficos dos deslocamentos do topo do pilar e do tabuleiro, em função da força máxima atingida pelas ligas de aço, nos 6 sismos regulamentares. Estes valores são apresentados em valor absoluto na figura 6.62, e em percentagem em relação à estrutura inicial, na figura 6.63.

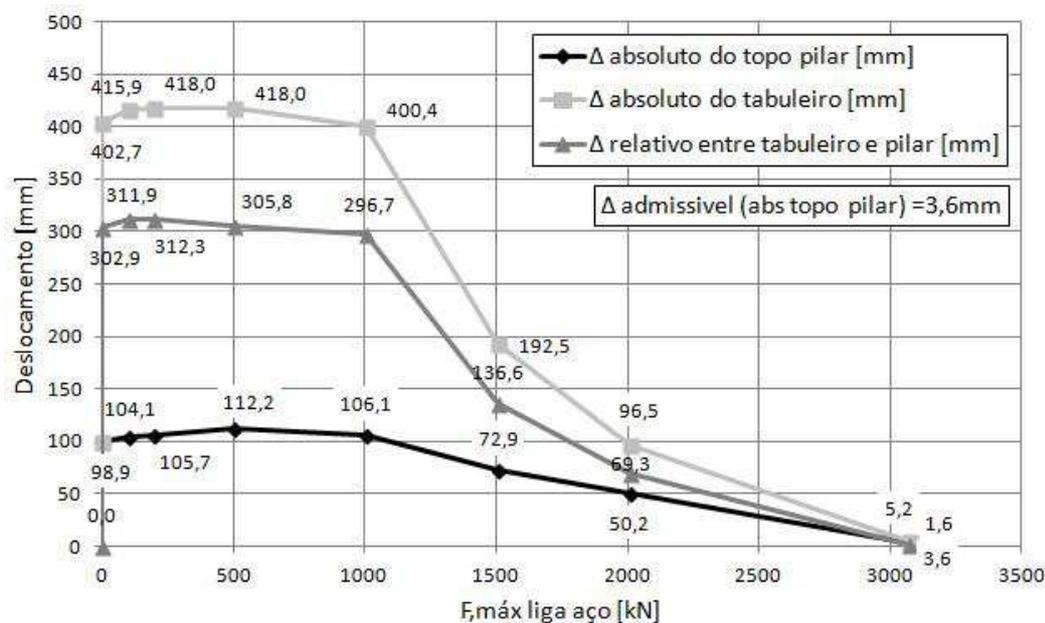


Figura 6.62: Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em valor absoluto, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. Dados das tabelas 6.36, e 6.39.

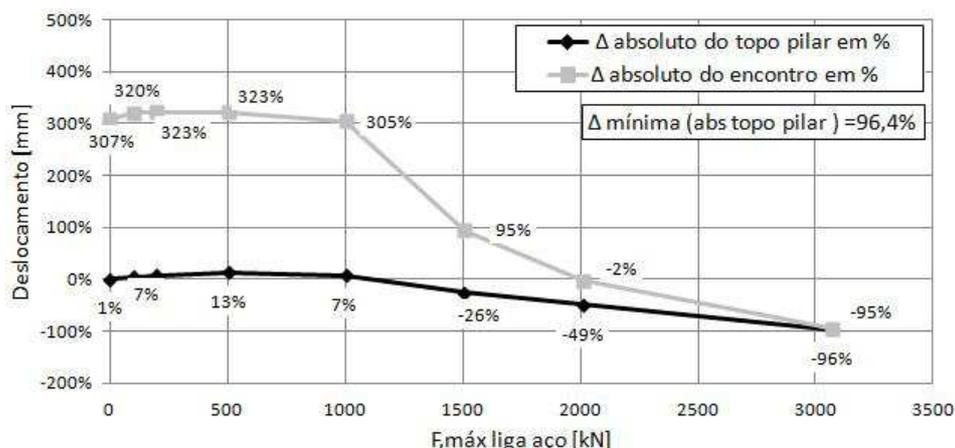


Figura 6.63: Deslocamentos máximos do topo do pilar e do tabuleiro, em percentagem, em função da força máxima transmitida ao tabuleiro pelas ligas. Dados das tabelas 6.36, e 6.39.

Mais uma vez, é possível observar nas figuras 6.62 e 6.63 um comportamento constante até à utilização de 40φ8, ao qual corresponde uma força máxima na liga de 1000kN. Só a partir deste valor se começa a diminuir significativamente o deslocamento no topo do pilar, assim como o momento flector na base do pilar. A razão de tal comportamento deve-se à folga ganha pelas ligas de aço, ao longo dos vários ciclos de carga.

### 6.7.4 Comparação dos resultados com ligas de aço e com SMA

Para se proceder a uma análise comparativa das duas soluções de reforço, foram traçados os gráficos dos vários parâmetros (deslocamentos, momento flector, energia dissipada), em função da força máxima introduzida nos tabuleiros pelas ligas de aço, nos 6 sismos regulamentares. O primeiro a ser apresentado, é o gráfico do momento flector na base do pilar, na figura 6.64.

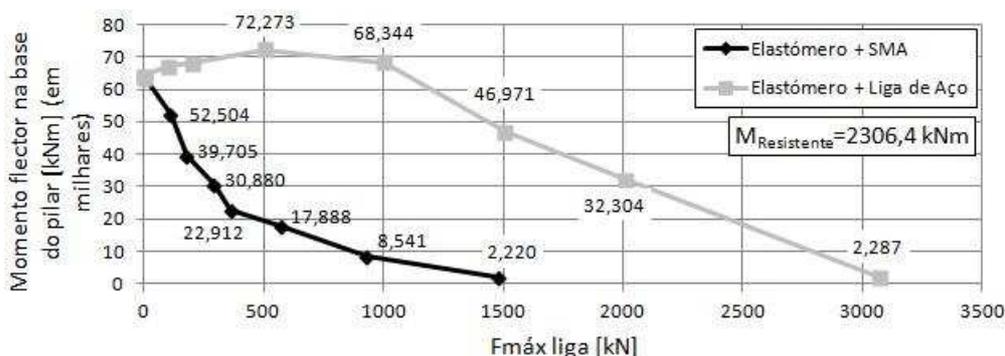


Figura 6.64: Momento na base do pilar central, em função da força máxima introduzida nos tabuleiros.

O gráfico correspondente à energia dissipada nas duas soluções de reforço, é apresentado na figura 6.65. Verifica-se que o pico de dissipação de energia dá-se nos 400kN no caso dos SMAs, e nos 1000kN no caso das ligas de aço.

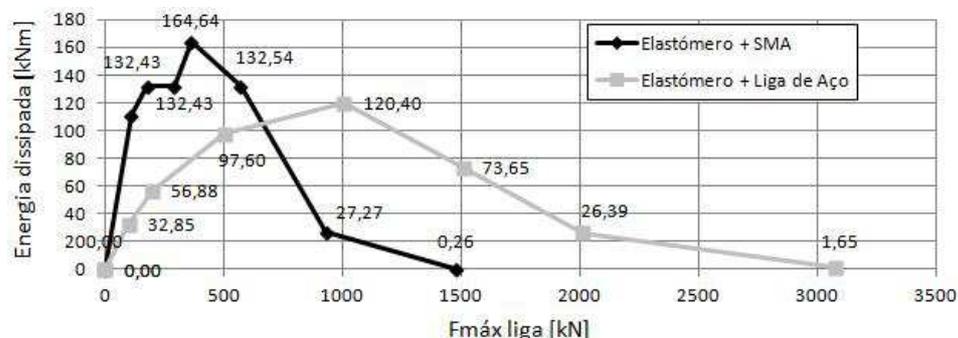


Figura 6.65: Energia máxima dissipada em cada ligação tabuleiro - encontro, nos 6 sismos regulamentares, em função da força máxima transmitida para o tabuleiro.

O gráfico do deslocamento absoluto no topo do pilar é apresentado no gráfico da figura 6.66, e o do deslocamentos absolutos do tabuleiro na figura 6.67. O deslocamento relativo entre o topo do pilar e o tabuleiro é apresentado no gráfico da figura 6.68.

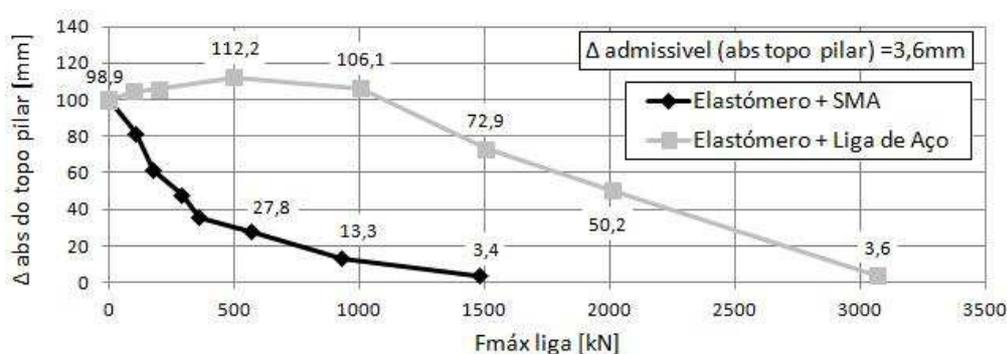


Figura 6.66: Deslocamento absoluto do topo do pilar para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro.

Pode observar-se, de um modo geral nestes 4 gráficos (figura 6.64, 6.66, 6.67 e 6.68), que no sistema à base de SMAs, começa-se com um grande declive descendente até aos 600kN, seguido de diminuição desse declive para valores superiores a 600kN (figura 6.65). Para as ligas de aço, verifica-se exactamente o contrário, um patamar praticamente constante até aos 1000kN, seguido de um declive descendente (figura 6.65).

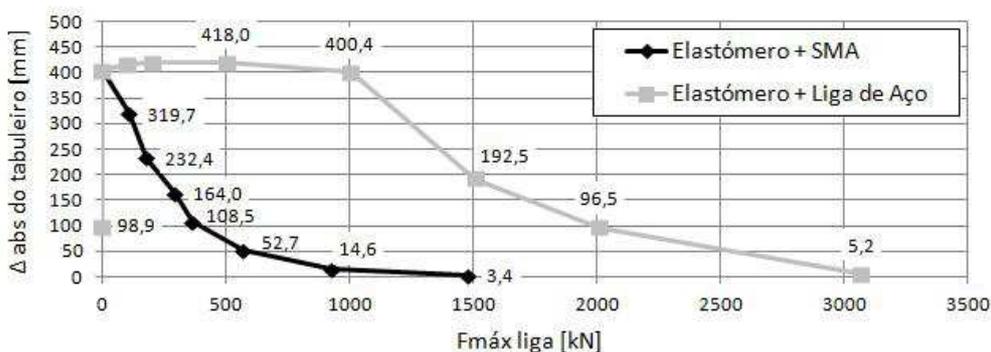


Figura 6.67: Deslocamento absoluto do tabuleiro para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro.

No caso dos SMAs, este andamento deve-se ao elevado valor de energia dissipada, para valores até aos 600kN. Após os 600kN os SMAs perdem rendimento (em termos de dissipação de energia) devido à pequena ordem de grandeza dos deslocamentos. Quanto as ligas de aço, o patamar horizontal descrito anteriormente deve-se ao aparecimento de folgas, que ao fim de alguns ciclos se tornam tão grandes que fazem com que as ligas deixem de ser solicitadas. Esta folga é consequência do acumular de deformações residuais, ao longo dos vários ciclos de carga que são impostos pela acção sísmica. Este efeito é atenuado à medida que se aumentam o número de varões, o que resulta numa diminuição do declive nestes 4 gráficos (figura 6.64, 6.66, 6.67 e 6.68).

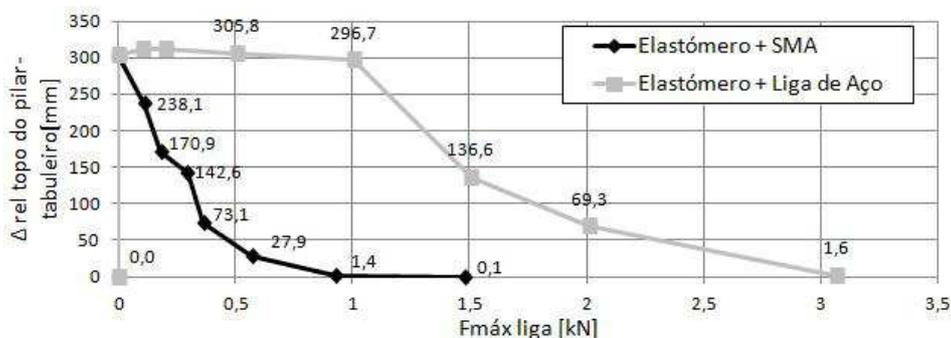


Figura 6.68: Deslocamento relativo entre o topo do pilar e o tabuleiro para as duas soluções de reforço (aço e SMA), em função da força máxima transmitida para o tabuleiro.

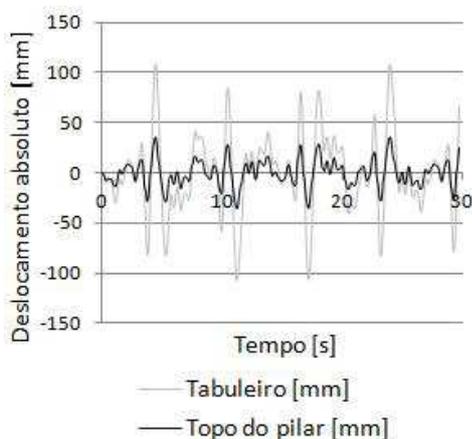
Como se pode ver nos gráficos das figuras 6.64, 6.66, 6.67 e 6.68, a solução de reforço com ligas com memória de forma permite atingir sensivelmente o mesmo nível de segurança das ligas de aço, introduzindo menos de metade da força no tabuleiro. Isto deve-se as características superelásticas dos SMAs, que ao contrário do aço, não desenvolvem deformações residuais, e por isso não ganha folgas. Pelo contrário, as ligas de aço, quando

atingem a cedência ganham deformações residuais, o que faz com que apareçam folgas que tendem a aumentar com o decorrer do sismo.

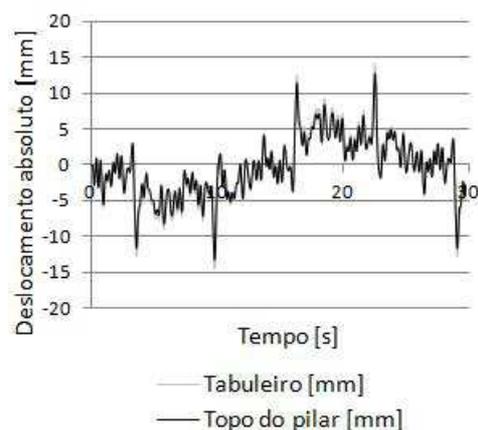
O facto de se obter sensivelmente metade dos esforços nas ligas com memória de forma, para o mesmo nível de segurança das ligas de aço, é um aspecto bastante relevante, na medida em se minora a intervenção de reforço nas amarrações destas ligações.

Apesar de neste caso não ter sido muito relevante, caso se tratasse de um pilar de alvenaria reforçada ou betão armado, a extensão limite do SMA seria uma vantagem em relação as ligas de aço, pois caso os deslocamentos admissíveis fossem maiores, isso resultaria em varões de aço com um comprimento significativo, que iram certamente majorar a intervenção de reforço, nomeadamente na abertura de rasgos longitudinais, para a colocação dos dispositivos de controlo.

Para perceber melhor o efeito das folgas, foram traçados quatro gráficos, dois para a solução de reforço com SMAs (figura 6.69), e outros dois para a solução com ligas de aço (figura 6.70). Como é possível verificar, com o aumento do tempo, existe também um aumento da folga na liga de aço (figura 6.70a), contudo, tal não se verifica na liga de SMA (figura 6.69a). Para níveis de reforço mais elevados, a folga da liga de aço deixa de existir, pois para 160 varões de 8 mm de diâmetro, a ligação já não entrou em regime plástico, como se pode ver na figura 6.70b.

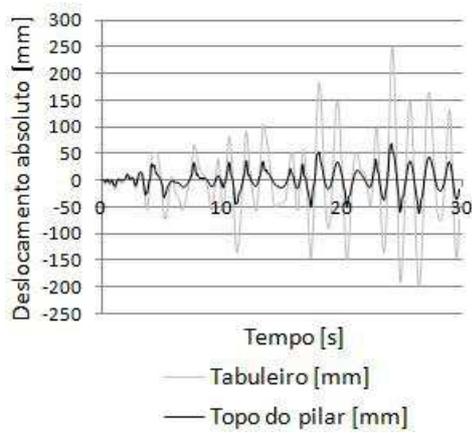


(a) Solução de reforço com 300 fios de SMA pré-esforçados.

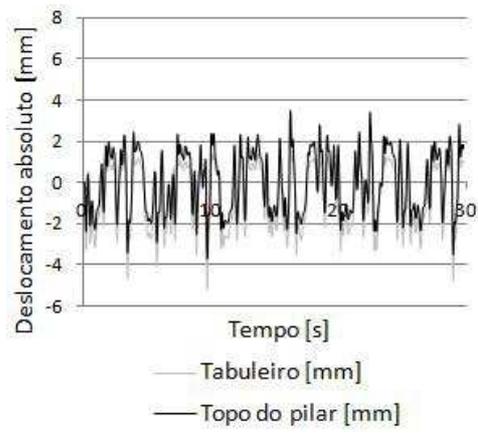


(b) Solução de reforço com 1200 fios de SMA pré-esforçados.

Figura 6.69: Deslocamentos absolutos do topo do pilar e do tabuleiro em função do tempo, para a solução de reforço com SMAs.



(a) Solução com 40 $\phi$ 8 varões de aço.



(b) Solução com 160 $\phi$ 8 varões de aço.

Figura 6.70: Deslocamentos absolutos do topo do pilar e do tabuleiro em função do tempo, para a solução de reforço com ligas de aço.

## Capítulo 7

# Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

Ambas as estratégias de controlo de vibrações (SMA e ligas de aço) garantiram a segurança da estrutura por uma margem muito pequena, que se deve ao valor muito baixo de deslocamento admissível (3,6mm) para o topo do pilar. Este baixo valor torna o pilar central muito susceptível às acções horizontais na direcção longitudinal. Pode dizer-se que para ter uma margem de segurança aceitável, o pilar deverá ser reforçado, com elementos resistentes à tracção, de modo a aumentar o valor do deslocamento admissível. Para além disso, prevê-se que este seja um problema recorrente na maioria das estruturas do género da Ponte de Santa Margarida do Sado.

Em relação aos sistemas de controlo de vibrações, pode concluir-se que as ligas com memória de forma obtiveram uma melhor performance que as ligas de aço, nomeadamente nas forças máximas introduzidas nos tabuleiros. As ligas com memória de forma introduzem cerca de metade da força máxima nos tabuleiros, do que as ligas de aço, para o mesmo nível de deslocamentos no topo do pilar. Isso faz com que existam menos problemas de rotura localizada, exigindo-se menos da resistência das ligações, diminuindo assim a intervenção de reforço nestas zonas.

Observou-se também que o comportamento superelástico das ligas com memória de forma permite que estas dissipem grandes quantidades de energia, em todos os níveis de reforço estudados, excepto quando se limitam demasiado os deslocamentos dos tabuleiros, e do pilar relativamente ao tabuleiro. Por outro lado, as ligas de aço mostraram que para níveis de reforço baixos, não tem influência significativa na resposta estrutural, pois acabam por criar folgas que fazem com deixem de exercer força na estrutura ao fim de alguns ciclos de carga. A diminuição da resposta estrutural só começa a acontecer para níveis de reforço elevado, correspondentes a uma força máxima introduzida nos tabuleiros de 1000kN, o que é bastante elevado.

A outra vantagem que mostra ser relevante é a elevada extensão última do SMA, que é cerca de 8 vezes superior à do aço comum para SMA não pré-esforçado, e cerca de 6 vezes

superior no caso de SMA pré-esforçado a 2%. No caso da Ponte de Santa Margarida do Sado, devido ao pequeno valor admissível de deslocamentos do topo do pilar, este aspecto não é tão relevante, pois para um deslocamento admissível de 3 mm seria necessário um comprimento livre mínimo de 0,3 m de liga de aço, e um comprimento mínimo livre de 0,05 m de SMA pré-esforçado a 2%. Contudo para diminuir a resposta estrutural da estrutura 70%, o deslocamento máximo admissível seria de 22,5mm, pelo que seria necessário um comprimento livre mínimo de 2,25 m de liga de aço, e um comprimento livre mínimo de 0,38 m de SMA pré-esforçado a 2%.

A boa performance dos SMAs foi obtida, apesar de não se ter conseguido aproveitar ao máximo a sua capacidade de dissipação de energia, devido ao baixo valor de deslocamento admissível no topo do pilar. Contudo prevê-se que caso a resistência da estrutura permitisse um maior nível de deslocamentos, como por exemplo um ponte com pilares de betão armado ou alvenaria reforçada, as características únicas dos SMAs fazer-se-iam sobressair ainda mais, aumentando as vantagens dos SMA em relação as ligas de aço comum.

Por tudo o que foi descrito até agora propõem-se para futuros trabalhos o estudo de:

- Aplicação de ligas de SMA com e sem pré-esforço em obras de arte de viadutos rodoviários, com pilares em betão armado, cuja aplicação de SMAs aparenta ter bastante potencial, e melhores resultados que teve na Ponte de Santa Margarida do Sado.
- A aplicação de sistema de controlo de vibrações à base de SMA, que utilize em paralelo, SMAs pré-esforçados, para dissipação de energia, e SMAs não pré-esforçados, para garantir forças de restituição e também algum amortecimento. Assim pode ser otimizada a dissipação de energia e a rigidez da ligação, através do número de fios pré-esforçados colocados no dispositivo. Para além disso a extensão última deste conjunto continuará nos 6% o que pode ser uma grande vantagem deste tipo de dispositivos.
- Aplicação de amortecedores semi-activos de viscosidade variável ou amortecedor de rigidez variável em pontes com as características idênticas às da Ponte de Santa Margarida do Sado. Com este tipo de sistemas talvez seja possível “rigidificar” o suficiente as ligações nos encontros, de modo a permitir a distribuição de parte da carga directamente para os encontros.

# Bibliografia

- [1] ALEHASHEM, S. e H. KEYHANI, A. POURMOHAMMAD: "*Behavior and performance of structures equipped with ADAS & TADAS dampers*". In *14th World Conference of Earthquake Engineering*, Beijing, China, Outubro 2008.
- [2] ANDRAWES, B. e R. DESROCHES: "*Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices*". *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol. 12(6):1–10, Nov/Dez 2007.
- [3] APPLETON, J., A. COSTA, R. OLIVEIRA e A. APPLETON: "*Projecto de reabilitação e reforço estrutural da ponte Santa Margarida do Sado*". Março 2007.
- [4] AURICCHIO, F., D. FUGAZZA e R. DESROCHES: "*A 1D constitutive model for superelastic shape memory alloys: Formulation and comparison with experimental data*". *Smart Materials and Structures*, Vol. 16(1):39–50, Fevereiro 2007.
- [5] AURICCHIO, F., D. FUGAZZA e R. DESROCHES: "*Rate dependent thermomechanical modeling of shape memory alloys for seismic applications*". *Intelligent Materials and Structures*, Vol. 19(1):47–61, Janeiro 2008.
- [6] AURICCHIO, F., R. L. TAYLOR e J. LUBLINER: "*Shape-memory alloys: macromodelling and numerical simulations of the superelastic behaviour*". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 146(3-4):281–312, Julho 1997.
- [7] AZEVEDO, J. e L. GUERREIRO: "*Current Status of Seismic Isolation and Energy Dissipation R&D and Applications for Buildings, Bridges and Viaducts, in Portugal*". In *10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, Istambul, Turquia, Maio 2007.
- [8] BATTISTA, R. C. e M. S. PFEIL: "*Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio Niterói*". *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, Vol. 2(1):73–95, Janeiro/Abril 2005.
- [9] BEER, F. P., E. R. JOHNSTON Jr e J. T. DeWolf: *Mechanics of Materials - Fourth Edition*. McGraw-Hill, 2006.
- [10] BERNARDO, P. e C. DINIS DA GAMA: "*Sugestões para melhoria da norma Portuguesa de controle de vibrações em construções*". 2006.

- [11] BEZZEGHOUD, M., J. BORGES e B. CALDEIRA: "*Riscos Sísmicos em Portugal*". 2004.
- [12] CASAL, H.: "*Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade com via não balastrada*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, IST-UTL, Lisboa, Setembro 2010.
- [13] CEN: "*prEN1998-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*". CEN, Bruxelas, Julho 2003.
- [14] CEN, European Committee for Standardization: "*NPEN1991-1-1 Eurocódigo 1: Acções em estruturas. - Parte 1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*". IPQ, Dezembro 2009.
- [15] CEN, European Committee for Standardization: "*NPEN1991-1-4 Eurocódigo 1: Acções em estruturas. - Parte 4: Acções gerais, Acção do Vento*". IPQ, Março 2010.
- [16] CEN, European Committee for Standardization: "*NPEN1998-1 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*". IPQ, Março 2010.
- [17] CHAGAS, A.: "*Análise dinâmica de pontes pedonais. Caso de estudo Calatrava-Travessia Gare do Oriente, C.C. Vasco da Gama*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, IST-UTL, Lisboa, Outubro 2007.
- [18] CISMASIU, C. e F. A. SANTOS: "*Numerical simulation of superelastic shape memory alloys subjected to dynamic loads*". *Smart Materials and Structures*, Vol. 17(2):12, Abril 2008.
- [19] CISMASIU, C. e F. A. SANTOS: "*Bridge hinge-restrainers built up of NiTi superelastic shape-memory alloys*". In *5th ECCOMAS Thematic Conference on Smart Structures and Materials SMART'11*, Saarbrücken, Julho 2011.
- [20] COMPUTERS & STRUCTURES Inc., Berkeley, California, USA: *CSI ANALYSIS REFERENCE MANUAL*, Abril 2009.
- [21] COSTA, V.: "*Desempenho e reabilitação de pontes rodoviárias: Aplicação a casos de estudo*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, UM, Guimarães, Novembro 2009.
- [22] CZARNOBAY, A., M. OLIVEIRA, M. M. ROCHA e A. M. LOREDO-SOUSA: "*Controle de vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos com estrutura metálica*". In *Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, ConstruMetal*, São Paulo, Brasil, Setembro 2008.
- [23] DELEMONT, M. e R. DESROCHES: "*Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys*". *Engineering Structures*, Vol. 24(3):325–332, Janeiro 2002.

- [24] DESROCHES, R.: "*Application of shape memory alloys in seismic rehabilitation of bridges*". Relatório Técnico, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA, Agosto 2005.
- [25] DESROCHES, R. e D. FUGAZZA: "*Seismic vibration control using superelastic shape memory alloys*". Journal of Engineering Materials and Technology, Vol. 128(3):294–301, Julho 2006.
- [26] DIMITROVOVÁ, Z., J. VARANDAS e M. A. G. SILVA: "*Ground Vibrations Induced by High-Speed Trains in Regions with Sudden Foundation Stiffness Change*". In *11th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, St. Julians, Malta, Setembro 2007.
- [27] DINIS DA GAMA, C. e V. NAVARRO TORRES: "*Experiências de índole geotécnica numa mesa vibratória*". In *CEGEO - Centro de Geotecnia IST-UTL*, 2006.
- [28] DOLCE, M., D. CARDONE e R. MARNETTO: "*Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29(7):945–968, Julho 2000.
- [29] DOLINSEK, J.: "*Shape memory alloys*". Relatório Técnico, Universidade de Ljubljana, Faculdade de Matemática e Física, Ljubljana, Eslovénia, Janeiro 2007.
- [30] EANES, C. e R. PEREIRA: *Sismo vai matar dezenas de milhar em Portugal*. Reportagem TVI24, 20 Março 2011. [www.tvi24.iol.pt/sociedade/sismo-tsunami-portugal-mortos-tvi24-ultimas-noticias/1240878-4071.html](http://www.tvi24.iol.pt/sociedade/sismo-tsunami-portugal-mortos-tvi24-ultimas-noticias/1240878-4071.html).
- [31] FERREIRA, J. P.: "*Hospital da Luz - Um edifício com isolamento sísmico de base*". Revista Engenharia e Vida, (25), Junho 2006.
- [32] FIGUEIREDO, F.: "*Isolamento sísmico de base - Dimensionamento de sistemas de isolamento de base em edifícios*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, IST-UTL, Lisboa, Outubro 2007.
- [33] GRAESSER, E. J. e F. A. COZZARELLI: "*A proposed three-dimensional constitutive model for shape memory alloys*". Intelligent Material Systems and Structures, Vol. 5:78–89, Setembro 1994.
- [34] GUERREIRO, L.: "*A borracha na concepção anti-sísmica*". FEUP, Porto, Dezembro 2003.
- [35] GUERREIRO, L.: "*Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas)*". Textos de apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, IST-UTL, Lisboa., Abril 2003.
- [36] GUERREIRO, L.: "*Isolamento de Base*". Textos de apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, IST-UTL, Lisboa, Abril 2006.

- [37] GUERREIRO, L.: "*Sistemas de protecção sísmica de estruturas*". Textos de apoio ao Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, IST-UTL, Lisboa, Maio 2007.
- [38] GUERREIRO, L.: "*Acção sísmica*". Textos sobre engenharia sísmica de pontes, de apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, IST-UTL, Lisboa, Fevereiro 2011.
- [39] LNEC: "*Sistemas inteligentes para protecção sísmica de estruturas*". 2005.
- [40] LOUREIRO, L.: "*Isolamento de Base em pontes - Análise do efeito da rigidez pós-cedência dos sistemas de isolamento*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, IST-UTL, Lisboa, Outubro 2008.
- [41] MATHEU, E.: "*Active and semi-active control of civil structures under seismic excitation*". Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Eng. Mecânica, Faculdade do Instituto Politécnico da Virgínia, Virgínia, Maio 1997.
- [42] MOUTINHO, C.: "*Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, FEUP, Porto, Novembro 1998.
- [43] MOUTINHO, C.: "*Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*". Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, FEUP, Porto, Agosto 2007.
- [44] NEVES, L. e C. MARCHÃO: "*Acção do vento segundo o ECI*". Textos de apoio à cadeira de segurança dimensional e estrutural do Mestrado de Engenharia de Civil, FCT-UNL, Almada, Abril 2009.
- [45] NIGDELI, S. e M. BODUROGLU: "*Active tendons for seismic control of buildings*". World Academy of Science, Engineering and Technology, (67):942–949, Julho 2010.
- [46] NISHITANI, A.: "*Structural control. Overview and fundamentals*". Universidade de Waseda, Tóquio, Japão.
- [47] NOVO, T.: "*Melhoramento da resposta sísmica de edifícios com recurso a TLDs*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, UA, Aveiro, 2008.
- [48] OLIVEIRA, C.: "*Sistemas semi-activos de protecção sísmica de pontes*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. de Estruturas, IST-UTL, Lisboa, Novembro 2003.
- [49] PEREIRA, J.: "*Métodos probabilísticos em Engenharia Sísmica, Memória nº 442*". LNEC, Lisboa, 1974.
- [50] PEREIRA, L.: "*Ligas com memoria de forma - Características e aplicações em engenharia civil*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, FCT-UNL, Almada, Março 2011.

- [51] REINHORN, A.: *"Control of Structural Vibrations, Lecture 5, Devices and Models"*. Textos de apoio ao curso de Eng. de Estruturas, Universidade de Buffalo, Nova York, USA.
- [52] RODRIGUES, L.: *"Estudo de estratégias de controlo activo de vibrações para um edifício de dois andares"*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, FCT-UNL, Almada, Junho 2011.
- [53] ROUXINOL, G.: *"Análise de pontes de alvenaria em arco. Aplicação à ponte do Soeiro"*. Dissertação para obtenção do grau de Licenciatura em Eng. Civil, UM, Guimarães, 2004.
- [54] ROUXINOL, G.: *"Modelação e avaliação estrutural de pontes em arco de alvenaria"*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, FCT-UC, Coimbra, Junho 2007.
- [55] RSA: *"Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes"*. Decreto Lei nº235/83, de 31 de Maio. Porto Editora, Abril 2010.
- [56] SANTOS, F. A.: *"Vibration control with shape memory alloys: in civil engineering structures"*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, Faculdade do Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Almada, Maio 2011.
- [57] SANTOS, F. A. e C. CISMASIU: *"Comparison between two SMA constitutive models for seismic applications"*. Journal of Vibration and Control, Vol. 16(6):897–914, Abril 2010.
- [58] SEMIÃO, L.: *"Utilização de ligas com memória de forma no controlo de vibrações em estruturas inteligentes de engenharia civil"*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, FCT-UNL, Almada, Janeiro 2010.
- [59] SHOOSHTARI, M. e M. SAATCIOGLU: *"Active structural control of concrete structures for earthquake effects"*. In *13th World Conference of Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Agosto 2004.
- [60] SIMÕES, J.: *"Avaliação do comportamento sísmico de um viaduto"*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. Civil, IST-UTL, Lisboa, Novembro 2010.
- [61] SÓLNES, J.: *"Stochastic processes and random vibrations theory and practice"*. John Wiley & Sons, Chischester, Junho 1997.
- [62] SMITH, B. e R. DESROCHES: *"Shape memory alloys in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations"*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7(3):1–15, Agosto 2003.
- [63] SYMANS, M. e F. CHARNEY: *"Seismic protective systems: Passive energy dissipation"*.

- [64] TEHRANIZADEH, M.: "*Design and construction of a friction damper applying brake lining pads*". Textos de apoio ao curso de Eng. Civil e Sísmica, Universidade de Tecnologia de Amirkabir, Tehran, Irão.
- [65] VALE COIMBRA, M.: "*MAGLEV. Uma nova tecnologia aplicada para o transporte em massa*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Eng. de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Setembro 2006.
- [66] VARANDAS, J., P. HÖLSCHER e M. A.G. SILVA: *Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones*. Computers & Structures, vol. 89:1468–1479, Fevereiro 2011.
- [67] [www.articles.architectjaved.com/earthquake\\_resistant\\_structures:Energy Dissipation Devices for Earthquake Resistant Building Design](http://www.articles.architectjaved.com/earthquake_resistant_structures:Energy_Dissipation_Devices_for_Earthquake_Resistant_Building_Design), 2011.
- [68] [www.aeiou.expresso.pt/um-grande-sismo-no-seculo-xxi=f553551](http://www.aeiou.expresso.pt/um-grande-sismo-no-seculo-xxi=f553551), 2011.
- [69] [www.alga.it](http://www.alga.it), 2011.
- [70] [www.buildingresearch.com.np](http://www.buildingresearch.com.np), 2011.
- [71] [www.continuingeducation.construction.com/article\\_print.php?L=5&C=415](http://www.continuingeducation.construction.com/article_print.php?L=5&C=415), 2011.
- [72] [www.damptech.com](http://www.damptech.com), 2011.
- [73] [www.designcommunity.com/discussion/7551.html](http://www.designcommunity.com/discussion/7551.html), 2011.
- [74] [www.dondehabitaelolvido1983.blogspot.com/2010/01/terremotos.html](http://www.dondehabitaelolvido1983.blogspot.com/2010/01/terremotos.html), 2011.
- [75] [www.earthquake-report.com/2011/08/04/tsunami-jap](http://www.earthquake-report.com/2011/08/04/tsunami-jap), 2011.
- [76] [www.elogeografico.blogspot.com/2010/02/terremotos-placas-tectonicas.html](http://www.elogeografico.blogspot.com/2010/02/terremotos-placas-tectonicas.html), 2011.
- [77] [www.enm.bris.ac.uk/anm/tacoma/tacoma.html](http://www.enm.bris.ac.uk/anm/tacoma/tacoma.html), 2011.
- [78] [www.essaseoutras.com.br/?s=foto+de+placa+tectonica+fotografo+britanico+fotografa+fenda+gigante](http://www.essaseoutras.com.br/?s=foto+de+placa+tectonica+fotografo+britanico+fotografa+fenda+gigante), 2011.
- [79] [www.factoidz.com/10-tallest-buildings-and-structures-in-tokyo-japan](http://www.factoidz.com/10-tallest-buildings-and-structures-in-tokyo-japan), 2011.
- [80] [www.geografiaemassa.blogspot.com/2011/01/placas-tectonicas.html](http://www.geografiaemassa.blogspot.com/2011/01/placas-tectonicas.html), 2011.
- [81] [www.hospitaldaluz.pt](http://www.hospitaldaluz.pt), 2011.
- [82] [www.ing.unlp.edu.ar/](http://www.ing.unlp.edu.ar/), 2011.
- [83] [www.memry.com/](http://www.memry.com/), 2011.
- [84] [www.moment.mit.edu/](http://www.moment.mit.edu/), 2011.
- [85] [www.nisee.berkeley.edu/prosys.html](http://www.nisee.berkeley.edu/prosys.html), 2011.

[86] [www.pt.wikipedia.org](http://www.pt.wikipedia.org), 2011.

[87] [www.strutturista.com/](http://www.strutturista.com/), 2011.

[88] [www.taylordevices.com](http://www.taylordevices.com), 2011.

[89] [www.toronto.voila.net](http://www.toronto.voila.net), 2011.

[90] [www.ulb.ac.be/scmero/documents/Research/MR/MR\\_fluids.html](http://www.ulb.ac.be/scmero/documents/Research/MR/MR_fluids.html), 2011.



## Apêndice A

# Verificação da Qualidade do Modelo Tridimensional da Estrutura

Nesta secção constam as tabelas e os gráficos correspondentes as análise de convergência do modelo da estrutura abordado na secção 6.4.7 capítulo 6. Primeiramente foi feito um refinamento indiscriminado do modelo, ou seja, refinaram-se de igual modo todos os elementos “*Frame*” e “*Shell*”. Depois de ser feita a análise de convergência desta remessa de refinamentos foi verificado um fenómeno de divergência quando os elementos finitos se tornam muito pequenos em relação aos restantes, por isso foram realizadas novas análises (a partir do ponto onde se verificou o início da divergencia), estas já com refinamento diferenciado entre elementos de modo a combater a origem da divergência.

Tendo em conta que este modelo será alvo de uma análise dinâmica, o refinamento da malha foi feito de modo a garantir a validade do modelo tanto para acções estáticas como para acções dinâmicas. Para tal foi feita uma análise de convergência de cargas verticais e da frequencial fundamental da estrutura, que foi identificada pela baixa frequência e naturalmente pelo maior factor de participação da massa.

Nas tabelas A.1, A.2, A.3 e A.4 é demonstrado o processo de refinamento utilizado para esta análise de convergência, onde o valor de 1 nos refinamentos significa que o elemento de linha “*Frame*” apenas é dividido no cruzamento com outro elemento “*Frame*”, e os restantes valores são divisões desta unidade. Quanto aos elementos de área a unidade 1 representa uma secção de laje com as dimensões de um painel da grelha, ou seja,  $5,9 \times 6,25 \text{ m}^2$ , sendo que os restantes valores são divisões iguais em x e y desta unidade de área.

### A.1 Refinamento indiferenciado da malha

Os gráficos A.1, A.2, A.3, A.4 referem-se aos refinamentos indiferenciados, ou seja, todos os elementos de área “*Shell*” e de linha “*Frame*” foram refinados de igual modo como se pode verificar nas tabelas A.1, A.2 e A.3.

Tabela A.1: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento indiferenciado.

Refinamento	A	B	C	D	E
Frames de pequenas dimensões	1	2	3	4	5
Contrav. Transv. Superior	1	2	3	4	5
Frames da Grelha	1	2	3	4	5
Restantes Frames	1	2	3	4	5
Laje ( <i>Frame</i> )	1	2	3	4	5
Pilar	1	2	3	4	5
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11462,6	12095,9	11462,6
Erro relativo (Fv)	—	0,00%	0,00%	5,24%	5,53%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,936	0,768	0,250	0,905	0,926
Erro relativo (FPM)	—	21,88%	207,20%	72,38%	2,27%
Período [s]	0,77	0,43	0,43	0,940	0,40
Freq. fundamental (ff)[Hz]	1,30	2,33	2,33	1,06	2,51
Erro relativo (ff)	—	44,16%	0,00%	118,60%	57,66%

Tabela A.2: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento indiferenciado.

Refinamento	F	G	H	I	J
Frames de pequenas dimensões	6	7	8	9	11
Contrav. Transv. Superior	6	7	8	9	11
Frames da Grelha	6	7	8	9	11
Restantes Frames	6	7	8	9	11
Laje ( <i>Frame</i> )	6	7	8	9	11
Pilar	6	7	8	9	11
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11369,8	11462,6	11462,6
Erro relativo (Fv)	0,00%	0,00%	0,82%	0,81%	0,00%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,430	0,190	0,946	0,943	0,950
Erro relativo (FPM)	115,35%	126,32%	79,92%	0,32%	0,74%
Período [s]	0,31	0,29	0,77	0,77	0,91
Freq. fundamental (ff)[Hz]	3,28	3,45	1,30	1,30	1,10
Erro relativo (ff)	23,37%	4,92%	165,52%	0,00%	17,66%

Tabela A.3: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento indiferenciado.

Refinamento	K	L	M	N
Frames de pequenas dimensões	12	13	14	15
Contrav. Transv. Superior	12	13	14	15
Frames da Grelha	12	13	14	15
Restantes Frames	12	13	14	15
Laje ("Shell")	12	13	14	15
Pilar	12	13	14	15
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	10748,8	11462,6	11462,6
Erro relativo (Fv)	0,00%	6,64%	6,23%	0,00%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,898	0,642	0,998	0,758
Erro relativo (FPM)	5,79%	39,88%	35,64%	31,60%
Período [s]	0,56	0,28	0,48	1,00
Freq. fundamental (ff)[Hz]	1,79	3,56	2,07	1,00
Erro relativo (ff)	38,19%	49,83%	72,02%	106,37%

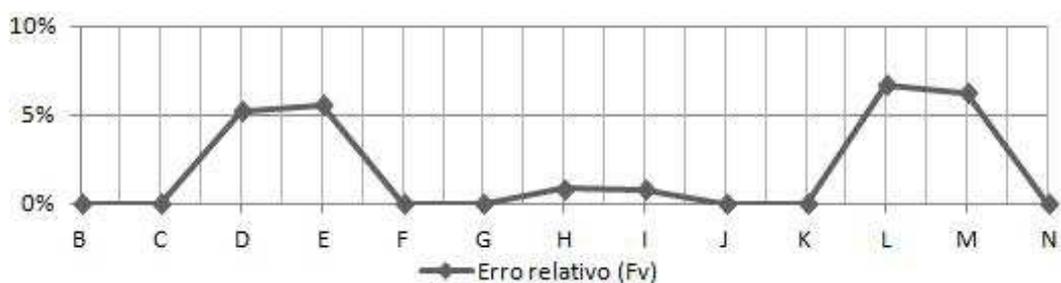
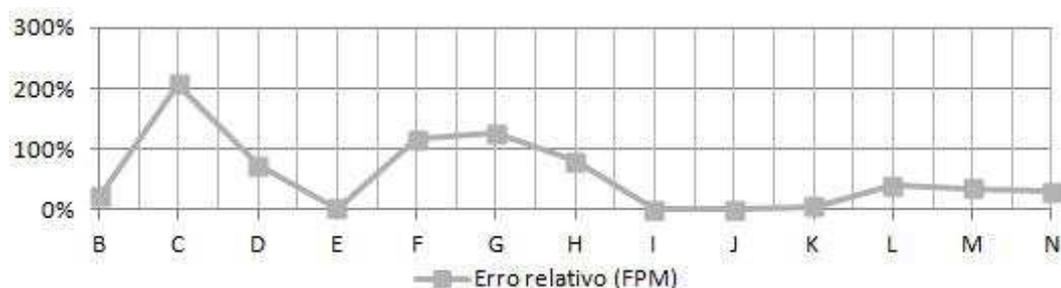
Figura A.1: Erro relativo em relação a  $\sum F_v$  (%). Refinamento indiferenciado.

Figura A.2: Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (%). Refinamento indiferenciado.

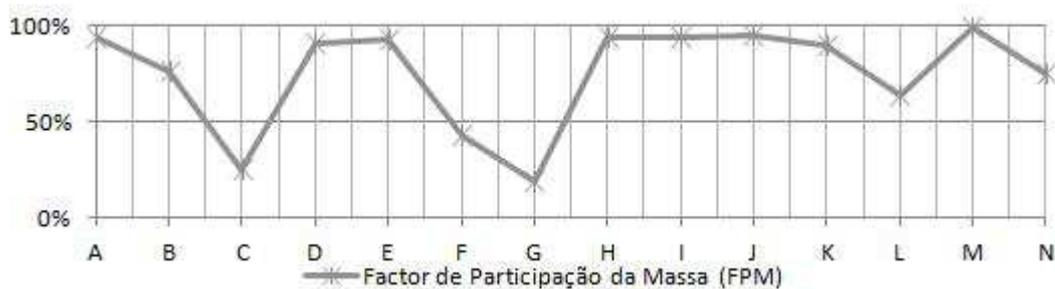


Figura A.3: Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (absoluto). Refinamento indiferenciado.

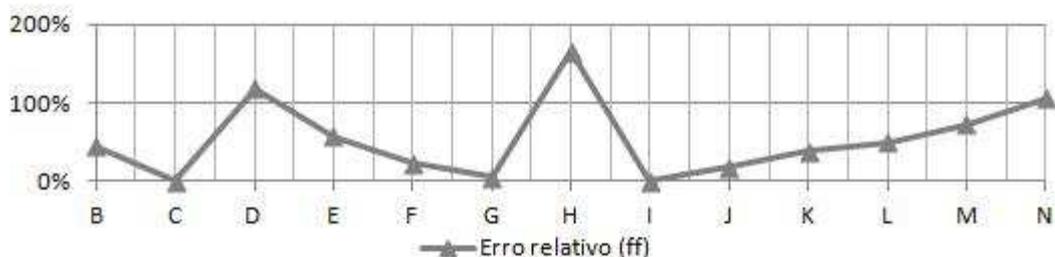


Figura A.4: Erro relativo frequência fundamental longitudinal ff (%). Refinamento indiferenciado.

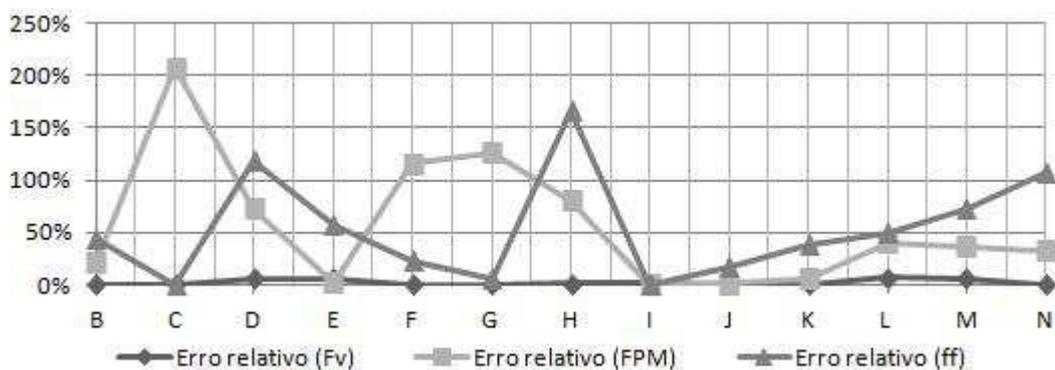


Figura A.5: Resumo erros relativos com refinamentos indiferenciados.

## A.2 Refinamento diferenciado da malha

Os gráficos da secção anterior A.1 mostram que existe uma convergência até ao refinamento “J” porém a partir deste ponto verifica-se um desvio de convergência em relação à

frequência fundamental. Tal fenómeno pode dever-se à dimensão de alguns elementos finitos “*Frame*”, que devido às suas pequenas dimensões introduzem erros numéricos.

Para resolver este problema a solução foi fazer um refinamento diferenciado de alguns elementos “*Frame*”, onde se diferenciaram os elementos que logo a partida teriam menor comprimento que são os Contraventamentos Transversais Superiores, elementos de linha “*Frame*” que constituem a grelha inferior, e outros elementos “*Frames*” dispersos de pequenas dimensões que não importa aqui especificar. Essa diferenciação foi feita a partir do refinamento “J” inclusive, eliminando-se os refinamentos “K”, “L”, “M” e “N”, criando os novos refinamentos “J”, “O”, “P”, “Q” e “R”, cujos valores encontram-se na tabela A.4 e que estão representados nos gráficos A.6, A.7, A.8, A.9, A.10.

Tabela A.4: Refinamento e análise de convergência do modelo. Refinamento diferenciado.

Refinamento	J	O	P	Q	R
Frames de pequenas dimensões	8	8	8	8	8
Contrav. Transv. Superior	8	8	8	8	8
Frames da Grelha	8	8	8	8	8
Restantes Frames	11	12	13	14	15
Laje (“ <i>Shell</i> ”)	11	12	13	14	15
Pilar	11	12	13	14	15
$\sum F_v$ [kN]	11462,6	11462,6	11457,3	11462,6	11462,6
Erro relativo (Fv)	0,00%	0,00%	0,05%	0,05%	0,00%
Factor de Participação da Massa (FPM)	0,950	0,950	0,950	0,950	0,950
Erro relativo (FPM)	0,74%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Período [s]	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
Freq. fundamental (ff)[Hz]	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Erro relativo (ff)	0,13%	0,26%	0,13%	0,00%	0,00%

Com estes resultados pode confirmar-se os valores aproximados das características gerais da estrutura são,

$$\sum F_v = 11\,462,6\,kN \quad \wedge \quad f = 1,30\,Hz \quad \wedge \quad FPM = 95,0\% \quad (A.1)$$

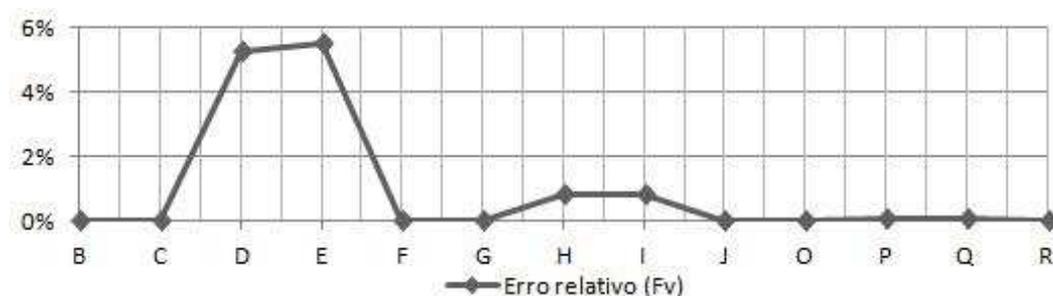


Figura A.6: Erro relativo em relação a  $\sum F_v$  (%). Refinamento diferenciado.

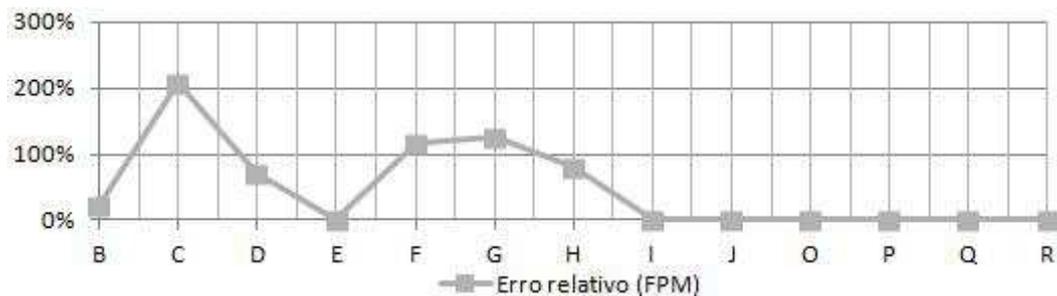


Figura A.7: Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (%). Refinamento diferenciado.

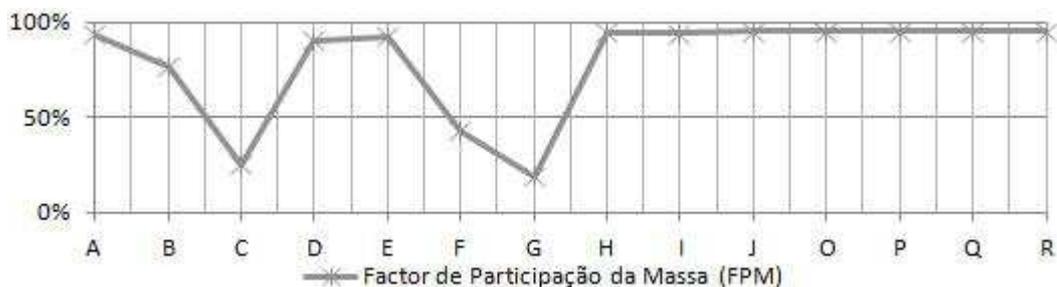


Figura A.8: Erro relativo do factor de participação de massa, FPM (absoluto). Refinamento diferenciado.

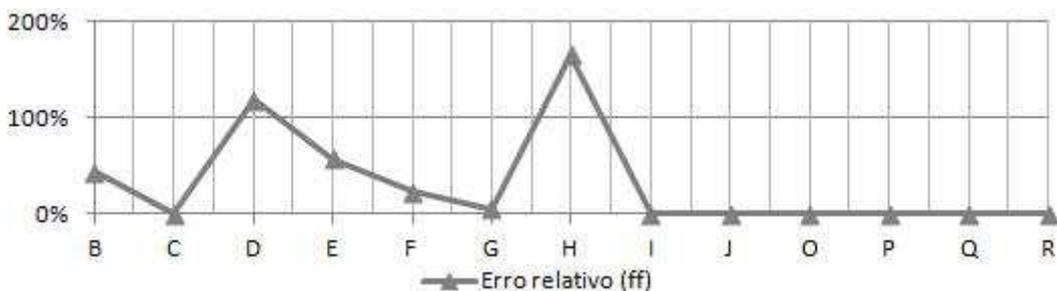


Figura A.9: Erro relativo frequência fundamental longitudinal ff (%). Refinamento diferenciado.

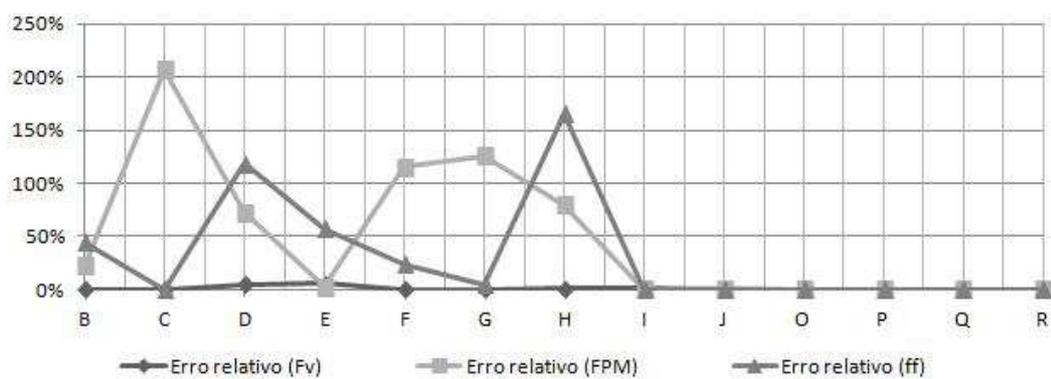


Figura A.10: Resumo erros relativos com refinamentos diferenciados.