



**Ana Isabel Malveiro Rodrigues**  
Licenciada

# **Modelação e Análise Não-Linear do Comportamento Dinâmico de um Passadiço Pedonal**

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

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Zuzana Dimitrovová  
Arguente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos  
Vogal: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu



“Copyright” Ana Isabel Malveiro Rodrigues, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem 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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Nesta Secção pretendo agradecer a todos aqueles que me apoiaram e ajudaram no percurso universitário e na realização desta última etapa académica.

Agradeço à minha família, que apesar da distância sempre conseguiu demonstrar a sua presença através do apoio constante. Agradeço profundamente à minha mãe que com o seu carinho, dedicação e amizade me ajudou e apoiou em todos os momentos, ao meu pai, que com as suas sábias palavras me transmitiu valores extremamente importantes que me permitiram lutar por todos os meus objectivos e ao meu irmão, pela amizade e confraternidade. Faço também um agradecimento especial ao Carlos, pelo seu amor, companheirismo e apoio incondicional, ajudando-me a enfrentar todos os desafios.

Um agradecimento a todos os professores com os quais contactei, pela transmissão dos conhecimentos leccionados e pela interacção saudável desenvolvida entre os docentes e alunos que é prática corrente desta instituição. Desejo fazer um agradecimento especial ao orientador desta dissertação, o Professor Doutor Corneliu Cismasiu que esteve sempre disponível para me assistir e que me transmitiu parte do seu enorme conhecimento. Agradeço-lhe também pelos seus conselhos sábios e directos, que me ajudaram a tomar decisões importantes em alturas fulcrais. Agradeço também aos docentes António M. Pinho Ramos e Rui Marreiros pelo auxílio prestado na realização desta dissertação.

Um agradecimento aos investigadores Pedro Saldanha, Filipe Ribeiro e Nuno Mamede, pela enorme disponibilidade demonstrada e ajuda sempre que requisitada aquando da realização desta dissertação.

Por último, agradeço aos meus colegas de curso que contribuíram com o seu companheirismo e acolhimento, em especial à Joana Norberto, pela amizade e partilha na realização deste percurso, tendo sido grande parte dos desafios universitários ultrapassados em conjunto o que tornou esta experiência ainda mais agradável. Agradeço também à minha companheira de dissertação, Ana Narciso, pela partilha e amizade na realização desta última fase do curso, onde trabalhamos e avançamos juntas em cada projecto individual.



# Resumo

Os sismos são um dos desastres naturais que mais impacto apresentam, não só pelos danos humanos e materiais causados, mas também pela sua imprevisibilidade. Deste modo, é essencial recorrer à regulamentação vigente anti-sísmica para o dimensionamento de novas estruturas e implementar sistemas de protecção sísmica em estruturas existentes, caso necessário, por forma a melhorar a sua resposta a esta acção.

A presente dissertação pretende estudar o comportamento dinâmico de um passadiço pedonal localizado na Estrada Nacional 125-10, no distrito de Faro. A necessidade de avaliar a sua resposta à acção sísmica recai sobre a sua composição maioritária por elementos pré-fabricados de betão armado, dimensionados segundo a regulamentação RSA/REBAP, que já não se encontra vigente, e a sua localização sobre uma importante via de comunicação, pondo em causa o seu funcionamento para uma situação de colapso estrutural.

Foi efectuada uma modelação numérica em elementos finitos, com recurso ao programa *OpenSees*, onde se modelaram os elementos de ligação tendo em conta o efeito de ferrolho. Posteriormente, foi efectuada a calibração manual do modelo, pela comparação das características dinâmicas obtidas por via numérica e experimental. Os ensaios de vibração ambiental efectuados, permitiram a obtenção das propriedades dinâmicas actuais da estrutura, pelo processamento do sinal através das técnicas de identificação modal estocástica. Avaliou-se a resposta estrutural dinâmica não-linear, física e geométrica, à acção sísmica, recorrendo-se a acelerogramas artificiais gerados a partir do espectro de resposta elástico apresentado pelo EC8. Tendo sido identificada uma deficiente resistência à acção sísmica, foram consideradas duas propostas de reforço sísmico de protecção passiva, baseadas em dispositivos de dissipação de energia, através de barras de aço de alta resistência e ligas com memória de forma. Evidenciou-se a eficiência de cada sistema de protecção sísmica através da avaliação da resposta dinâmica do passadiço pedonal.

## Palavras chave:

Análise Sísmica Não-Linear, *OpenSees*, Efeito de Ferrolho, Ligas com memória de forma.





# Abstract

The seismic action is one of the most powerful natural disasters, not only because of the major human and material damage it can cause, but also due to its unpredictability. Therefore, it is essential to follow the design rules exposed by regulation on demand to build new structures, and implement retrofit devices on existing structures, to improve their response to seismic action.

The main purpose of this dissertation is to study the dynamic response of a footbridge located on EN 125-10, in Faro. The reasons that makes necessary to perform this evaluation rely on the composition of the structure with precast concrete elements, designed by a regulation which is outdated, and by its location, above a major street that establishes the connection between very important structures.

A numerical model was executed in finite elements through the structural analysis program *OpenSees*, where the connections between columns and deck were modeled taking into account the dowel effect. A manual calibration was made on the model, by the comparison of the dynamic properties obtained by the numerical modal analysis and experimental campaign. The experimental campaign consisted on “output-only” measurements, which allowed the identification of the current dynamic properties. The non-linear dynamic response of the structure, subject to the seismic action, was evaluated by the consideration of artificial accelerograms, generated by the elastic response spectrum, defined in EC8. As a consequence of a poor resistance of the structure to the seismic action, were considered two retrofit devices based on passive control technologies, by the implementation of restraining bars made of high strength steel and shape memory alloys. The effectiveness of each retrofit device was evaluated by the dynamic response of the footbridge.

## Keywords:

Non-linear Dynamic Analysis, *OpenSees*, Dowel Effect, Shape Memory Alloys.



# 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>xvii</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xix</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações gerais . . . . .	1
1.2 Objectivos . . . . .	5
1.3 Organização da dissertação . . . . .	6
<b>2 Acção Sísmica</b>	<b>9</b>
2.1 Regulamentação - Comparação entre EC8 e RSA/REBAP . . . . .	9
2.1.1 Introdução . . . . .	9
2.1.2 Definição da Acção Sísmica . . . . .	10
2.1.3 Análise Estrutural . . . . .	16
2.1.4 Representação da Acção Sísmica . . . . .	18
2.1.5 Conclusões . . . . .	23
2.2 Geração de Acelorogramas Artificiais . . . . .	24
2.2.1 Determinação do espectro de potência a partir do espectro de resposta . . . . .	25
2.2.2 Geração de acelerogramas artificiais a partir do espectro de potência . . . . .	26
2.2.3 Conclusões . . . . .	29
<b>3 Transferência de forças de corte numa ligação</b>	<b>31</b>
3.1 Introdução . . . . .	31
3.2 Efeito de ferrolho . . . . .	32
3.2.1 Ferrolho fixado apenas numa extremidade . . . . .	35
3.2.2 Ferrolho fixado nas duas extremidades . . . . .	38

3.2.3	Resposta do ferrolho . . . . .	41
3.3	Conclusões . . . . .	43
<b>4</b>	<b>Identificação Modal Estocástica</b>	<b>45</b>
4.1	Introdução . . . . .	45
4.2	Métodos de identificação modal estocástica . . . . .	47
4.2.1	Métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência . . . . .	48
4.2.2	Métodos de identificação modal estocástica no domínio do tempo . . . . .	51
4.3	Conclusões . . . . .	52
<b>5</b>	<b>Caso em Estudo - Passadiço Pedonal PP3141</b>	<b>53</b>
5.1	Caracterização da Obra de Arte . . . . .	53
5.1.1	Fundações . . . . .	55
5.1.2	Pilares . . . . .	56
5.1.3	Tabuleiro . . . . .	58
5.1.4	Rampas . . . . .	60
5.1.5	Materiais . . . . .	62
5.2	Campanha Experimental . . . . .	63
5.2.1	Procedimentos de ensaio . . . . .	63
5.2.2	Tratamento do Sinal . . . . .	65
5.3	Conclusões . . . . .	67
<b>6</b>	<b>Modelação Numérica do PP3141</b>	<b>69</b>
6.1	<i>OpenSees</i> . . . . .	69
6.1.1	Características do programa <i>OpenSees</i> . . . . .	70
6.2	Modelo Numérico do PP3141 . . . . .	73
6.2.1	Considerações iniciais . . . . .	73
6.2.2	Materiais . . . . .	74
6.2.3	Secções . . . . .	79
6.2.4	Nós . . . . .	81
6.2.5	Elementos . . . . .	86
6.2.6	Especificidades da modelação dos elementos estruturais . . . . .	87
6.3	Verificação e Calibração do Modelo Numérico . . . . .	89
6.3.1	Verificação do Modelo . . . . .	90
6.3.2	Calibração do Modelo . . . . .	94
6.4	Conclusões . . . . .	95
<b>7</b>	<b>Análises e Resultados</b>	<b>97</b>
7.1	Análise Sísmica . . . . .	97
7.1.1	Parâmetros de definição da acção sísmica . . . . .	100
7.1.2	Acção sísmica condicionante . . . . .	101
7.1.3	Parâmetros de definição da análise sísmica . . . . .	103
7.2	Análise dos Resultados . . . . .	105
7.2.1	Resultados da Análise Sísmica . . . . .	107
7.3	Conclusões . . . . .	115

<b>8</b>	<b>Reforço Estrutural</b>	<b>117</b>
8.1	Introdução . . . . .	117
8.2	Sistemas de Protecção Sísmica . . . . .	118
8.2.1	Ligas com memória de forma . . . . .	119
8.2.2	Dispositivos implementados no PP3141 . . . . .	124
8.2.3	Dimensionamento . . . . .	124
8.2.4	Modelação . . . . .	127
8.3	Análise dos resultados . . . . .	129
8.4	Conclusões . . . . .	133
<b>9</b>	<b>Conclusão e Trabalhos Futuros</b>	<b>135</b>
9.1	Resumo . . . . .	135
9.2	Conclusões . . . . .	137
9.3	Trabalhos Futuros . . . . .	138
	<b>Referências bibliográficas</b>	<b>139</b>



# Índice de Figuras

1.1	Viaduto de Gavin Canyon (desenhos) [50]. . . . .	2
1.2	Viaduto de Gavin Canyon, sismo de Northridge, 1994 [50]. . . . .	3
2.1	Zonamento Sísmico estabelecido no EC8 (esq.) e no RSA (dir.) (Adaptado de [6, 4]). . . . .	11
2.2	Descrição dos vários tipos de solo [6]. . . . .	12
2.3	Ramos constituintes do espectro de resposta (Adaptado de [6]). . . . .	19
2.4	Espectros de resposta para os dois tipos de sismo. . . . .	20
2.5	Espectros de resposta para os cinco tipos de terreno. . . . .	21
2.6	Espectros de resposta para três coeficientes de amortecimento. . . . .	21
2.7	Espectros de resposta para a acção sísmica. . . . .	22
2.8	Concepção de uma série harmónica através do espectro de potência [51]. . . . .	27
2.9	Exemplo de sinal estacionário. . . . .	28
2.10	Exemplo de função envolvente. . . . .	28
2.11	Exemplo de sinal não estacionário. . . . .	29
3.1	Geração dos fenómenos em função do deslizamento ( $s$ ) e tensão de corte na ligação ( $\tau$ ) (Adaptado de [85]). . . . .	32
3.2	Mecanismo de colapso. . . . .	33
3.3	Ferrolho sujeito a uma força excêntrica. . . . .	34
3.4	Limites para o recobrimento apresentados por MC1990. . . . .	34
3.5	Ferrolho sujeito a uma carga excêntrica [21]. . . . .	36
3.6	Relação entre o coeficiente $c_e$ e a excentricidade $e$ [21]. . . . .	37
3.7	Ferrolho fixado nas extremidades sujeito a uma carga excêntrica [21]. . . . .	39
3.8	Ligação em condições não-simétricas (Adaptado de [21]). . . . .	40
3.9	Relação força-deslocamento para condições não-simétricas. . . . .	40
3.10	Relação prevista entre a força de corte $F_{vd}$ e o deslocamento $s$ [21]. . . . .	41
3.11	Deslocamento que mobiliza a força de corte máxima $F_{vd}$ [21]. . . . .	42
5.1	Vista panorâmica do passadiço pedonal em estudo. . . . .	53
5.2	Planta do PP3141 [33]. . . . .	54
5.3	Corte Longitudinal do PP3141 [33]. . . . .	55
5.4	Fundações [33]. . . . .	55
5.5	Pilares do pórtico [33]. . . . .	56
5.6	Alçado do pilar de acesso composto por vigas com continuidade [33]. . . . .	57
5.7	Alçado do pilar de acesso composto por vigas sem continuidade [33]. . . . .	58

5.8	Secção transversal do tabuleiro [33]. . . . .	59
5.9	Pormenor da ligação entre a viga e o pilar do pórtico [33]. . . . .	59
5.10	Pormenor de selagem da pré-laje às vigas pré-fabricadas [33]. . . . .	60
5.11	Alçados - Acesso Sul [33]. . . . .	60
5.12	Alçados - Acesso Norte [33]. . . . .	60
5.13	Secção transversal dos elementos de rampa [33]. . . . .	61
5.14	Pormenor da rampa em planta e em alçado [33]. . . . .	61
5.15	Pormenor de selagem entre a viga cachorro e as rampas [33]. . . . .	62
5.16	Pormenor de Ligação [33]. . . . .	62
5.17	Pontos instrumentados segundo a secção transversal do tabuleiro [94]. . . . .	64
5.18	Pontos instrumentados nos sete ensaios sobre o tabuleiro (Adaptado de [94]). . . . .	64
5.19	Tabela de localização dos geofones em cada ensaios [94]. . . . .	64
5.20	Posicionamento dos instrumentos de medição no PP3141. . . . .	65
5.21	Registo vertical de velocidades G2 ensaio 4 [94]. . . . .	66
5.22	Características Modais obtidas por EFDD e SSI-UPC [30]. . . . .	66
5.23	Espectros de resposta para o método EFDD [30]. . . . .	66
5.24	Espectros de resposta para o método SSI-UPC [30]. . . . .	67
5.25	Comparação dos resultados obtidos por EFDD e SSI-UPC através da matriz MAC [30]. . . . .	67
6.1	Módulos fundamentais para a execução de uma análise [60]. . . . .	71
6.2	Constituintes do <i>ModelBuilder</i> guardados pelo <i>Domain</i> . . . . .	72
6.3	Modelação do comportamento do betão (Adaptado de [100]). . . . .	74
6.4	Modelo linear de abertura de fendas (Adaptado de [89]). . . . .	76
6.5	Modelação do comportamento do aço (Adaptado de [45]). . . . .	77
6.6	Configuração da estrutura de teste. . . . .	79
6.7	Resultado obtido para o teste de convergência. . . . .	80
6.8	Comparação entre a secção do tabuleiro real e modelada. . . . .	81
6.9	Relação entre força e deslocamento apresentada pelo MC2010. . . . .	84
6.10	Modelação do comportamento da ligação. . . . .	84
6.11	Modo de Vibração Longitudinal do Pórtico, $f=1,99$ Hz. . . . .	90
6.12	Modo de Vibração Transversal do Pórtico, $f=3,57$ Hz. . . . .	91
6.13	Modo de Vibração Vertical do Pórtico, $f=2,82$ Hz. . . . .	91
6.14	1º modo de Torção do Pórtico, $f=5,56$ Hz. . . . .	91
6.15	2º modo de Torção do Pórtico, $f=7,93$ Hz. . . . .	92
6.16	2º modo Vertical do Pórtico, $f=11,03$ Hz. . . . .	92
6.17	Valores MAC obtidos para os 6 modos. . . . .	93
6.18	Valores MAC final. . . . .	95
7.1	Espectro de resposta segundo o EC8. . . . .	98
7.2	Densidade espectral de potência de aceleração. . . . .	98
7.3	Acelerograma artificial inicial. . . . .	99
7.4	Acelerograma artificial corrigido. . . . .	99
7.5	Verificação com intergal de Duhamel. . . . .	100
7.6	Localização do PP3141 e das infra-estruturas circundantes principais. . . . .	101



7.7	Acelerograma gerado para a acção sísmica regulamentar do tipo I. . .	102
7.8	Acelerograma gerado para a acção sísmica regulamentar do tipo II. . .	102
7.9	Deslocamento do tabuleiro, segundo X, obtido para todas as séries. . .	107
7.10	Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo X. . . . .	108
7.11	Deslocamento relativo para a ligação segundo X. . . . .	108
7.12	Aceleração do tabuleiro segundo X. . . . .	109
7.13	Força de corte basal segundo X. . . . .	109
7.14	Forças de corte para a ligação segundo X. . . . .	110
7.15	Deslocamento do tabuleiro, segundo Z, obtido para todas as séries. . .	110
7.16	Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo Z. . . . .	111
7.17	Deslocamento relativo para a ligação segundo Z. . . . .	111
7.18	Aceleração do tabuleiro segundo Z. . . . .	112
7.19	Força de corte basal segundo Z. . . . .	112
7.20	Forças de corte para a ligação segundo Z. . . . .	113
7.21	Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo X. . . . .	114
7.22	Aceleração do tabuleiro segundo X. . . . .	114
7.23	Força de corte basal segundo X. . . . .	114
7.24	Forças de corte para a ligação segundo X. . . . .	115
8.1	Influência da temperatura ambiente sobre o comportamento das ligas com memória de forma. . . . .	121
8.2	Ensaio cíclicos a uma liga NiTi, para diferentes frequências de carregamento [74]. . . . .	121
8.3	Influência da frequência no coeficiente de amortecimento equivalente [84]. . . . .	122
8.4	Modelo constitutivo genérico apresentado por Fugazza (Adaptado de [46]). . . . .	123
8.5	Comparação do comportamento desenvolvido pelos dispositivos compostos por SMAs e por aço (Adaptado de [11]). . . . .	127
8.6	Modelo de Comportamento adoptado para o material SMA. . . . .	128
8.7	Ciclo histerético modelado para o aço. . . . .	128
8.8	Deslocamento absoluto do Tabuleiro. . . . .	129
8.9	Aceleração do tabuleiro. . . . .	130
8.10	Força de corte basal. . . . .	130
8.11	Deslocamento absoluto do Tabuleiro. . . . .	131
8.12	Aceleração do tabuleiro. . . . .	131
8.13	Força de corte basal. . . . .	132



# Índice de Tabelas

2.1	Correspondência entre a classificação para solo apresentada pelas duas normas. . . . .	12
2.2	Classes de importância [6]. . . . .	15
2.3	Coefficientes de importância para o Continente $\gamma_t$ [6]. . . . .	15
3.1	Força de corte para ferrolho fixado numa extremidade. . . . .	35
3.2	Força de corte para ferrolho sujeito a uma carga excêntrica. . . . .	38
5.1	Dimensão das sapatas de fundação [33]. . . . .	56
6.1	Geometria dos blocos de neoprene. . . . .	82
6.2	Características da ligação considerando o efeito de ferrolho. . . . .	85
6.3	Força de corte resistente. . . . .	86
6.4	Teste de sensibilidade. . . . .	94
7.1	Deslocamento máximo relativo da ligação pelo efeito de ferrolho. . .	106
7.2	Alteração das frequências para o modo longitudinal. . . . .	107
8.1	Área de Reforço. . . . .	126



# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

CEB Comissão Europeia do Betão

EC8 Eurocódigo 8

*fib* Federação Internacional do Betão

MC1990 CEB-FIP Model Code 1990

MC2010 CEB-FIP Model Code 2010

REBAP Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSA Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

## Siglas

A22 Autoestrada Via do Infante

ANPSD *Average of Normalized Power Spectrum Density*

BFD *Basic Frequency Domain*

CVA *Canonical Variate Analysis*

DBE *Displacement-Based Beam-Column Element*

DCH *Ductility Class High*

DCL *Ductility Class Low*

DCM *Ductility Class Medium*

EFDD *Enhanced Frequency Domain Decomposition*

EN 125 Estrada Nacional 125

FBE *Force-Based Beam-Column Element*

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

- FDD *Frequency Domain Decomposition*
- IC4 *Itinerário Complementar 4*
- MAC *Modal Assurance Criterion*
- NEES *Network for Earthquake Engineering Simulation*
- OpenSees *Open System for Earthquake Engineering Simulation*
- PC *Principal Components*
- PEER *Pacific Earthquake Engineering Research Center*
- PSD *Power Spectral Density*
- SAFECAST *Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions*
- SAP2000 *Structural Analysis Program*
- SI *Sistema Internacional*
- SSI *Stochastic Subspace Identification*
- UNL *Universidade Nova de Lisboa*
- UPC *Unweighted Principal Components*

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações gerais

Os sismos são um dos desastres naturais que mais impacto apresentam, não só pelos danos humanos e materiais causados mas também pela sua imprevisibilidade. Por conseguinte, torna-se necessário ter em conta esta acção para o dimensionamento estrutural, recorrendo a regulamentação anti-sísmica, e analisar a eventual necessidade de implementação de sistemas de protecção sísmica em estruturas existentes.

Com a alteração da regulamentação em 2010, os critérios de análise da resistência de estruturas à acção sísmica tornaram-se mais rigorosos. A norma vigente, Eurocódigo 8 (EC8), define as regras gerais para o dimensionamento de estruturas resistentes a esta acção dinâmica. A cada estrutura está associada uma classe e um coeficiente de importância, cuja classificação depende da necessidade da sua existência funcional, imediatamente após a ocorrência de um sismo, e das consequências do seu colapso em termos sociais, económicos e de vidas humanas. Consoante esta classe, altera-se o factor de multiplicação da acção sísmica, ou seja, o coeficiente de importância. Para estruturas de classe superior, este coeficiente é superior à unidade majorando a acção, por outro lado, para estruturas de classe inferior, o valor da aceleração que define a acção sísmica é minorado. Por conseguinte, as estruturas de elevada importância serão capazes de resistir a um sismo de maior intensidade, sendo deste modo minimizados os danos afectos a esta acção.

Um dos danos identificados em pontes sujeitas a acções sísmicas é a falta de capacidade para acomodar os deslocamentos sofridos pelo tabuleiro, provocando a queda deste elemento do topo dos pilares ou dos encontros. A origem deste problema pode estar relacionada com uma definição errada da acção sísmica ou, por outro lado, ao método de análise utilizado. Por vezes, são utilizados métodos que consideram as secções com a rigidez não fendilhada, conduzindo a modelos com maior rigidez [50]. O Viaduto de Gavin Canyon é um exemplo deste problema. Este era composto por dois tabuleiros independentes assentes cada um deles em 8 pilares e nos encontros, apresentando duas juntas intermédias,

como se pode observar na figura 1.1. Quando sucedeu o sismo de Northridge, ocorreu o colapso estrutural através do descalçamento do tabuleiro (figura 1.2), devido à consideração de uma análise deficiente dos movimentos sísmicos. O movimento de rotação do tabuleiro em torno de um eixo vertical, associado ao movimento transversal do viaduto, fez com que o deslocamento na junta excedesse o comprimento de entrega fornecido pelo apoio, levando ao colapso. É interessante referir que o viaduto foi alvo de reforço sísmico após a ocorrência do sismo de San Fernando, tendo sido instalados tirantes a atravessar as juntas, de modo a restringir os deslocamentos relativos entre as suas faces. No entanto, os elementos de reforço não foram eficazes, uma vez que foram colocados segundo a direcção longitudinal do tabuleiro e o movimento desenvolvido pela acção originou deslocamentos transversais a este alinhamento [50].

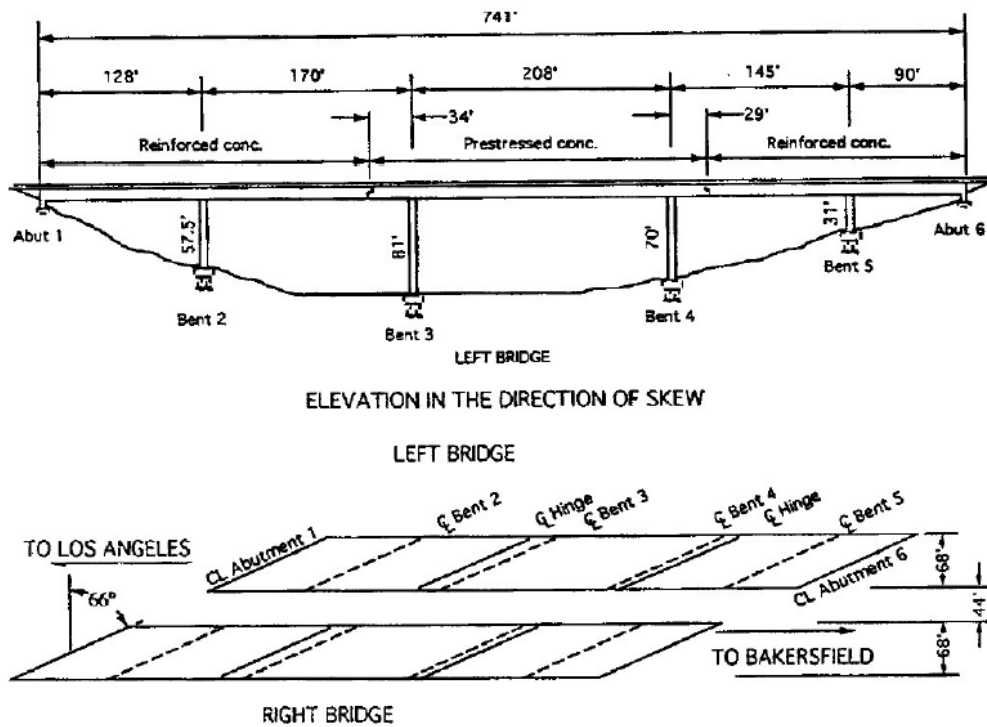


Figura 1.1: Viaduto de Gavin Canyon (desenhos) [50].





Figura 1.2: Viaduto de Gavin Canyon, sismo de Northridge, 1994 [50].

Este tipo de dano é correntemente identificado para pontes compostas por elementos pré-fabricados de betão armado. A ligação entre os elementos apresenta um papel crucial na eficiência do sistema estrutural, assegurando a continuidade entre os diferentes elementos. Existindo um conhecimento limitado acerca do comportamento dinâmico das zonas de ligação entre elementos de estruturas não monolíticas, vários grupos de investigadores têm estudado esta temática [32, 36, 42]. Grande parte das ligações entre elementos pré-fabricados de betão é efectuada através de varões de aço. Estes encontram-se previamente chumbados a um elemento, pilar, e posteriormente são selados ao elemento de ligação, viga, através da utilização de *grout*. Estes constituintes possibilitam a transferência de forças de corte entre os elementos através do efeito de ferrolho. O colapso da ligação ocorre, na maioria dos casos, pela formação de rótulas plásticas no ferrolho e simultaneamente o esmagamento local do betão que envolve o varão. Este fenómeno é pouco referido nos critérios normativos de dimensionamento estrutural [26, 27], mas resultados experimentais [43] comprovam que representa grande parte dos danos desenvolvidos em zona de ligação, sendo por isso necessário efectuar a sua consideração aquando do dimensionamento dos elementos de ligação.

Por forma a avaliar os danos desenvolvidos na estrutura, é essencial efectuar a sua monitorização. Através da realização de ensaios de caracterização dinâmica, é possível evidenciar o estado actual de uma estrutura, e calibrar modelos numéricos. Um dos métodos correntemente utilizado, é o ensaio de vibração ambiental que possibilita a identificação dos parâmetros modais de um sistema sem a imposição de uma excitação, permitindo que a estrutura se mantenha operacional. Deste modo, a acção considerada é a oferecida pela excitação

natural do ambiente, como o tráfego e/ou vento.

Após a obtenção dos registos de resposta é essencial avaliar o sinal e obter os parâmetros dinâmicos da estrutura, sendo assim necessário recorrer-se a técnicas de processamento de sinal. Existem várias técnicas disponíveis, as baseados em metodologias de identificação modal estocástica no domínio da frequência (EFDD - *Enhanced Frequency Domain Decomposition*) ou do tempo (SSI - *Stochastic Subspace Identification*) [80], que permitem auferir os parâmetros que descrevem a resposta estrutural a uma acção dinâmica. Após a obtenção destes parâmetros, é possível efectuar a calibração do modelo numérico da estrutura em análise e estudar o seu comportamento sísmico. Esta calibração pode ser efectuada por meios manuais ou automáticos, pela comparação das características dinâmicas obtidas por via experimental e numérica. Por conseguinte, é considerado o coeficiente *MAC* - *Modal Assurance Criterion* [8] que permite comparar e contrastar dois vectores modais, avaliando também a consistência de diferentes procedimentos de obtenção de uma estimativa para o vector modal.

As construções de Engenharia Civil são cada vez mais complexas e desafiantes do ponto de vista estrutural, sendo assim essencial a consideração de programas de cálculo automático que permitam a execução de uma modelação consistente com os modelos constitutivos dos materiais, a geometria e a resposta das estruturas. Existem diversos programas que apenas executam análises lineares, no entanto, deste modo não é modelado de forma satisfatória o comportamento do material e da estrutura, quando é considerada uma acção que expõe a estrutura a deformações elevadas, levando esta a responder em regime não-linear. Por conseguinte, os modelos inelásticos que consideram o comportamento não-linear estrutural, são imprescindíveis, apresentando resultados numéricos mais próximos dos reais, o que possibilita um adequado dimensionamento estrutural, levando à obtenção de estruturas mais económicas, relativamente à sua execução. Por forma a efectuar uma análise sísmica não-linear fiável, deve ser considerada uma adequada reprodução da acção, nomeadamente, através de acelerogramas naturais ou artificiais, definidos de acordo com os documentos normativos. Relativamente às metodologias de cálculo, o método de elementos finitos tem sido amplamente divulgado e desenvolvido ao longo das últimas décadas, apresentando uma grande versatilidade na modelação de geometrias complexas e simplicidade de implementação em programas de cálculo automático, permitindo explorar as características de memória e rapidez dos computadores. A sua grande utilização pode também ser explicada pela obtenção de resultados com maior precisão, que outros métodos aproximados, para problemas de análise dinâmica não-linear.

Caso, após uma análise sísmica, se verifique que a estrutura apresenta uma resposta indesejável a esta acção, é necessário implementar sistemas de protecção sísmica que melhorem o seu comportamento. Existem diversos tipos de sistemas, os activos, passivos, semi-activos e híbridos. Os sistemas activos necessitam de energia para controlar o movimento da estrutura e de elevada

manutenção, já os passivos não necessitam desse fornecimento de energia. Assim os sistemas activos apresentam uma grande desvantagem, uma vez que aquando da actuação de um sismo esse fornecimento de energia poderia cessar, pondo em causa o sistema de controlo e por isso a resistência estrutural à acção. Os sistemas semi-activos também requerem o abastecimento de energia para modificar as características dos dispositivos, no entanto comparativamente com os sistemas activos, estes necessitam de uma quantidade muito inferior de energia e esta carência não é constante. Finalmente, os sistemas híbridos são compostos pela junção de dois sistemas, passivo+semi-activo ou passivo+activo.

## 1.2 Objectivos

Nesta dissertação pretende-se analisar o comportamento do passadiço pedonal PP3141 à acção sísmica, através da sua modelação numérica em elementos finitos recorrendo-se ao programa *OpenSees*. Esta tese representa um complemento ao trabalho que vem a ser desenvolvido pelo grupo integrante do projecto SUPERB<sup>1</sup>, onde se pretende avaliar o comportamento à acção sísmica de dezassete passadiços pedonais. Em especial, deseja-se estudar o fenómeno de descalçamento e a manifestação de danos nos elementos estruturais.

O passadiço pedonal PP3141 é composto por elementos pré-fabricados em betão-armado, que foram dimensionados através da regulamentação RSA/REBAP. A estrutura localiza-se na Estrada Nacional 125-10 (EN 125-10), na freguesia de Montenegro, no distrito de Faro. Esta via de comunicação estabelece a ligação a diversas infra-estruturas, cujo funcionamento não pode ser afectado em caso de ocorrência de um sismo. Deste modo, torna-se importante garantir a integridade estrutural do passadiço a esta acção, por forma a que não seja posta em causa a ligação terrestre a estas estruturas.

Denotando-se a importância da avaliação da resposta sísmica desta estrutura, os membros integrantes do projecto SUPERB efectuaram uma campanha experimental de caracterização dinâmica, realizando ensaios de vibração ambiental. A partir dos resultados recolhidos, foram utilizadas duas técnicas de processamento do sinal: EFDD e SSI-UPC, obtendo-se os parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico actual do passadiço.

Pretende-se realizar um modelo numérico fiável do PP3141, através da sua calibração manual, pelo conhecimento das características dinâmicas actuais da estrutura, recorrendo ao coeficiente MAC. Através da modelação do passadiço, deseja-se avaliar a sua resposta estrutural à acção sísmica, tendo em conta uma análise dinâmica não-linear. Para tal, recorre-se à geração de acelerogramas artificiais, que têm como base o espectro de resposta elástico apresentado pelo

---

<sup>1</sup>O projecto PTDC/ECM/117618/2010: SUPERB - "Prevenção do descalçamento devido à acção sísmica. Elementos de reforço para pontes" encontra-se em desenvolvimento numa parceria entre a FCT-UNL, o IST-UTL, o LNEC e as EP.

EC8. Reconhecendo-se a importância dos elementos de ligação na eficiência do sistema estrutural, pretende-se efectuar um estudo aprofundado destes elementos e considerar ao nível da modelação o efeito de ferrolho.

Pretende-se em seguida avaliar os resultados obtidos e identificar se existe a necessidade de implementar sistemas de protecção sísmica, ambicionando-se a melhoria do comportamento estrutural dinâmico do PP3141. Para tal consideram-se sistemas de protecção passiva, pela implementação de dispositivos na estrutura compostos por materiais que apresentam uma elevada capacidade dissipativa, como o aço de alta resistência, correntemente empregado, e as ligas com memória de forma (SMA - *Shape memory alloys*). Estas ligas possuem características excepcionais, como a recuperação de grandes deformações, quer por variação de temperatura (efeito de memória de forma) quer por descarga (efeito superelástico), e uma excelente resistência à fadiga, suportando elevados números de ciclos carga/descarga. Deste modo, a sua aplicação, com este propósito, torna-se extremamente eficiente.

Resumidamente, os objectivos podem ser descritos da seguinte forma:

- modelar o PP3141 e realizar a sua calibração, se necessário;
- analisar o comportamento não-linear sísmico da estrutura;
- avaliar a necessidade de implementação de reforço sísmico;
- propôr uma solução de reforço sísmico.

### 1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em 9 capítulos, sendo o primeiro a presente Introdução.

No capítulo 2 serão descritos e comparados os parâmetros que condicionam a resposta estrutural à acção sísmica, apresentados por ambas as normas RSA/REBAP e EC8. Em seguida, é avaliada a aplicação destes parâmetros na representação por espectro de resposta, e estudada a sua influência. Numa segunda secção, será exibida a metodologia utilizada para a geração de acelerogramas artificiais.

No capítulo 3 será explicada a forma de transferência de forças através do efeito de ferrolho e explicitadas as formulações normativas existentes.

No capítulo 4 será efectuada uma breve descrição das técnicas de processamento de sinal utilizadas (EFDD e SSI).

No capítulo 5 será feita a apresentação da estrutura em estudo e apresentados os resultados obtidos através da campanha experimental de caracterização dinâmica.

No capítulo 6 será apresentado o programa utilizado e evidenciadas as considerações efectuadas para a execução do modelo numérico. Em seguida, é efectuada a calibração manual do modelo.

No capítulo 7 é descrita a análise dinâmica não-linear executada e exibidos os

resultados obtidos.

No capítulo 8 é efectuado o reforço sísmico, através da implementação de dois sistemas de protecção sísmica e apresentados os resultados.

Finalmente, no capítulo 9 são expostas as conclusões finais e sugeridos os trabalhos futuros.



## Capítulo 2

# Acção Sísmica

### 2.1 Regulamentação - Comparação entre EC8 e RSA/REBAP

#### 2.1.1 Introdução

Em Portugal, a primeira regulamentação anti-sísmica foi desenvolvida e aplicada em Lisboa no século XVIII, após a ocorrência do sismo de 1755. No entanto, esta foi progressivamente abandonada durante o século XIX, dando lugar a construções com fraca resistência sísmica. Na década de 1950, a engenharia sísmica em Portugal apresentava consistentes bases científicas, levando ao aparecimento de um regulamento de estruturas que exigia o cálculo dos efeitos sísmicos sobre as estruturas. Deste modo, verificou-se uma melhoria da segurança das construções face à sua resistência sísmica. Em 1985, esta tendência de aumento da qualidade estrutural acentuou-se pela entrada em vigor do Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), publicados no mesmo ano. Devido à evolução do conhecimento nesta área, e ao desejo de uniformização da regulamentação praticada pelos Países integrantes da União Europeia, foi desenvolvido um conjunto de normas, Eurocódigos, que se destinam a regular o projecto estrutural das construções. Estas normas constituem a regulamentação vigente para o dimensionamento de estruturas em Portugal.

A estrutura PP3141, a analisar no desenvolver desta dissertação, foi dimensionada tendo como base normativa os regulamentos RSA e REBAP, que já não se encontram em vigor, e a sua resposta à acção sísmica será avaliada segundo os critérios apresentados pela norma vigente, EC8. Por conseguinte, considera-se importante efectuar uma comparação entre as duas normas, por forma a evidenciar disparidades existentes, podendo-se especular acerca do comportamento esperado para a estrutura sujeita à acção dinâmica definida pela norma vigente.

Este capítulo encontra-se dividido em duas secções. Primeiramente, será efectuada uma descrição e comparação normativa dos parâmetros que condicionam a resposta estrutural à acção sísmica, tendo em conta os regulamentos, RSA/REBAP e EC8. Em seguida, será avaliada a aplicação destes parâmetros na representação da acção através de espectros de resposta e estudada a sua influência. Numa segunda secção, será apresentada a metodologia utilizada para a geração de acelerogramas artificiais.

Note-se também que, a seguinte exposição terá como base a estrutura em estudo, pelo que apenas serão abordadas as regras respeitantes a estruturas de betão armado e com localização em Portugal Continental.

## 2.1.2 Definição da Acção Sísmica

### Tipo de Acção Sísmica

Existem dois cenários sísmicos que podem afectar Portugal, sendo necessário considerar dois tipos de acção. Pelo EC8, a acção sísmica do tipo I corresponde a um cenário designado afastado, em geral, com epicentro na região marítima do Atlântico e uma elevada magnitude; já a acção sísmica do tipo II, corresponde a um cenário designado próximo, em geral, com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e uma magnitude mais moderada.

A norma RSA também contempla estes dois cenários apresentados, mas as designações encontram-se trocadas. A acção sísmica do tipo I, presente na norma vigente, corresponde à acção do tipo II do RSA e vice-versa.

Pelo RSA a acção sísmica é representada através de um espectro de resposta elástico em acelerações, mas é feita referência de que para estruturas compostas por uma distância máxima entre apoios superior a 100 m, os efeitos da variação do movimento sísmico de um ponto para outro, devem ser devidamente considerados. Apesar de pelo EC8 não ser feita alusão a este aspecto, é assumido que o leitor realize as devidas considerações para uma estrutura que apresente uma distância significativa entre apoios.

No EC8 a acção sísmica de ambos os tipos, e para o movimento sísmico horizontal ou vertical num dado ponto da superfície, é representada do mesmo modo que pelo RSA, através de um espectro de resposta elástico em acelerações.

### Zonamento do território

Para ambos os regulamentos, Portugal Continental encontra-se dividido em várias zonas consoante o tipo de sismo, permitindo uma melhor classificação da sismicidade associada a cada região, figura 2.1.



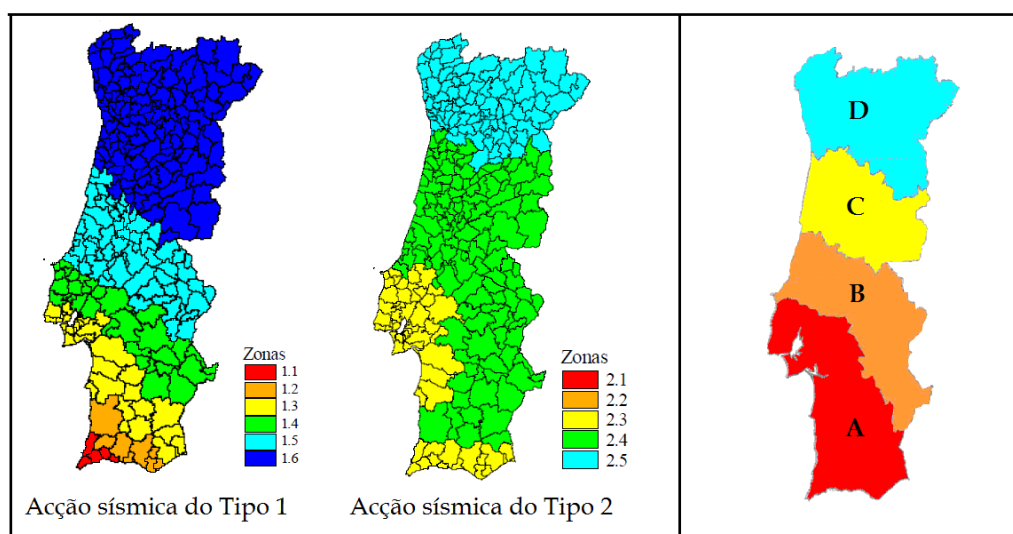


Figura 2.1: Zonamento Sísmico estabelecido no EC8 (esq.) e no RSA (dir.) (Adaptado de [6, 4]).

Como pode ser identificado pela figura 2.1, o regulamento vigente apresenta uma divisão territorial em 6 zonas, estando a zona 1 associada a uma acção mais intensa, enquanto que a norma RSA apenas sugere 4 zonas, sendo a zona A associada a uma acção mais intensa.

A principal e mais significativa diferença verificada entre estes dois regulamentos, consiste no zonamento do território apresentado apenas para a acção sísmica afastada pelo RSA, ao contrário do EC8 que apresenta um zonamento territorial diferenciado para cada tipo de acção, tendo em conta a diferente influência da posição do epicentro sobre as várias zonas do território.

### Classificação do solo

O solo sobre o qual uma estrutura se insere, é extremamente importante, influenciando a resposta estrutural à acção sísmica.

Para o RSA, a classificação do solo é apresentada do seguinte modo:

- Tipo I - rochas e solos coerentes, rijos;
- Tipo II - solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes, compactos;
- Tipo III - solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Para o EC8, a classificação do solo é definida através da associação entre o perfil estratigráfico e a velocidade de propagação das ondas de corte nos 30

m superficiais do terreno e coesão não drenada, como é apresentado na figura 2.2.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Figura 2.2: Descrição dos vários tipos de solo [6].

Através da classificação para o solo apresentada por ambas as normas, é possível estabelecer a seguinte correspondência:

RSA	EC8
Solo tipo I	Solo tipo A e B
Solo tipo II	Solo tipo C
Solo tipo III	Solo tipo D

Tabela 2.1: Correspondência entre a classificação para solo apresentada pelas duas normas.

No entanto os solos do tipo E,  $S_1$  e  $S_2$ , definidos pelo EC8, ficam sem correspondência estabelecida para as tipologias de solos apresentados pelo RSA. Deste modo, verifica-se um maior rigor por parte da norma em vigor, classificando de uma forma mais precisa as condições do terreno, em especial para solos moles.

### **Classes de Ductilidade**

A ductilidade de uma estrutura é extremamente importante para a sua resposta a uma acção sísmica, devendo a estrutura apresentar uma adequada capacidade de dissipação energética.

O EC8 apresenta três classes de ductilidade:

- Classe de ductilidade baixa (DCL - *Ductility Class Low*);
- Classe de ductilidade média (DCM - *Ductility Class Medium*);
- Classe de ductilidade alta (DCH - *Ductility Class High*).

A primeira classe de ductilidade (DCL), está associada a estruturas que apresentam um baixo nível de dissipação de energia, ou seja, que o modelo de resposta apresenta uma pequena ou nula parcela plástica, sendo o comportamento maioritariamente elástico. Por conseguinte, estas estruturas apresentam normalmente uma rotura frágil. Uma vez que estas estruturas apresentam uma incapacidade natural para dissipar energia, característica essencial para a resistência a uma acção dinâmica, este tipo de estruturas deve apenas ser considerado para zonas de baixa sismicidade. Já as restantes classes estão associadas a superiores níveis de dissipação energética, apresentando um comportamento com uma elevada componente plástica, em que a rotura não é frágil e é antecipada pela formação de rótulas plásticas.

A norma REBAP apenas apresenta uma classificação da ductilidade em dois tipos, normal e melhorada.

Pode ser estabelecida uma equivalência entre a classe de ductilidade média apresentada pelo EC8 e a classe de ductilidade melhorada, sugerida pelo REBAP [56].

### **Coefficiente de Comportamento**

O coeficiente de comportamento,  $q$ , é apresentado de uma forma distinta para as normas em análise.

Pelo RSA, o coeficiente de comportamento, permite a obtenção do comportamento não-linear das estruturas pela realização de uma análise elástica linear. Deste modo, este coeficiente é aplicado após a execução da análise, através da divisão dos esforços obtidos pelo coeficiente de comportamento. Já pelo EC8, o coeficiente de comportamento é contabilizado aquando da realização da análise, reduzindo a acção. Deste modo, são obtidos esforços de cálculo inferiores.

Este coeficiente de comportamento depende de várias variáveis, da tipologia da estrutura, dos materiais que a constituem e da sua ductilidade.

- **Tipo de Estruturas**

Pelo EC8, são tidas em conta os seguintes tipos de estruturas:

- sistema porticado;
- sistema misto;
- sistema de paredes dúcteis;
- sistemas de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- sistema de pêndulo invertido;
- sistema torsionalmente flexível.

No EC8 em 5.1.2 são definidos cada tipo de sistema e em 5.2.2.1 apresentados os critérios a ter em conta para alguns tipos de sistema.

No REBAP, apenas são sugeridos valores para o coeficiente de comportamento para estruturas correntes, considerando 3 tipos de estruturas: sistema porticado, sistema misto pórtico-parede e sistema de paredes.

- **Valor do coeficiente**

Após a identificação do tipo de estrutura em análise, pode ser determinado o valor do coeficiente de comportamento.

Pelo EC8, para estruturas de betão armado, é sugerida a seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.1)$$

onde,  $q_0$  é o valor básico do coeficiente de comportamento, cujos valores são apresentados pela norma consoante o nível de ductilidade e o tipo de estrutura. O  $k_w$  é um parâmetro que reflecte o modo de rotura preponderante para sistemas de paredes, cujos valores são também expostos pela norma e dependem do tipo de sistema. Consta-se que pelo EC8, é definido um limite inferior de 1.5 para o coeficiente de comportamento a aplicar, independentemente das características ou do tipo de estrutura.

Pelo REBAP são expostos os valores atribuídos para o coeficiente de comportamento para as duas classes de ductilidade e para os três tipos de estruturas.

### Classe de Importância

A classe de importância de cada estrutura, está associada à sua necessidade de funcionamento operacional aquando da ocorrência de um sismo (como ilustrado na tabela 2.2).

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública (e.g. edifícios agrícolas, etc.)
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso (e.g. escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.)
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.)

Tabela 2.2: Classes de importância [6].

Pelo EC8, o coeficiente de importância (tabela 2.3) afecta directamente o valor da acção sísmica na combinação de acções, majorando esta acção para estruturas de maior importância que apresentam uma classe mais elevada.

Assim a aceleração sísmica de projecto,  $a_g$ , é obtida pela multiplicação da aceleração máxima de referência,  $a_{gr}$ , pelo coeficiente de importância,  $\gamma_l$ :

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_l \quad (2.2)$$

Classes de importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2
I	0.65	0.75
II	1.00	1.00
III	1.45	1.25
IV	1.95	1.50

Tabela 2.3: Coeficientes de importância para o Continente  $\gamma_l$  [6].

A norma REBAP tem em conta indirectamente este princípio, considerando para as estruturas de classe IV, definidas pelo EC8, a redução de 30% do coeficiente de comportamento relativo a esforços. Deste modo, auferem-se forças de dimensionamento mais elevadas, levando à obtenção de uma estrutura mais resistente sísmicamente.

### Período de Retorno

Este parâmetro está intimamente relacionado com a classe de importância de uma estrutura, estando atribuído a cada classe um período de retorno que aumenta com o aumento da classe.

Para ambos os regulamentos, a acção sísmica é definida de forma probabilística. A probabilidade da acção sísmica,  $\bar{P}_n$ , considerada para o dimensionamento de uma estrutura, não ser excedida em  $n$  anos, para um período de retorno  $T$ , é dada por:

$$\bar{P}_n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.3)$$

Portanto, a probabilidade da acção sísmica,  $P_n$ , ser excedida no mesmo intervalo de tempo, é:

$$P_n = 1 - \bar{P}_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.4)$$

Pelo RSA, para estruturas correntes o período de retorno definido é de 975 anos, ou seja, a probabilidade anual de a acção sísmica considerada para o dimensionamento ser excedida é de  $1/975$ . Conclui-se assim que, para um período de retorno de 975 anos, em 50 anos, a probabilidade da acção sísmica considerada ser excedida é de 5%.

No EC8, encontra-se definido um período de retorno de 475 anos, corresponde a uma probabilidade de 10%, em 50 anos, dessa acção sísmica ser excedida.

Deste modo, poder-se-ia concluir que através da norma vigente as estruturas apresentam uma menor resistência à acção sísmica, sendo mais provável em 5% que surja um sismo de intensidade superior ao considerado para o dimensionamento. No entanto, a norma vigente apresenta exigências de não-colapso e de limitação de danos. A exigência de não-colapso, garante que a estrutura mantém a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois da actuação de um sismo com período de retorno de 475 anos. A exigência de limitação de danos garante que a estrutura deve ser projectada e construída de modo a resistir a uma acção sísmica cujo período de retorno é de 95 anos, sem a ocorrência de danos e limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura.

### 2.1.3 Análise Estrutural

#### Métodos de Análise

Relativamente aos modelos de análise da acção sísmica, os regulamentos apresentam métodos de análise estáticos e dinâmicos, sendo as metodologias lineares equivalentes.

Pretendendo-se no decorrer da presente dissertação avaliar o comportamento estrutural dinâmico não-linear, apenas será abordado em seguida o método dinâmico não-linear apresentado pelo EC8. Através deste, é estudado o comportamento não-linear, físico e geométrico, pela consideração de modelos constitutivos inelásticos dos materiais, e contabilização dos efeitos de segunda ordem desenvolvidos pelos elementos verticais, aquando da ocorrência de deslocamentos elevados.

### **Análise dinâmica não-linear**

Através desta análise é possível descrever no tempo a resposta estrutural a uma acção sísmica regulamentar. Através da integração numérica directa das equações diferenciais do movimento, obtém-se a resposta estrutural no tempo. Deste modo, pode ser identificado o comportamento dos elementos sob ciclos pós-elásticos de carga-descarga, reflectindo de forma realista a dissipação de energia nos elementos.

Quando correctamente aplicado, este tipo de análise apresenta resultados de elevada precisão, mas requer um esforço computacional superior, sendo, por isto, uma análise mais demorada.

### **Combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica**

Para avaliar a acção sísmica segundo a sua componente mais relevante, a horizontal, a norma europeia efectua a seguinte recomendação de cálculo através da utilização das duas combinações, uma vez que se desconhece a direcção das ondas sísmicas:

$$E_{Edx} \text{ " + " } 0.30E_{Edy} \quad \text{ou} \quad 0.30E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy}$$

em que:

- “+” significa “a combinar com”;
- $E_{Edx}$  representa os esforços desenvolvidos devido à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x, escolhido para a estrutura;
- $E_{Edy}$  representa os esforços desenvolvidos devido à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y, escolhido para a estrutura.

Pelo EC8, para uma análise dinâmica não linear para um modelo espacial, deve ser considerada a actuação do sismo simultaneamente nas duas direcções horizontais, tendo em conta a combinação sugerida.

Pela norma vigente, a componente vertical da acção sísmica apenas deverá ser considerada para determinadas estruturas, definidas em 4.3.3.5.2 do EC8, para

os casos em que  $a_{avg}$  seja superior a  $0.25g$  ou seja  $2,5 \text{ m/s}^2$ .

O RSA também aconselha a consideração da aplicação da acção segundo duas direcções horizontais e uma vertical, para os casos em que se justifique.

### 2.1.4 Representação da Acção Sísmica

A acção sísmica pode ser representada por um dos seguintes modos [51]:

- Série de acelerações (registo real ou gerado artificialmente);
- Função de densidade espectral de potência;
- Espectro de resposta.

O primeiro tipo de representação apresentado constitui a forma mais directa de avaliar o comportamento de resposta estrutural. Porém, para efeitos de verificação da segurança duma estrutura seria necessário avaliar mais do que um único sismo, o que torna o processo de análise estrutural consideravelmente moroso. No entanto, se for considerada uma análise não-linear para avaliar a resposta dinâmica estrutural, será necessário recorrer a séries de aceleração - acelerogramas.

A representação através da função de densidade espectral de potência (espectro de potência), não é normalmente considerada pelas metodologias de análise estrutural, que integram os programas de cálculo. No entanto, a representação através do espectro de potência representa um passo fulcral para o processo de geração de acelerogramas artificiais.

O último tipo de representação apresentado, através do espectro de resposta, constitui a forma mais corrente, integrando a maioria dos programas de cálculo automático que realizam análises dinâmicas em regime linear. Através da norma vigente é possível identificar as expressões matemáticas que permitem a correcta definição do espectro.

#### Espectro de resposta

Nesta sub-secção será explorada a forma de representação da acção sísmica através de espectro de resposta, apresentado pelo EC8, e identificada a influência dos parâmetros que foram anteriormente descritos. Por fim, será efectuada uma comparação entre os espectros de resposta elásticos apresentados pelo EC8 e RSA.

Por forma a explicitar de um modo bastante objectivo este tipo de representação, foi considerada a seguinte definição:



Um espectro de resposta pode ser definido como a representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado (L. Guerreiro, 1999).

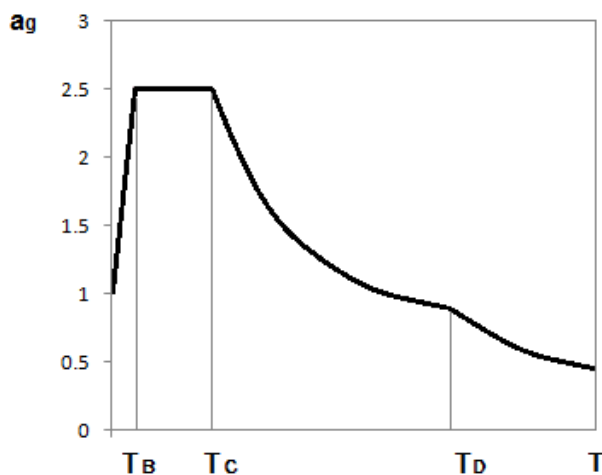


Figura 2.3: Ramos constituintes do espectro de resposta (Adaptado de[6]).

Na figura 2.3, é apresentado um espectro tipo, através do qual se identificam as várias fases de evolução do comportamento de resposta de uma estrutura quando sujeita a um sismo. Através da sua análise, verifica-se a existência de uma fase inicial de aceleração constante, que se desenvolve para os períodos  $T_B$  e  $T_C$ , seguida de uma fase de velocidade constante, para os períodos  $T_C$  e  $T_D$ , e outra fase final de deslocamento constante, para períodos superiores a  $T_D$ . Observa-se também que, os espectros de resposta em acelerações absolutas tendem para zero, quando o período fundamental da estrutura tende para infinito ou quando a frequência própria de vibração dos sistemas tende também para zero, sendo a relação entre o período e a frequência inversamente proporcional.

O comportamento evidenciado pelo espectro pode ser explicado através da avaliação do comportamento de uma estrutura composta por um grau de liberdade. Consideremos inicialmente uma estrutura definida por uma frequência própria de vibração muito baixa, adoptemos zero. Quando esta é sujeita à movimentação do(s) ponto(s) de apoio sobre o solo, por ser tão flexível, os elementos constituintes deformam-se, de modo a que a maioria dos restantes pontos permaneçam na mesma posição inicial, que é idêntica à verificada num espaço temporal imediatamente antes ao início da transmissão das vibrações do solo à estrutura. Este comportamento pode ser associado à permanência do sistema em repouso, implicando velocidades e acelerações nulas, como verificado pela figura 2.3. Por outro lado, se analisarmos uma estrutura composta por uma

frequência própria de vibração muito elevada, consideremos infinita, quando sujeita à movimentação do(s) ponto(s) de apoio sobre o solo, por ser tão rígida, o deslocamento de todos os pontos da estrutura é idêntico ao deslocamento do solo, não se desenvolvendo deformações internas nos elementos. Portanto, para frequências elevadas o espectro de resposta de acelerações absolutas tende para o valor de pico da aceleração do solo, correspondendo a máxima aceleração sofrida pelo sistema ao máximo valor da aceleração do solo.

### Definição dos parâmetros

Nesta secção serão apresentados os parâmetros que influenciam directamente a definição do espectro de resposta: o tipo de sismo, o tipo de terreno e o coeficiente de amortecimento. Deste modo, aquando do estudo de um parâmetro, os restantes são mantidos constantes.

- **Tipo de sismo**

Para a localidade de Faro obtêm-se os espectros de resposta apresentados na figura 2.4:

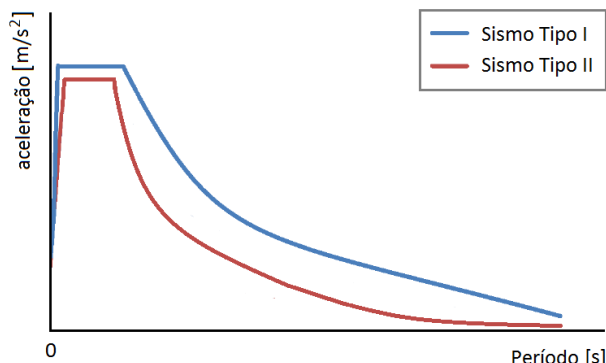


Figura 2.4: Espectros de resposta para os dois tipos de sismo.

Observa-se que, para estruturas associadas a qualquer gama de frequências, o sismo do tipo I, de epicentro mais afastado, é o que provoca um superior valor de aceleração espectral, sendo este o tipo de sismo mais condicionante em termos de dimensionamento à acção sísmica, para uma estrutura localizada em Faro.

- **Tipo de terreno**

Em seguida, serão analisados os terrenos dos tipos A, B, C, D e E, descritos na norma europeia, EC8.

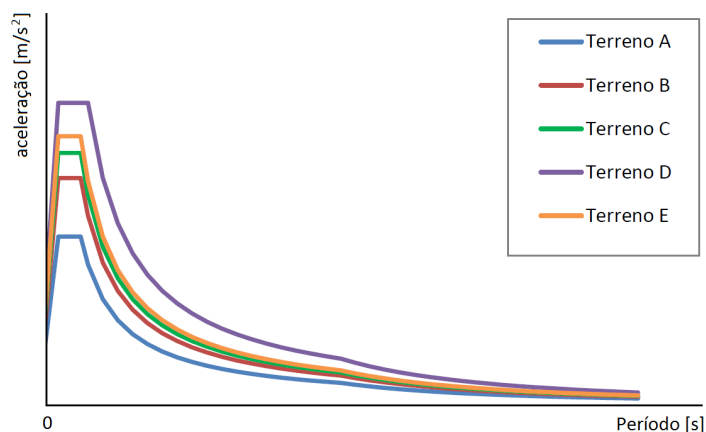


Figura 2.5: Espectros de resposta para os cinco tipos de terreno.

Constata-se que, para terrenos mais rijos e compactos a aceleração espectral da estrutura é inferior. Assim as vibrações do solo são amplificadas por solos mais moles e incoerentes, o que induz acelerações mais elevadas à estrutura, estando estes solos associados a espectros mais elevados. É de referir que para o RSA, solos mais compactos estão associados a espectros de terreno mais elevados, sendo esta uma atribuição incorreta.

- **Coefficiente de amortecimento**

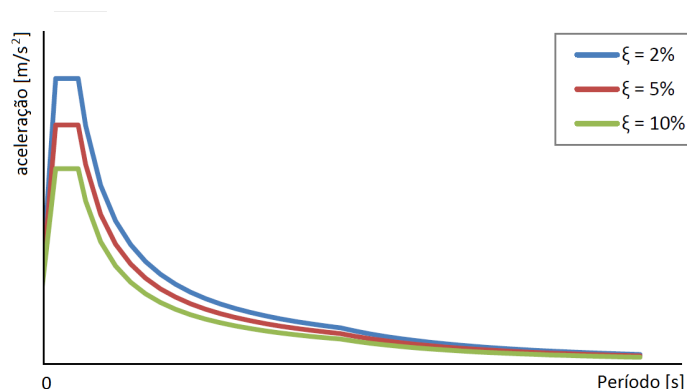


Figura 2.6: Espectros de resposta para três coeficientes de amortecimento.

Na figura 2.6 apresenta-se a evolução de três espectros de resposta, cada um definido para diferentes valores de coeficiente de amortecimento.

Como esperado, observa-se pela análise da figura 2.6, que à medida que o amortecimento aumenta diminuem as acelerações desenvolvidas na estrutura.

- **Comparação entre espectros de resposta segundo o RSA e EC8**

Em seguida apresentam-se a figura 2.7, onde é representado o espectro de resposta segundo os dois regulamentos, para a localização de Faro, que corresponde à zona A pelo RSA, e zonas 1.2 e 2.3 pelo EC8, para a acção sísmica do tipo afastada e próxima, respectivamente. Para os espectros apresentados é também considerado o coeficiente de amortecimento de 5% e tipo de terreno II, pelo RSA, e C pelo EC8.

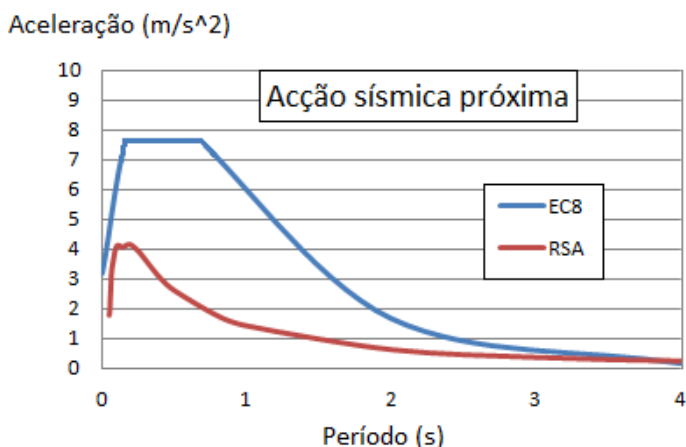
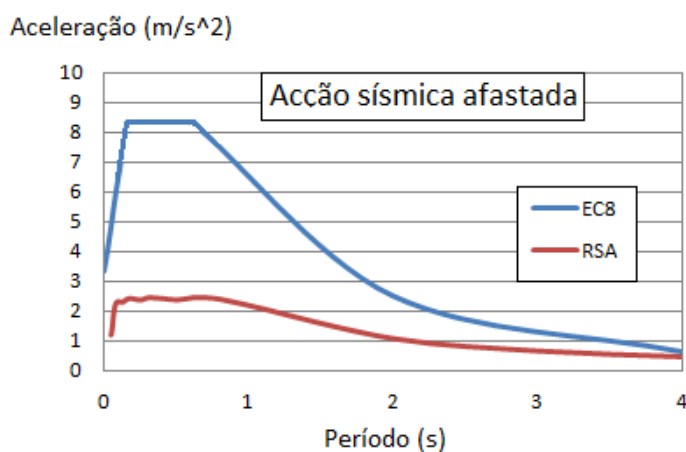


Figura 2.7: Espectros de resposta para a acção sísmica.

Deste modo, para a definição dos espectros de resposta elástico segundo o EC8, foram tidas em conta as expressões sugeridas por este regulamento. Já para os espectros definidos segundo o RSA, foram consideradas as funções de densidade espectral de potência apresentadas por L. Guerreiro [48], que seguem o apresentado pela norma.

Note-se novamente que, para a avaliação da acção sísmica afastada através dos espectros de resposta, foi considerada a acção do tipo I para o EC8 e a acção do tipo II para o RSA. Para a acção sísmica próxima, foi tido em conta a acção do tipo II para o EC8 e a acção do tipo I para o RSA.

Avaliando a resposta estrutural para os dois tipos de sismos, observa-se uma semelhança da curva comportamental apresentada pelos regulamentos em avaliação. Para a acção sísmica afastada, observa-se que para ambas as normas, é atingido um patamar de aceleração máxima para a mesma gama de períodos. No entanto, o valor alcançado é diferente, sendo para o EC8 o valor máximo atingido de  $8.34 \text{ m/s}^2$ , enquanto que o RSA apresenta o valor máximo de  $2.42 \text{ m/s}^2$ . Para a acção sísmica próxima, já não é estabelecida a semelhança identificada para o outro tipo de acção. Pelo RSA, a resposta estrutural atinge o seu máximo em acelerações para o valor de  $4.16 \text{ m/s}^2$ , para períodos mais baixos do que os expostos pelo EC8. Para a norma vigente a aceleração máxima atingida é de  $7.96 \text{ m/s}^2$ .

Constata-se assim, através da figura 2.7, que para ambos os tipos de sismos e para qualquer valor de frequência, a acção definida pela norma vigente apresenta um valor superior à norma RSA. No entanto, existem divergências ao nível da análise sísmica apresentadas por ambas as normas, que atenuam a grande diferença identificada pela figura 2.7:

- Pelo RSA a acção é majorada, através da aplicação de um coeficiente parcial de 1.5, na combinação com outras acções;
- O valor do coeficiente de comportamento obtido por ambas as normas é diferente, sendo superior para a norma vigente.

### 2.1.5 Conclusões

Nesta secção apresentaram-se as diferenças entre as normas de dimensionamento estrutural EC8 e RSA/REBAP, e evidenciaram-se as suas diferenças ao nível da definição da acção sísmica.

Para a definição do zonamento de território verifica-se uma elevada discrepância, sendo apresentado pelo RSA a divisão territorial apenas para a acção sísmica do tipo afastado. Mas, apesar das diferentes formas de divisão e classificação do território, verifica-se que a região em estudo - Faro, é considerada para ambos os regulamentos uma zona de elevado risco sísmico.

Para a classificação do solo, verificou-se uma falta de precisão por parte do regulamento RSA, em especial para os solos moles, no entanto para os restantes tipos de solos mais duros existe uma correspondência entre as tipologias apresentadas pelos dois regulamentos.

Relativamente à classificação de ductilidade estrutural as normas apresentam algumas diferenças, mas é possível estabelecer uma equivalência entre a classe de ductilidade melhorada, apresentada pelo REBAP, e a classe de ductilidade média, apresentada pelo EC8.

O EC8, classifica as estruturas segundo a sua necessidade de existência activa aquando da ocorrência de um sismo, e para cada classe atribui um coeficiente de importância que afecta directamente o valor da acção sísmica na combinação de acções. Este coeficiente majora a acção para estruturas de maior importância, que apresentam uma classe mais elevada. Apesar do REBAP não definir este coeficiente, considera para estruturas de classe IV uma redução de 30% do coeficiente de comportamento relativo a esforços.

Para ambas as normas a acção sísmica é definida de forma probabilística. Pelo EC8 as estruturas apresentam uma maior probabilidade de a acção sísmica considerada para o dimensionamento ser excedida, relativamente ao RSA, no entanto a norma europeia assegura a integridade da estrutura e a limitação de danos.

Através da comparação entre os espectros de resposta obtidos para a estrutura em análise, pelas normas de dimensionamento (RSA/REBAP) e pela norma vigente (EC8), verificou-se que o valor da acção sísmica, apresentada para as características do PP3141, pela norma europeia é superior para qualquer tipo de acção sísmica. Por conseguinte, verifica-se a necessidade de efectuar uma avaliação da sua resposta a esta acção.

## 2.2 Geração de Acelorogramas Artificiais

Para avaliar a resposta de uma estrutura com comportamento não-linear à acção sísmica, é necessário recorrer à adequada reprodução da mesma acção, através de acelerogramas. Seria interessante efectuar a análise estrutural tendo em conta registos reais para o local onde a estrutura se insere, mas seria necessário que tivessem ocorrido e sido registados um número significativo de acções sísmicas. Assim, é comum recorrer-se à geração de séries de acelerações artificiais. Pela norma vigente, a acção em análise apenas é caracterizada através da sua representação pelo espectro de resposta, sendo os acelerogramas gerados a partir deste espectro.

É de referir que a verificação da segurança de uma estrutura passa pela análise da sua resposta para um conjunto de várias séries sísmicas, sendo sugerido pelo

EC8 [6] em 3.2.3.1.2, a contabilização de pelo menos 3 acelerogramas, e não apenas uma única série.

### 2.2.1 Determinação do espectro de potência a partir do espectro de resposta

Como foi anteriormente exposto, o Eurocódigo apenas representa a acção sísmica através de espectros de resposta, não apresentando espectros de potência. É de referir que, não existe nenhum procedimento que permita calcular directamente as funções de densidade espectral a partir dos espectros de resposta [51]. No entanto, existem processos que permitem obter os espectros de resposta, representativos da acção sísmica que se pretende reproduzir, a partir dos espectros de potência. Deste modo, pela aplicação do processo inverso, o espectro de potência é determinado através de um processo iterativo, que consiste na correcção sucessiva de um espectro de potência inicialmente estimado, sendo as correcções baseadas na comparação entre o espectro de resposta obtido em cada iteração através do espectro de potência, e o espectro de resposta definido pela norma vigente. Em seguida são apresentados os vários passos que descrevem o processo iterativo [51].

Primeiramente é definida uma estimativa inicial para o espectro de potência,  $S_a^{i=0}(\omega_n)$ , sendo considerado um espectro uniforme de valor unitário em toda a gama de frequências. Em seguida, através do espectro de potência é determinado o espectro de resposta associado. Para tal, é considerada uma função de transferência  $H(\omega)$ , que estabelece uma relação entre as acelerações na base e as acelerações absolutas da resposta, através da seguinte expressão:

$$S_{ri}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_a(\omega) \quad (2.5)$$

onde:

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

$S_a(\omega)$  é o espectro de potência da acção.

A função de transferência, pode ser obtida por:

$$H(\omega) = \frac{\omega_{in}^2 + 2i\zeta\omega\omega_{in}}{\omega_{in}^2 - \omega^2 + 2i\zeta\omega\omega_{in}} \quad (2.6)$$

onde:

$\zeta$  é o coeficiente de amortecimento;

$\omega_{in}$  é a frequência própria do oscilador.

Deste modo, é conhecida a resposta em acelerações absolutas desenvolvidas pelo oscilador. Segundo J. Pereira [73], o espectro de resposta  $E_R(\omega_n, \zeta)$ ,

que corresponde ao conjunto dos valores máximos da resposta obtida pelos osciladores compostos por amortecimento  $\zeta$  e frequência própria  $\omega_n$ , quando solicitados por uma excitação na base, pode ser determinado por:

$$E_R(\omega_n, \zeta) = \sqrt{2\lambda_0 \left[ \ln\left(\frac{s}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}\right) - \ln(\ln 2) \right]} \quad (2.7)$$

onde:

$s$  é a duração da amostra;

$\lambda_0$  e  $\lambda_2$  são momentos espectrais da função de densidade de potência:

$$\lambda_0 = \int_0^\infty S_x(\omega) d(\omega)$$

$$\lambda_2 = \int_0^\infty \omega^2 \cdot S_x(\omega) d(\omega)$$

Obtém-se assim o espectro de resposta associado ao espectro de potência estimado. De modo a encontrar o espectro de potência correspondente ao espectro de resposta definido pela norma vigente para a estrutura em estudo, é necessário efectuar uma comparação entre o espectro de resposta gerado e o espectro de resposta que se pretende obter  $E_R^{OBJ}$ . Para tal, é efectuado o cálculo do quociente entre espectros, identificando deste modo, para cada valor de frequência as divergências apresentadas pelos espectros.

$$R(\omega_n) = \frac{E_R^{OBJ}(\omega_n)}{E_R(\omega_n)} \quad (2.8)$$

Se a diferença entre o espectro de resposta calculado e o espectro de resposta pretendido, for superior à precisão de cálculo considerada, é necessário efectuar mais uma iteração. A nova estimativa do espectro de potência é definida pelo espectro correspondente à iteração anterior multiplicado pelo quadrado do quociente  $R$ , em cada valor da frequência,  $\omega$ , como exposto pela equação (2.9).

$$S_a^{i+1}(\omega_n) = S_a^i(\omega_n) \times R(\omega_n)^2 \quad (2.9)$$

De seguida, é repetida a comparação entre espectros. Caso contrário, se a diferença entre espectros respeitar a precisão de cálculo, foi encontrado o espectro de potência correspondente ao espectro de resposta associado à acção sísmica que se pretende reproduzir, e o processo iterativo termina.

## 2.2.2 Geração de acelerogramas artificiais a partir do espectro de potência

Tendo em conta o anteriormente exposto, é em seguida demonstrado como é efectuada a geração de acelerogramas artificiais a partir do espectro de potência. Um acelerograma pode ser definido como a sobreposição de várias séries harmónicas, estando cada uma destas séries associada a um determinado valor



de frequência  $\omega_k$ , de amplitude  $A_k$ , e um ângulo de fase  $\phi_k$ :

$$X(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cdot \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (2.10)$$

Demonstra-se [90] que a amplitude de cada série harmónica pode ser obtida através da expressão:

$$A_k^2 = 2 \cdot S_x(\omega_k) \Delta\omega \quad (2.11)$$

onde,

$S_x(\omega_k)$  é a ordenada do espectro de potência para  $\omega_k$ ;

$\Delta\omega$  é a largura da banda.

Assim a amplitude de uma série harmónica é determinada através dos seguintes passos (figura 2.8):

- Definição do passo para a gama de frequências, através da divisão do espectro de potência num número elevado de bandas de largura,  $\Delta\omega$ ;
- Associar a cada banda um valor do espectro de potência correspondente à frequência central da banda  $S_x(\omega_k)$ ;
- Calcular a amplitude associada à harmónica de frequência  $\omega_k$ .

O ângulo de fase,  $\phi$ , deve ser gerado aleatoriamente, obedecendo a uma distribuição uniforme no intervalo entre 0 e  $2\pi$ .

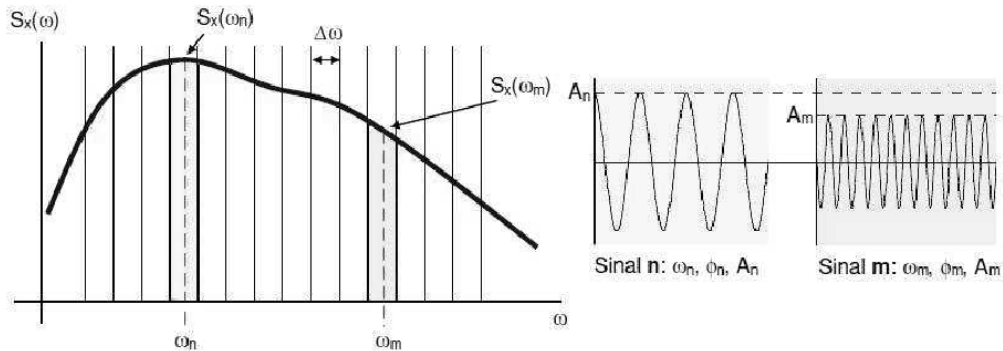


Figura 2.8: Concepção de uma série harmónica através do espectro de potência [51].

Para a criação do acelerograma em função do tempo,  $t$ , somam-se todas as séries harmónicas geradas, como exhibe a seguinte expressão:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2 \cdot S_x(\omega_k) \Delta\omega} \cdot \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (2.12)$$

Após a sobreposição em cada instante, de  $N$  harmónicas, obtém-se uma série definida através de um sinal estacionário aleatório, composto pelo mesmo tipo de sinal apresentado na figura 2.9.

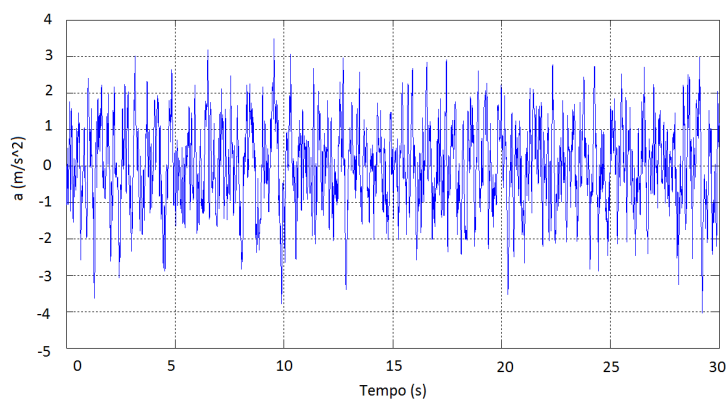


Figura 2.9: Exemplo de sinal estacionário.

Uma vez que, a série final é composta pela sobreposição de harmónicas, a amplitude máxima obtida já não se encontra limitada pelo valor de aceleração inicialmente definido. Deste modo, é necessário efectuar uma correção da aceleração máxima apresentada pela série.

No entanto, ainda não foi alcançado o acelerograma final, tendo em conta que a acção sísmica real não é representada por um sinal estacionário. Portanto, é necessário aplicar ao sinal uma função envolvente. A função correntemente utilizada encontra-se apresentada na figura 2.10, e como desejado apresenta valor máximo igual à unidade. Deste modo, a aceleração máxima existente para o acelerograma definido por um sinal estacionário mantém-se.

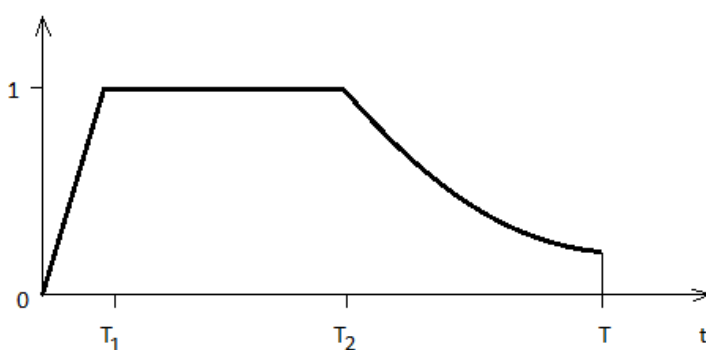


Figura 2.10: Exemplo de função envolvente.

Esta função é definida pela seguinte expressão [75]:

$$f(t) = \begin{cases} = \frac{t}{T_1} & 0 \leq t < T_1, \\ = 1 & T_1 \leq t \leq T_2, \\ = e^{-\alpha(t-T_2)} & T_2 < t \leq T. \end{cases}$$

Sendo os valores típicos para  $T_1=2$  s e  $T_2= 15-20$  s.

Após a aplicação ao sinal da função envolvente o acelerograma apresenta um comportamento mais semelhante ao real, como se pode observar na figura 2.11, sendo assim obtido o acelerograma final.

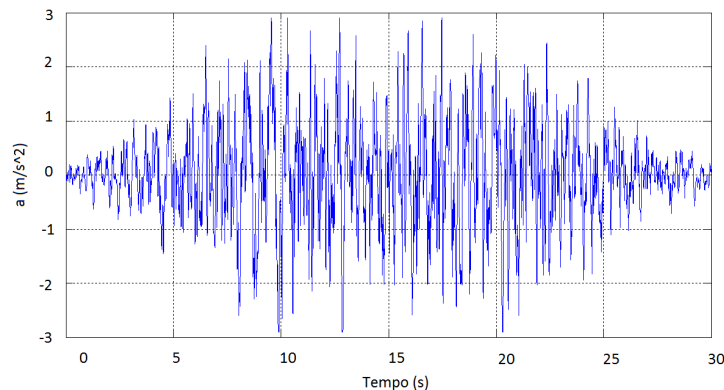


Figura 2.11: Exemplo de sinal não estacionário.

A partir do acelerograma final pode ser gerado um espectro de resposta, que quando comparado com o espectro regulamentar, permite verificar se o acelerograma respeita a regulamentação.

### 2.2.3 Conclusões

Nesta secção foram apresentados os passos necessários a seguir para a obtenção de um acelerograma artificial através de um espectro de resposta representativo da acção em análise.

Primeiramente foi obtido o espectro de potência a partir do espectro de resposta regulamentar, sendo para tal utilizado um processo iterativo através do qual são efectuadas sucessivas correcções ao espectro de potência, pela comparação entre o espectro de resposta gerado, associado ao espectro de potencia, e o espectro de resposta que se pretende atingir. Quando os espectros de resposta apresentam uma diferença inferior à estabelecida, encontrou-se o espectro de potência que correspondente à acção sísmica que se pretende reproduzir, e o processo iterativo termina. De seguida é gerado um sinal artificial, sendo a sua amplitude definida através do espectro de potência. Pela sobreposição de sinais é obtido um acelerograma estacionário, para o qual é necessário corrigir

a aceleração máxima e a sua estacionariedade pela aplicação de uma função envolvente. Deste modo, é obtido o acelerograma artificial final.

## Capítulo 3

# Transferência de forças de corte numa ligação

### 3.1 Introdução

Numa ligação, entre elementos de betão composta por varões de aço, que apresenta uma certa rugosidade, as forças de corte são transferidas através de um ou combinação dos seguintes fenómenos: adesão, atrito e efeito de ferrolho.

Para o fenómeno de adesão, a transmissão de forças encontra-se integralmente depende da extensão da ligação e dos procedimentos utilizados na introdução dos elementos de ligação. Por conseguinte, se as faces dos elementos se encontrarem sujas de areia, cimento ou óleo, a ligação através da adesão não é conseguida. Assim, constata-se que este tipo de transmissão de forças é extremamente sensível.

Segundo Loov e Patnaik [55], quando os valores da tensão de corte na ligação aumentam acima de 1,5 a 2 MPa, este efeito deixa de ser considerável, tornando-se relevante o fenómeno de atrito, gerado por compressão na interface e pelos varões de aço. A interacção entre estes dois fenómenos foi também avaliada por Zilch e Reinecke [101], e é apresentada na figura 3.1.

Como é observável, com o início do deslizamento imposto na interface da ligação desenvolve-se a adesão, que apresenta desde logo valores máximos, ocorrendo em simultâneo a geração de atrito pela compressão na interface. Verifica-se que com o aumento do deslizamento entre as faces, a adesão deixa de ser relevante e o atrito apresenta uma contribuição crescente para a resistência ao corte.

Já para a mobilização de atrito gerado pelos varões de aço, têm de ser atingidos valores de deslizamento mais elevados. Este fenómeno encontra-se associado à transferência de forças através do efeito de ferrolho. Note-se que, a geração deste fenómeno está associado ao desenvolvimento de um deslocamento horizontal superior, produzindo o aparecimento de fendas nas faces, o que leva à extinção do fenómeno de adesão, como é observável pela figura 3.1.

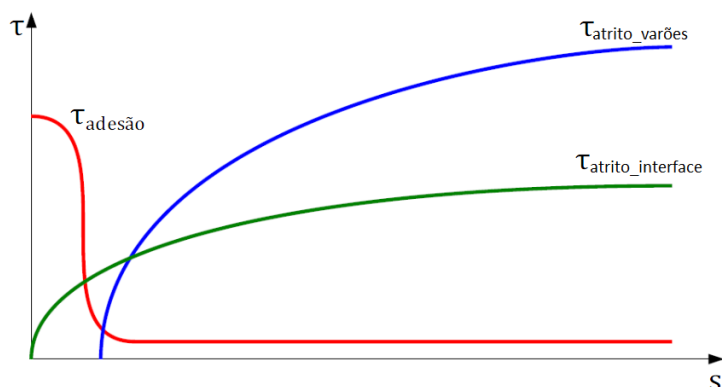


Figura 3.1: Geração dos fenômenos em função do deslizamento ( $s$ ) e tensão de corte na ligação ( $\tau$ ) (Adaptado de [85]).

Na maioria dos casos, as ligações entre elementos pré-fabricados requer a utilização de elementos mecânicos, como varões, parafusos, pregos, etc., que contribuem para o aumento da resistência da ligação, através do desenvolvimento do efeito de ferrolho. O ferrolho, ou varão de aço, é sujeito a forças de corte junto às faces de ligação e é suportado pela pressão de contacto desenvolvida entre a superfície da(s) extremidade(s) do varão fixada(s) e o elemento de betão que o envolve. Assim, por norma, devido às condições a que se encontra sujeito, o ferrolho desenvolve esforços e deformações de flexão e corte.

Neste capítulo, será descrito em maior profundidade o fenómeno de transferência de forças pelo efeito de ferrolho. Serão evidenciados as poucas referências normativas associadas a este fenómeno, através da discriminação das formulações disponíveis que permitem determinar a força de corte resistente e o deslocamento máximo suportado pela ligação.

Para que o leitor possa aprofundar o seu conhecimento sobre os restantes mecanismos, recomenda-se a leitura das obras [21, 85].

## 3.2 Efeito de ferrolho

Este fenómeno apresenta uma limitada abordagem regulamentativa [27, 26], pelo que esta matéria tem sido alvo de estudo por parte de investigadores científicos. Deste modo, foi desenvolvido o projecto SAFECAST - *Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions*, que pretende avaliar o comportamento sísmico de estruturas compostas por elementos pré-fabricados, em comparação com o comportamento de estruturas betonadas *in situ* [32]. As obras [66] e [67] também abordam esta temática.

O efeito de ferrolho é um mecanismo de transferência das forças de corte, desenvolvido pela interacção entre o(s) elemento(s) de aço e o betão que lhe oferece fixação, numa ou nas duas extremidades.

Existem diferentes modos de falha que se podem desenvolver, dependendo dos seguintes factores: a resistência e dimensões dos varões de aço, a posição do varão relativamente aos limites do elemento de betão que o envolve e a resistência do betão. Para um varão de aço de baixa resistência envolvido por um elemento de betão de alta resistência, o colapso pode ocorrer pelo varão devido aos esforços de corte. Já para uma ligação que seja composta por um varão de aço de alta resistência, ou o seu posicionamento se encontra perto da extremidade do betão (espessura de recobrimento baixa), o colapso resultará mais facilmente na fendilhação do elemento de betão. No entanto, quando a relação entre as resistências dos materiais não é muito díspar, e o varão é posicionado de forma bem confinada (espessura de recobrimento elevada) ou os efeitos de fendilhação são controlados por mecanismos de reforço, o modo de colapso desenvolvido resulta da combinação da rotura do aço e betão. De seguida será apenas apresentado este último modo de colapso, que combina a rotura simultânea de ambos os materiais.

Este mecanismo de colapso resulta da formação de uma ou mais rótulas plásticas no ferrolho, dependendo se o varão se encontra fixado pelo betão apenas numa extremidade (figura 3.2 a)) ou em ambas (figura 3.2 b)). A cedência do ferrolho ocorre para a secção em que se desenvolve o esforço flector máximo. Simultaneamente, o ferrolho transmite ao betão uma elevada tensão, ocorrendo o esmagamento local do betão envolvente. Este fenómeno encontra-se apresentado na figura 3.2.

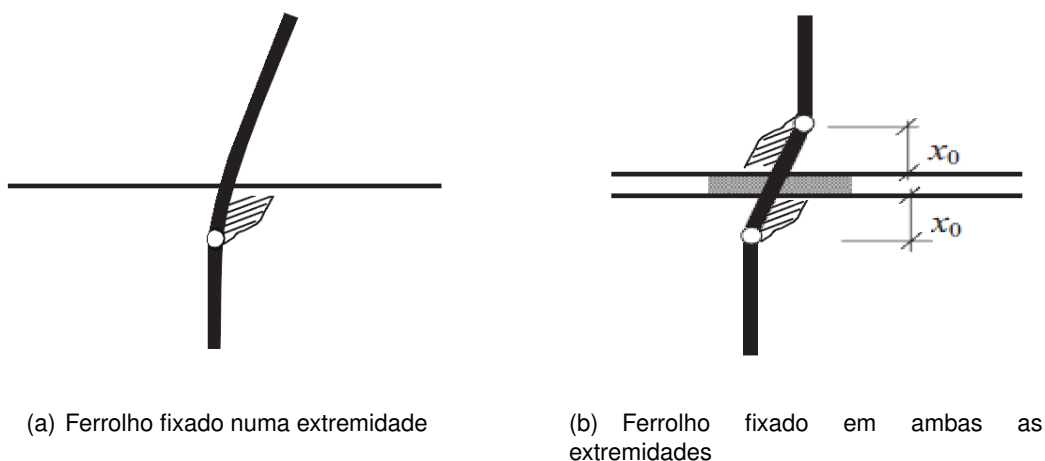


Figura 3.2: Mecanismo de colapso.

Para este modo de colapso, a capacidade de resposta ao corte melhora com o aumento do diâmetro do varão, e com o aumento da resistência dos materiais

aço e betão. No entanto, tal como foi referido, este aumento de resistência deve manter-se dentro de um intervalo de valores, de modo a que os materiais em contacto não apresentem uma capacidade resistente muito diferente.

A força de corte resistente decresce consideravelmente, se o ferrolho é carregado transversalmente por uma carga com uma certa distancia  $e$  da face do elemento de betão (figura 3.3). Por conseguinte, o carregamento excêntrico deve ser evitado sempre que possível.

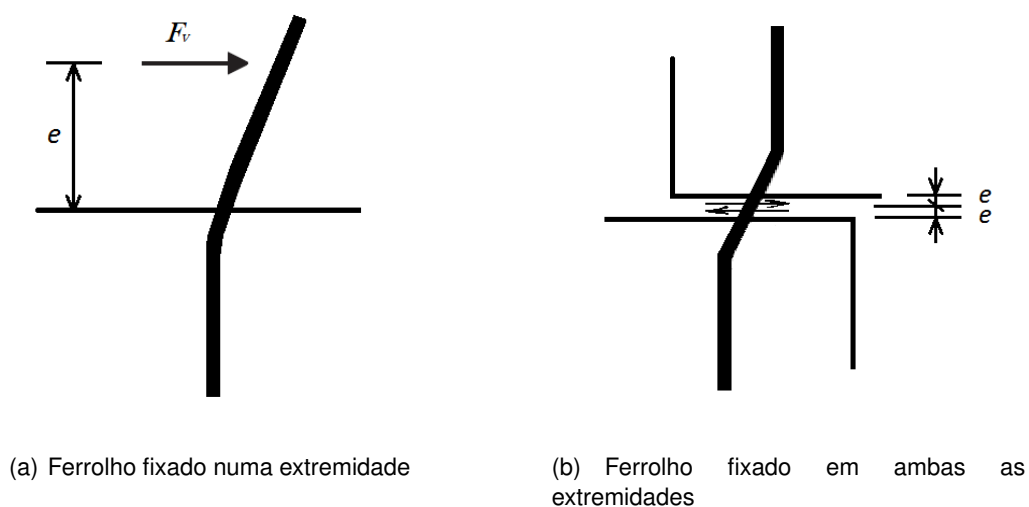


Figura 3.3: Ferrolho sujeito a uma força excêntrica.

A resposta ao corte de um ferrolho sujeito a um deslocamento transversal, depende de vários parâmetros, entre eles a distância do varão à extremidade de betão (recobrimento). Para garantir este modo de colapso, e não se dar primeiramente a fendilhação do betão, o recobrimento  $c$  deve respeitar limites apresentados na figura 3.4 sugeridos pelo MC1990 [25].

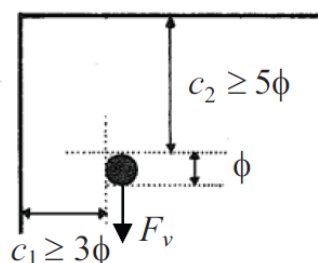


Figura 3.4: Limites para o recobrimento apresentados por MC1990.



### 3.2.1 Ferrolho fixado apenas numa extremidade

Para o caso em que o ferrolho é fixo apenas numa extremidade, representa a situação mais simples de transferência de forças através deste mecanismo. A rotura da ligação ocorre quando se forma uma rótula plástica no ferrolho.

#### Carga sem excentricidade

Para esta situação o ferrolho é sujeito a uma força transversal actuante junto à superfície de betão.

Segundo o documento realizado pela *fib* [21], a força de corte resistente,  $F_{vRd}$  pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_{vRd} = c_0 \cdot \phi^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.1)$$

onde:

$c_0$  - coeficiente que tem em conta a resistência do betão à flexão, podendo ser considerado o valor de 1, na fase de dimensionamento;

$\phi$  - diâmetro do ferrolho;

$f_{cd}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

$f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Segundo MC2010 [27] a força de corte resistente pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_{vRd} = k_2 \cdot A_s \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.2)$$

onde:

$k_2$  - coeficiente que tem em conta a resistência do betão à flexão, sendo inferior ou igual a 1,6 para secções circulares e para C20/25 - C50/60;

$A_s$  - Área da secção do ferrolho.

#### • Exemplo de Aplicação

Por forma a melhor identificar as diferenças existentes entre as formulações apresentadas, para o caso em que o ferrolho se encontra fixado numa extremidade, será estudado um caso prático. As propriedades dos materiais consideradas são:  $\phi = 20$  mm,  $A_s = 314$  mm<sup>2</sup>,  $f_{yd} = 434.78$  MPa (A500),  $f_{cd} = 16.67$  MPa (C25/30).

<i>fib</i>	MC2010	
$c_0=1.0$	$k_2=1.6$	$k_2=1.0$
34.05 kN	42.79 kN	26.74 kN

Tabela 3.1: Força de corte para ferrolho fixado numa extremidade.

Verifica-se que a semelhança de resultados obtidos por ambas as formulações depende do valor de  $k_2$  considerado para a expressão sugerida por MC2010. O valor de força resistente é idêntico para ambas as normas, quando é considerado para o coeficiente  $k_2$  o valor de 1,27.

### Carga com excentricidade

Para esta situação, a carga transversal,  $F_v$ , apresenta uma distância da face de betão, excentricidade  $e$  (figura 3.5).

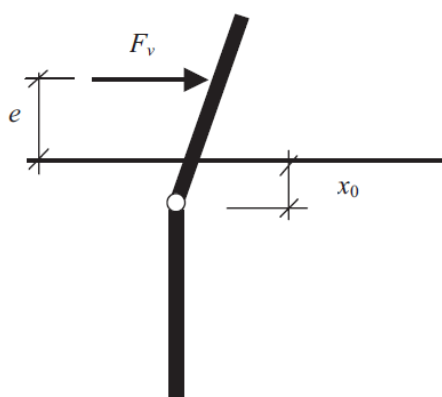


Figura 3.5: Ferrolho sujeito a uma carga excêntrica [21].

Segundo o documento realizado pela *fib* [21], a força de corte resistente,  $F_{vRd}$  pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_{vRd} = c_0 \cdot c_e \cdot \phi^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.3)$$

$$c_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot c_0)^2} - \varepsilon \cdot c_0 \quad (3.4)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cc}}{f_y}} \quad (3.5)$$

onde:

$c_e$  - coeficiente que tem em conta a excentricidade da carga.

$f_{cc}$  - valor característico da resistência à compressão do betão;

$f_y$  - valor característico da tensão de cedência do aço.

O coeficiente  $c_e$  apresenta sempre um valor inferior à unidade, podendo ser assumido como um coeficiente reductor da força resistente. Através da observação da figura 3.6 verifica-se que, para este modo de rotura a aplicação de uma carga com excentricidade reduz significativamente a capacidade resistente da ligação.

Esta conclusão é verificada para ambas as combinações de material, ou seja, consideração de um aço de superior resistência com um betão de resistência moderada ou de um aço de resistência moderada com um betão de superior resistência. Deste modo, verifica-se que deve ser evitada a imposição de uma carga com excentricidade.

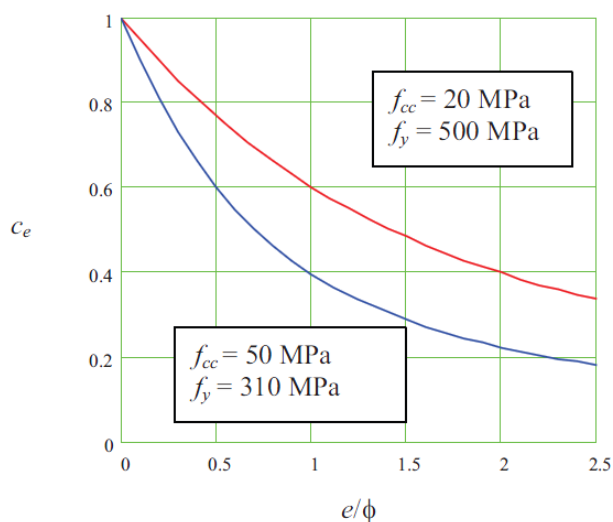


Figura 3.6: Relação entre o coeficiente  $c_e$  e a excentricidade  $e$  [21].

Segundo MC1990 a força de corte resistente,  $F_{vRd}$ , pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_{vRd} = \frac{1.30}{\gamma_{Rd}} \phi^2 \sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd} \cdot (1 - \zeta^2)} < \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd} \cdot A_s \quad (3.6)$$

onde:

$e$  - excentricidade da carga;

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1.3;

$\zeta = \sigma_s / f_{yd}$  - onde  $\sigma_s$  é a tensão axial no varão.

Para ambas as normas,  $\varepsilon$  é calculado segundo a mesma expressão (3.5).

É interessante identificar que pela expressão apresentada por MC1990, a força resistente máxima corresponde à força obtida para uma situação em que se desenvolve corte puro no elemento de aço. Deste modo, a resistência do aço ao corte apresenta um limite superior.

- **Exemplo de Aplicação**

Em seguida, será novamente apresentado um caso prático, para o qual são consideradas as propriedades dos materiais tidas em conta para o exemplo anterior, e uma excentricidade da força de 15 mm. Serão assim expostos os valores de força de corte resistente obtidos através das formulações apresentadas pelo *fib* e MC1990, para uma situação em que o ferrolho se encontra sujeito a uma carga excêntrica.

<i>fib</i>	MC1990
20.99 kN	18.42 kN

Tabela 3.2: Força de corte para ferrolho sujeito a uma carga excêntrica.

Verifica-se que não existe uma grande disparidade de valores. Observa-se que o coeficiente  $c_e$  referido pela norma *fib* apresenta uma equivalência à parcela da expressão (3.6) sugerida por MC1990:  $(\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon)$ , sendo esta um pouco inferior ao coeficiente  $c_e$ , levando à diminuição do valor da força resistente.

### 3.2.2 Ferrolho fixado nas duas extremidades

Para o caso em que o varão se encontra fixado ao betão nas duas extremidades, a rotura ocorre quando se formam duas rótulas plásticas. Para as situações em que a classe de betão é idêntica para os dois elementos de betão a ligar, as rótulas plásticas desenvolvem-se simultaneamente e para a mesma distância  $x_0$  da face. Verifica-se também que, para a secção em que o momento é máximo, o esforço axial desenvolvido no ferrolho pode ser desprezado [21].

#### Carga sem excentricidade

Para uma ligação composta por varões fixados em ambas as extremidades, a força de corte resistente pode ser determinada como se estivesse em estudo um varão fixado apenas numa das extremidades. Para tal, deverá ser avaliada a parte do ferrolho que se localiza abaixo ou acima do eixo transversal de simetria do ferrolho. Logo, a expressão utilizada seria (3.1) ou (3.2).

#### Carga com excentricidade

Para uma situação em que as faces de betão a ligar apresentam uma distância entre si, existindo um elemento de apoio (e.g. neoprene), desenvolve-se uma carga excêntrica no ferrolho, figura 3.7.

O elemento de apoio não transmite esforços transversais significantes para o ferrolho, pelo que a sua existência pode ser desprezada, no que diz respeito à resistência da ligação. Mais uma vez, através da consideração de apenas uma

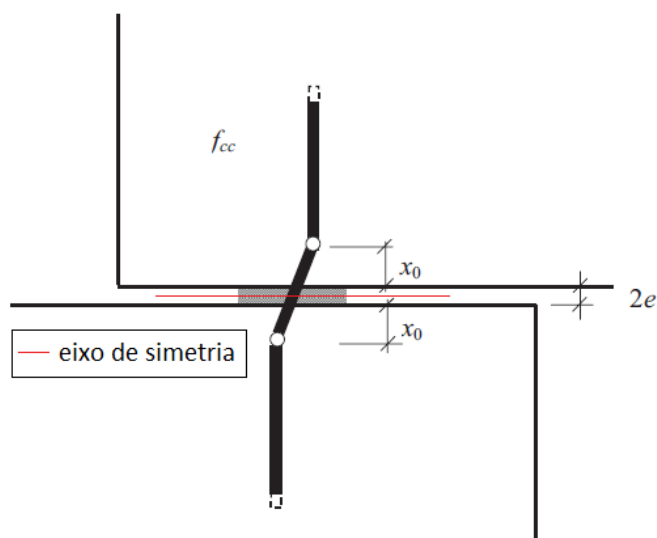


Figura 3.7: Ferrolho fixado nas extremidades sujeito a uma carga excêntrica [21].

das partes do ferrolho, separadas pelo seu eixo transversal de simetria, este caso transforma-se numa situação equivalente ao caso em que o ferrolho se encontra fixado apenas numa extremidade e é sujeito a uma força de corte com excentricidade. Por conseguinte, a força de corte resistente pode ser determinada tendo em conta a expressão (3.3) ou (3.6), mas note-se que para se estabelecer esta equivalência, a excentricidade considerada será metade da distância entre as faces de betão, como indica a figura 3.7.

### Influência de condições não simétricas

Para um ferrolho fixado em ambas as extremidades, verifica-se por vezes a existência de características mecânicas do material envolvente divergentes. Esta situação é correntemente identificada para o estabelecimento da ligação entre uma viga e um pilar pré-fabricados, em que os ferrolhos se encontram previamente fixados ao pilar, e serão posteriormente selados à viga com recurso à utilização de *grout* (figura 3.8).

Para este caso já não se verifica um comportamento de resposta simétrico, sendo a ligação constituída por um lado mais forte e outro mais fraco. Assim, as rótulas plásticas não se desenvolvem simultaneamente e o colapso é atingido pela formação da segunda rótula plástica, que ocorre na extremidade de aço envolvida pelo betão de classe superior. Através do documento [21], conclui-se que o momento máximo no ferrolho aumenta com a diminuição da resistência do betão e com o aumento da distância entre as faces de betão (excentricidade). A primeira rótula forma-se na extremidade do ferrolho fixada pelo betão de menor resistência, enquanto que na outra extremidade o ferrolho continua a apresentar

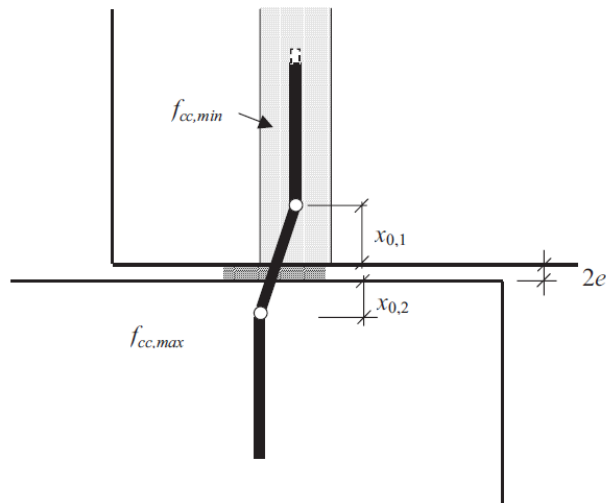


Figura 3.8: Ligação em condições não-simétricas (Adaptado de [21]).

um comportamento elástico. Assim, a força pode aumentar até se formar a segunda rótula plástica, ocorrendo o colapso. No entanto a rigidez transversal da ligação é reduzida com a formação da primeira rótula, como pode ser identificado na figura 3.9. Uma vez que a capacidade resistente da ligação é determinada pela formação da segunda rótula plástica, para o cálculo da força resistente devem ser tidas em consideração as características mecânicas da classe de betão mais resistente.

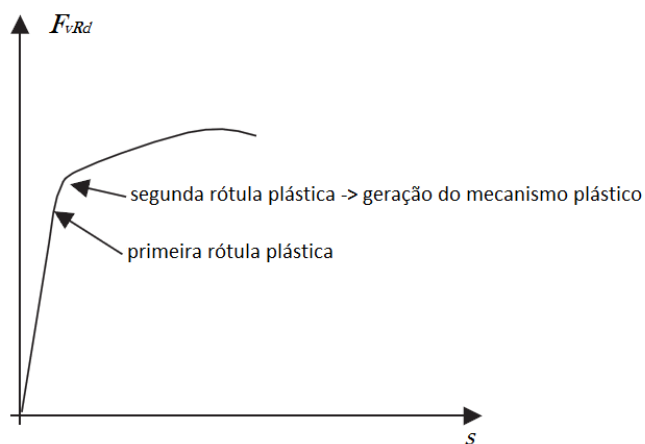


Figura 3.9: Relação força-deslocamento para condições não-simétricas.

### 3.2.3 Resposta do ferrolho

Segundo o *fib* [21], para uma ligação sujeita a uma força com excentricidade, a relação entre a força de corte resistente e o deslocamento que mobiliza essa força é apresentada na figura 3.10.

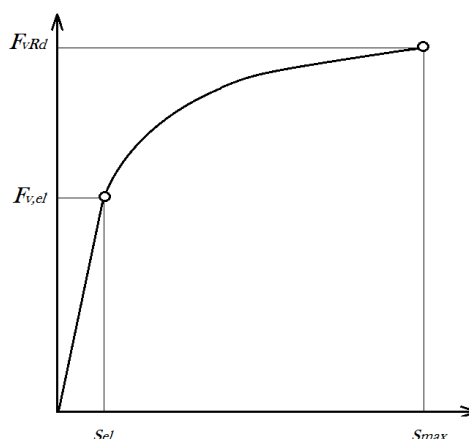


Figura 3.10: Relação prevista entre a força de corte  $F_{vd}$  e o deslocamento  $s$  [21].

As expressões apresentadas em seguida, descrevem as coordenadas dos pontos  $(s_{el}, F_{v,el})$  e  $(s_{max}, F_{vRd})$  associados ao comportamento ilustrado na figura 3.10.

$$F_{v,el} = 0.5F_{vRd} \quad (3.7)$$

$$s_{el} = \frac{2\phi\beta(e\beta + 1)}{E_c} \quad (3.8)$$

$$\beta = \left( \frac{E_c}{8 \cdot E_s \cdot I_s} \right)^{0.25} \quad (3.9)$$

$$s_{max} = \min \left\{ 0.5\phi, \left[ s_{el} + 2(\varepsilon_{su} + \varepsilon_{sy}) \cdot \phi \cdot \frac{1 - \sqrt[3]{0.22\frac{\varepsilon}{\phi}}}{\sqrt{\frac{f_{cc}}{20}}} \right] \right\} \quad (3.10)$$

Sendo,

$E_c$  - módulo de Young do betão;

$E_s$  - módulo de Young do aço;

$I_s$  - momento de inércia para secção do ferrolho;

$\varepsilon_{sy}$  - extensão de cedência do aço;

$\varepsilon_{su}$  - extensão última do aço.

Note-se que, o deslocamento apresentado refere-se a um ferrolho fixado apenas numa extremidade. Para a consideração de um ferrolho fixado em ambas as extremidades, em condições simétricas, a relação apresentada na figura 3.10,

e as expressões (3.8) e (3.10) fornecem metade do valor de deslocamento da ligação.

Segundo MC1990 [25], para uma ligação composta por faces de betão distanciadas, o deslocamento máximo,  $s_{max}$  que mobiliza a força resistente é de  $0.10\phi$  (figura 3.11).

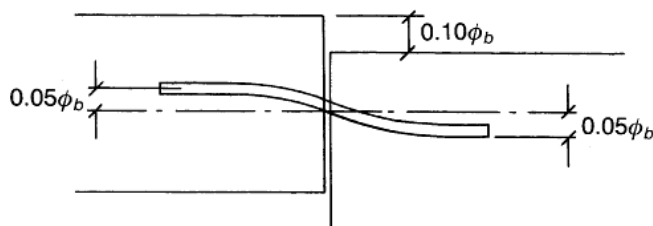


Figura 3.11: Deslocamento que mobiliza a força de corte máxima  $F_{vd}$  [21].

Segundo MC2010 [27], para uma ligação composta por faces de betão unidas, a relação entre a força de corte resistente e o deslocamento é apresentada em seguida pela equação (3.11).

$$F_v(s) \approx F_{vRd} \cdot \left( \sqrt{\frac{s}{s_{max}}} \right) = k_2 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y} \cdot \left( \sqrt{\frac{s}{s_{max}}} \right) \leq \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd} \cdot A_s \quad (3.11)$$

onde:

$s_{max}$  - é o deslocamento que mobiliza a força máxima  $F_{vRd}$ , e pode admitir um valor entre  $[0.10\phi, 0.20\phi]$ .

Em seguida serão comentadas as formulações (3.10) e  $0.10\phi$  apresentadas para os deslocamentos máximos desenvolvidos para uma ligação com excentricidade.

Verifica-se que para a expressão (3.10) apresentada por *fib*, o deslocamento máximo resulta do valor mínimo entre duas expressões. A primeira dada por  $0.1\phi$ , é idêntica à expressão apresentada por *fib* em [21] para uma ligação sem excentricidade. A formulação apresentada para o deslocamento de uma ligação sem excentricidade é dado por  $0.05\phi$ , mas encontra-se associada a um ferrolho fixado apenas numa extremidade, sendo o valor do deslocamento duplicado para uma situação em que o ferrolho se encontra fixado em ambas as extremidades. A segunda expressão apresenta um valor que, na maioria dos casos, é inferior ao valor obtido para a primeira expressão. Deste modo, o valor obtido para o deslocamento máximo recai sobre a segunda expressão, que apresenta o menor valor de ambas as expressões. Assim, conclui-se pela formulação apresentada em *fib* [21], que para uma ligação composta por uma excentricidade, o deslocamento máximo é inferior ao obtido para uma situação



em que não existe excentricidade. Tal constatação não era expectável, sendo esperado que uma ligação composta por uma distância entre as faces, ou seja, mais flexível, apresentasse um deslocamento superior ou igual ao deslocamento máximo apresentado para uma ligação sem excentricidade.

### 3.3 Conclusões

Neste capítulo foi apresentado o efeito de ferrolho. Foram identificadas e expostas as expressões que permitem efectuar o dimensionamento de uma ligação tendo em conta este fenómeno, pela determinação da força máxima de corte  $F_{vRd}$  e o deslocamento máximo que mobiliza essa força. Para tal, foram considerados os diferentes tipos de ligações compostas por elementos de betão e aço, tendo sido avaliadas ligações com ou sem excentricidade, compostas por ferrolhos fixados numa ou em ambas as extremidades.

Por forma a melhor identificar as diferenças entre as expressões foram efetuados casos práticos. Após a avaliação da formulação apresentada pelas diferentes normas, verifica-se que relativamente à determinação da força de corte estas apresentam muitas semelhanças, mas relativamente à determinação do deslocamento máximo são identificadas algumas divergências.



## Capítulo 4

# Identificação Modal Estocástica

### 4.1 Introdução

A realização de ensaios de vibração a uma estrutura é um processo em crescente utilização, permitindo a obtenção de informação sobre as suas características actuais. Esta informação é extremamente importante, uma vez que as estruturas se encontram em constante alteração, sendo necessário conhecer o seu estado estrutural actual, para poder ser identificada a sua nova resposta às diversas acções. Deste modo, é também possível efectuar uma monitorização da estrutura, estudando a evolução do seu estado através da consideração de fenómenos de deterioração, no caso de existir algum registo do estado estrutural inicial sem danos. Esta informação também é extremamente útil para a actualização de modelos analíticos de estruturas existentes, uma vez que permite a sua calibração e validação por forma a se obter resultados comportamentais mais fidedignos à resposta estrutural actual. A caracterização do estado estrutural é efectuada através do conhecimento das características dinâmicas que se encontram directamente relacionadas com os parâmetros que definem o estado de conservação da estrutura.

A identificação dos parâmetros modais das estruturas pode ser obtida recorrendo, principalmente, a três vias distintas, a ensaios de vibração forçada, a ensaios de vibração ambiental e a ensaios de vibração livre, diferindo estas na forma como o ensaio é executado e na excitação a que a estrutura estará sujeita.

O primeiro método, também denominado “input-output”, baseia-se na medição da resposta de uma estrutura sujeita a uma excitação artificial, pela imposição de uma força conhecida através de martelos, queda de pesos, e excitadores eletrodinâmicos. Já para o segundo método, também intitulado “output-only”, não é conhecida a força que provoca a excitação na estrutura, sendo considerada a vibração ambiental, tal como tráfego e/ou vento, cuja combinação constitui a excitação natural do ambiente. Por conseguinte, o método baseado em ensaios de vibração ambiental permite a determinação dos parâmetros modais da estrutura sob condições de funcionamento, ou seja, sobre a imposição de reais níveis de força e vibração.

A realização de ensaios de vibração forçada, solicita recursos económicos mais elevados, pela necessidade da utilização de excitadores mais poderosos, que por norma são extremamente caros e que por vezes podem causar danos na estrutura. Deste modo, o método “output-only” que permite a identificação dos parâmetros modais de um sistema, através da excitação ambiental, torna-se extremamente atraente. No entanto, caso se encontre em análise, através de ensaios de vibração ambiental, uma estrutura muito rígida, será obtida uma amplitude de resposta muito baixa, tornando-se necessário recorrer à utilização de transdutores de elevada sensibilidade. Deste modo, a consideração do método “input-output” para a análise de estruturas muito rígidas, torna-se mais cativante, impondo à estrutura uma excitação artificial pelo recurso a excitadores específicos, levando à obtenção de uma amplitude de resposta muito superior.

Para o ensaio de vibração ambiental, apesar de não ser conhecida a força actuante, as técnicas de identificação modal estocástica utilizadas admitem que a excitação é definida por um sinal do tipo ruído branco, que abrange de igual intensidade uma ampla gama de frequências e apresenta uma configuração aleatória com média nula. No entanto, tal consideração não corresponde à realidade, sendo apenas correntemente identificados os primeiros modos de vibração da estrutura. Ainda assim, esta técnica é muito atractiva, uma vez que ao contrário do outro método, excita uma superior gama de frequências de resposta, podendo ser posteriormente observados diversos modos modais. Contudo, pelo método “output-only” o nível do ruído apresenta uma representação intensa no sinal de resposta obtido, sendo necessário aplicar técnicas de processamento de sinal de elevada eficácia.

Os ensaios de vibração livre, baseiam-se na avaliação da vibração livre da estrutura provocada pela libertação súbita de uma carga estática. Este tipo de ensaio apresenta uma grande vantagem relativamente aos outros, que consiste na identificação rigorosa de coeficientes de amortecimento modais a partir das respostas medidas. Tal deve-se à elevada excitação imposta na estrutura, assemelhando-se a sua resposta desenvolvida à obtida para uma acção dinâmica, nomeadamente a acção sísmica [35].

Após a realização de um ensaio experimental no local, é obtido o sinal de resposta do sistema sujeito a acções dinâmicas. A esta resposta serão aplicadas técnicas avançadas de processamento de sinal, que podem ser determinísticas<sup>1</sup> ou estocásticas<sup>2</sup>. Estas técnicas permitem determinar as propriedades dinâmicas de uma estrutura, frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos modos naturais de vibração.

---

<sup>1</sup>Para a análise determinística, a excitação a que a estrutura se encontra sujeita é conhecida.

<sup>2</sup>Na análise estocástica, a resposta estrutural é obtida por acções desconhecidas ou indefinidas.

Importa referir que esta resposta obtida está associada a um conjunto de erros provenientes quer do ensaio executado, através do processo de medição, quer da aplicação das técnicas de processamento de sinal. No entanto, esta temática não será abordada nesta dissertação, sendo o leitor remetido para as seguintes referências [15, 22].

Neste capítulo, serão descritas as técnicas de processamento de sinal aplicadas a dados experimentais obtidos através de ensaios de vibração ambiental.

## 4.2 Métodos de identificação modal estocástica

Ao longo dos últimos anos, a estimativa dos parâmetros dinâmicos para uma estrutura através da realização de ensaios de vibração ambiental, tem ganhado cada vez mais popularidade.

Os métodos de identificação modal são responsáveis pela transformação dos resultados numéricos obtidos após a execução de um ensaio, através da qual é possível obter uma visualização gráfica da resposta através do espectro de potência, sendo observadas as frequências modais da estrutura em estudo. Permite também a obtenção das configurações e coeficientes de amortecimento modais. Deste modo, é possível efectuar uma caracterização das propriedades dinâmicas actuais da estrutura.

As técnicas de processamento de sinal podem ser distinguidas em dois tipos, os métodos que actuam no domínio da frequência, também designados por métodos não paramétricos, e os métodos que operam no domínio do tempo, também denominados por métodos paramétricos. Associado a cada tipologia, existem diversos métodos nomeadamente o *método melhorado de decomposição no domínio da frequência* (EFDD), e no domínio do tempo o *método de identificação estocástica em subespaços*, a partir de correlações (SSI-COV) ou a partir de séries temporais (SSI-DATA).

Entre estes métodos varia a informação que é considerada para a obtenção das propriedades dinâmicas da estrutura. Através dos ensaios experimentais realizados é obtida a resposta estrutural em séries discretas de resposta, que constituem a informação de base comum a todos os métodos de identificação modal estocástica. No entanto, alguns métodos recorrem a processos que efectuem a transformação da informação mais importante contida nas séries de tempo, para funções que sintetizam essa informação mais relevante, tais como as funções de correlação ou as funções de densidade espectral. Assim, as técnicas baseadas em funções apresentam uma grande vantagem, pois são compostas apenas pela informação essencial, o que leva a uma redução do volume de dados que será posteriormente tratado. Porém, estas técnicas podem apresentar alguns

inconvenientes, tais como a perda de informação ou a introdução de erros de viés<sup>1</sup>. Por conseguinte, os métodos de identificação modal estocástica que utilizam directamente as séries temporais de resposta, podem ser considerados mais precisos. No entanto, estes métodos exigem mais tempo de processamento.

Em resumo, existem então três tipos de dados de base considerados pelos métodos de identificação modal estocástica:

- as séries temporais de resposta;
- as funções de correlação das séries temporais de resposta;
- as funções de densidade espectral das séries temporais de resposta.

Os métodos no domínio da frequência, BFD, FDD e EFDD recorrem às funções de densidade espectral, enquanto que os métodos no domínio do tempo, recorrem a séries temporais SSI-DATA e funções de correlação SSI-COV.

Em seguida serão apresentados os métodos estocásticos, EFDD e SSI-DATA, cujas técnicas permitem, determinar as características modais de uma estrutura.

#### 4.2.1 Métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência

O método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD - *Enhanced Frequency Domain Decomposition*), resulta do melhoramento do método de decomposição no domínio da frequência (FDD - *Frequency Domain Decomposition*), que é baseado no método básico no domínio da frequência (BFD - *Basic Frequency Domain*).

A formulação implementada pelo método BFD, pode ser atribuída a Felber [44], posteriormente Andersen [9] apresentou alguns dos conceitos básicos do método FDD, mas foi Brincker *et al* [18], quem apresentou de uma forma mais completa o ensaio de vibração ambiental. Em seguida, Brincker *et al* [17] desenvolveu também uma proposta de melhoria do método FDD, que resultou no método EFDD. São diversos os trabalhos realizados tendo por base esta metodologia, como os de Bendat e Piersol [14, 15], Caetano [22] e Carvalhal *et al* [23]. Recentemente, os métodos FDD e EFDD têm tido uma elevada aceitação por parte dos utilizadores, devido também à sua consideração pelo software ARTeMIS [2].

Em seguida serão abordados de forma superficial os métodos BFD, FDD e EFDD, remetendo o leitor interessado para as referências anteriormente expostas.

---

<sup>1</sup>Erros de viés é um termo utilizado em estatística usado para expressar um erro sistemático

### **Método básico no domínio da frequência - BFD**

O primeiro método de identificação modal estocástica a ser desenvolvido, BFD, considera que o ensaio deve ser realizado através da excitação da estrutura por ações ambientais. Deste modo, é assumido um sinal de carácter aleatório, e considerado que abrange todas as frequências naturais de uma estrutura com igual intensidade, ou seja, um sinal do tipo ruído branco.

O BFD, é também definido por *método de selecção de picos* (PP - *Peak Pickig*). Este *método de selecção de picos* baseia-se na metodologia de 1 grau de liberdade, uma vez que se assume que para frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a sua resposta dinâmica é essencialmente condicionada pela contribuição do modo de ressonância. Deste modo, o comportamento da estrutura nessa gama de frequências é equivalente à obtida através de um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência e o mesmo coeficiente de amortecimento do modo ressonante [47].

Dado que, num ensaio de vibração ambiental a medição da resposta dinâmica é efectuada em diversos pontos da estrutura, torna-se necessário recorrer à determinação do *espectro médio normalizado* (ANPSD - *Average of Normalized Power Spectrum Density*) [44], que compila e correlacionada toda a informação obtida. Através do processo de obtenção do *espectro médio normalizado* são destacados os picos de ressonância que se verificam em todos os espectros, que estão associados aos modos de vibração do sistema, e suavizados os picos que se apresentam apenas num auto-espectro, associados ao ruído do sinal registado. Desta forma, a resposta dinâmica da estrutura é representada através do espectro de potência médio normalizado, onde são identificados com maior facilidade os picos de frequência associados aos modos globais do sistema.

No entanto, esta metodologia apresenta algumas limitações, nomeadamente a dificuldade em identificar modos de vibração com frequências naturais próximas e a incapacidade de fornecer estimativas fiáveis dos coeficientes de amortecimentos modais [59].

### **Método de decomposição no domínio da frequência - FDD**

A técnica FDD, baseando-se no método BFD, considerando também a função de densidade espectral de resposta obtida pelo *espectro médio normalizado*, de modo a avaliar os parâmetros dinâmicos. No entanto, este método procura superar as limitações apresentadas pelo *método de selecção de picos*.

Este *método de decomposição no domínio da frequência*, baseia-se num algoritmo que efectua a decomposição em valores singulares (SVD - *Singular Value Decomposition*), da matriz dos espectros de resposta medidos. Deste modo, é efectuada a diagonalização da matriz, onde são aplicados, para cada frequência  $\omega$ , algoritmos de decomposição em valores singulares. Através desta operação

matemática, obtêm-se funções de densidade espectral, correspondentes a sistemas de um grau de liberdade. Cada sistema encontram-se associado às características dinâmicas de um modo de vibração do sistema.

Na ressonância, o factor espectral atinge um máximo local, contribuindo significativamente apenas alguns modos de vibração, ou no caso de modos com frequências bem distintas, apenas de um modo de vibração. Fazendo uma analogia em termos da decomposição em valores singulares, significa que apenas alguns valores singulares apresentam uma contribuição relevante, enquanto que os restantes valores são próximos de zero. Deste modo, através do espectro de valores singulares são também identificados os máximos locais. Se dois ou mais modos de vibração apresentarem frequências próximas, existe um número correspondente de valores singulares que apresenta máximos nessas frequências. Assim através desta metodologia, já é possível identificar modos de vibração com frequências naturais próximas. De seguida, são identificadas as configurações modais através da avaliação dos vectores singulares, correspondentes aos valores singulares considerados.

#### **Método melhorado de decomposição no domínio da frequência - EFDD**

O *método melhorado de decomposição no domínio da frequência* - EFDD, pode ser definido como a sucessão de duas fases, sendo a primeira idêntica ao método FDD. A segunda fase consiste na estimativa das frequências e configurações modais, que apresentam um aumento de precisão relativamente ao método FDD, a partir da matriz de funções de densidade espectral, após a aplicação dos valores singulares. É também efectuada a estimativa dos coeficientes de amortecimento, associados a cada modo de vibração da estrutura [16].

Para a estimação dos parâmetros modais é considerada uma análise baseada na relação apresentada pelo coeficiente MAC - *Modal Assurance Criterion* [34]. Através deste coeficiente são avaliadas as configurações modais, pela relação entre o vector singular num pico de ressonância e um vector singular nas frequências vizinhas desse pico, apresentada pela equação ( 4.1).

$$MAC = \frac{|\Phi_i^T \cdot \Phi_j|^2}{(\Phi_i^T \Phi_i) \cdot (\Phi_j^T \Phi_j)} \quad (4.1)$$

onde  $\Phi_i$  e  $\Phi_j$  são dois vectores coluna constituídos pelas configurações modais que serão comparadas.

Quando o coeficiente MAC apresenta um valor unitário, significa que os vectores em avaliação apresentam uma correlação perfeita, descrevendo a mesma configuração modal. Caso contrário, se o coeficiente apresenta um valor nulo, os vectores descrevem configurações modais “ortogonais”.



Este coeficiente também é usualmente utilizado para efectuar a correlação entre uma configuração modal numérica e experimental, por forma a efectuar a validação do modelo numérico desenvolvido.

Sendo este método EFDD a melhoria do método FDD, que tem por base princípios apresentados pelo método BDF, a consideração desta metodologia torna-se extremamente atractiva, uma vez que compila todas as melhorias desenvolvidas nos métodos de processamento de sinal para ensaios de vibração ambiental. O método EFDD permite identificar modos com frequências próximas e obter boas estimativas para os coeficientes de amortecimento modais.

#### **4.2.2 Métodos de identificação modal estocástica no domínio do tempo**

Nesta secção será apresentada de forma muito superficial o método de identificação modal estocástica no domínio do tempo, recomendando-se a consulta dos documentos [69, 80], caso o leitor deseje aprofundar os seus conhecimentos nesta temática.

O desenvolvimento da metodologia de identificação estocástica no domínio do tempo, resultou de trabalhos de investigação relativamente recentes, realizados primeiramente para as áreas da Engenharia Electrotécnica ou a Engenharia de Sistemas de controlo. A sua aplicação na Engenharia Civil pela identificação modal de estruturas, deve-se sobretudo aos trabalhos desenvolvidos por Peeters [72] e por Kirkegaard e Andersen [53]. É ainda de referir a aplicação do método SSI-DATA na análise de dados experimentais obtidos por Pridham e Wilson [76].

Os métodos no domínio do tempo SSI-DATA, ou métodos paramétricos, baseiam-se directamente em séries temporais de resposta obtidos experimentalmente. Deste modo, não efectuem a sintetização desta informação através de funções, realizando a sua organização através de técnicas de simplificação matricial. A obtenção dos parâmetros dinâmicos é efectuada pelo ajuste das séries de resposta obtidas experimentalmente, através da utilização de diversas técnicas numéricas, como a decomposição ortogonal ou decomposição QR, a decomposição em valores singulares (SVD) e a técnica de mínimos quadrados [80].

O método SSI-DATA é composto por três variantes:

- Método UPC (*Unweighted Principal Components*) ;
- Método PC (*Principal Components*);
- Método CVA (*Canonical Variate Analysis*).

Para a realização do tratamento do sinal obtido através do ensaio experimental do PP3141, foi considerado o método (SSI-UPC), que também se encontra implementado no programa ARTeMIS [2].

### 4.3 Conclusões

Neste capítulo foram apresentadas e comparadas as técnicas experimentais que permitem a obtenção dos parâmetros modais da estrutura. Em seguida, descreveram-se as metodologias de identificação modal estocástica mais utilizadas e que serão aplicadas no caso em estudo, em que se realizou uma campanha de ensaios de vibração ambiental. Foram apresentados os métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência: BFD, FDD e EFDD; e o método de identificação modal estocástica no domínio do tempo: SSI-UPC.

Através da descrição dos métodos efectuada é possível identificar as suas diferenças, que serão em seguida explicitadas.

A informação de base que é avaliada, varia consoante se considere um método de identificação modal estocástica no domínio da frequência ou do tempo. Os métodos no domínio do tempo, consideram séries temporais de resposta, enquanto que as metodologias no domínio da frequência consideram as funções de densidade espectral da resposta. Dada a informação de base considerada, a precisão dos resultados obtidos, e o tempo de execução da técnica variam. Os métodos no domínio do tempo que consideram as séries temporais de resposta, permitem obter parâmetros dinâmicos estruturais mais precisos, no entanto constituem um processo mais lento.

De entre os métodos no domínio da frequência, foi verificada uma evolução, sendo cada técnica melhorada pelo método posterior. Assim, os parâmetros dinâmicos obtidos e a forma de os determinar varia consoante o método, sendo que apenas o método EFDD permite identificar modos com frequências próximas e obter boas estimativas para os coeficientes de amortecimento modais.

Para o caso em estudo foram tidas em conta duas técnicas apresentadas, uma no domínio da frequência EFDD, e outra no domínio do tempo SSI-UPC, pela utilização do programa computacional ARTeMIS [2].

## Capítulo 5

# Caso em Estudo - Passadiço Pedonal PP3141

Neste capítulo será efectuada uma apresentação e análise da resposta dinâmica do passadiço pedonal PP3141. Primeiramente, na secção 5.1, será efectuada uma descrição dos constituintes da estrutura. Seguidamente, na secção 5.2, será descrita a campanha experimental efectuada e apresentados os parâmetros dinâmicos obtidos.

### 5.1 Caracterização da Obra de Arte

O passadiço pedonal PP3141, localiza-se na EN125, ao km 000+420, na freguesia de Montenegro, no distrito de Faro. Na figura 5.1 é possível observar o passadiço e a envolvente ambiental, visualizando-se assim parte da sua geometria e a estrada transversal.



Figura 5.1: Vista panorâmica do passadiço pedonal em estudo.

Esta estrutura apresenta um vão de aproximadamente 29 metros e é constituída por elementos pré-fabricados de betão-armado, com excepção das fundações executadas *in situ*.

Geometricamente é possível dividir a estrutura em duas partes o pórtico e os acessos. O pórtico, estabelece a ligação superior entre os dois extremos da estrada rodoviária, enquanto que os acessos estabelecem a ligação entre o solo e a ponte definida pelo pórtico. O pórtico coincide com o perfil transversal da estrada e é composto por dois pilares e pelo tabuleiro, que é por sua vez constituído por duas vigas em “I” e o passadiço. Os acessos são compostos por pilares, vigas laterais também denominadas por vigas cachorro, e pelas rampas.

Desta forma, para a restante descrição dos componentes da estrutura, os elementos existentes nas duas partes terão uma designação adicional correspondente à parte em que se localizam.

Em seguida será efectuada uma descrição de todos os constituintes do passadiço pedonal PP3141, iniciando-se por apresentar as figuras 5.2 e 5.3 que permitem uma melhor compreensão dos elementos constituintes da estrutura em análise e da sua localização.

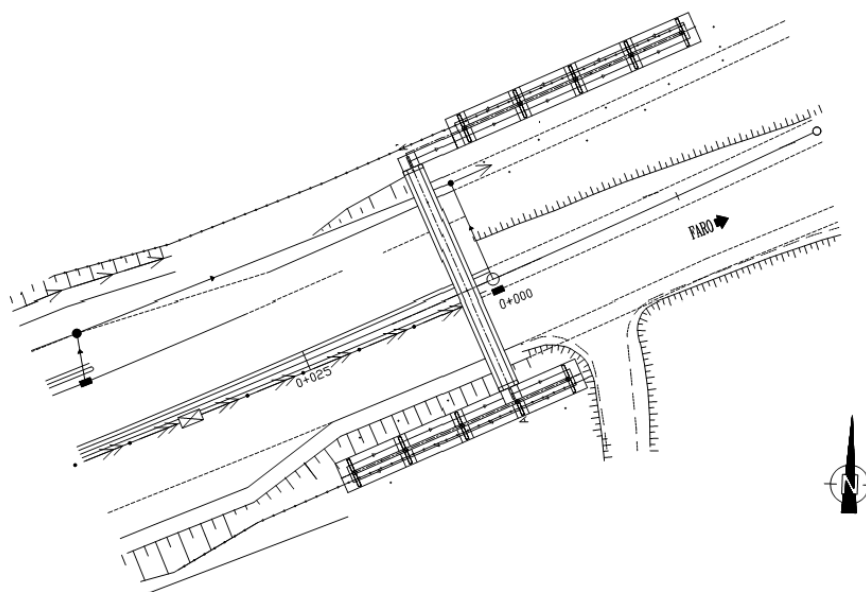


Figura 5.2: Planta do PP3141 [33].

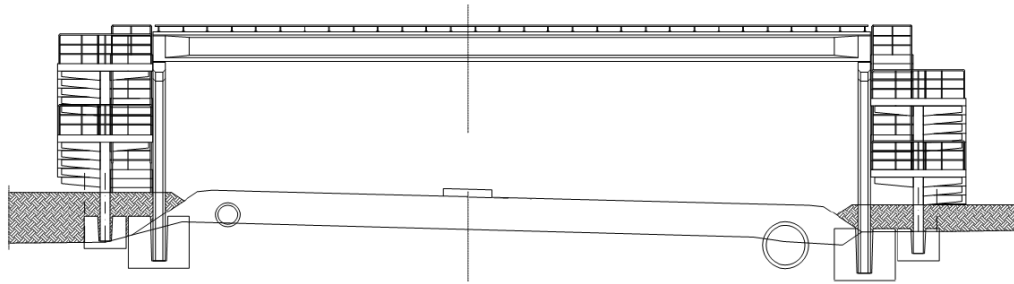
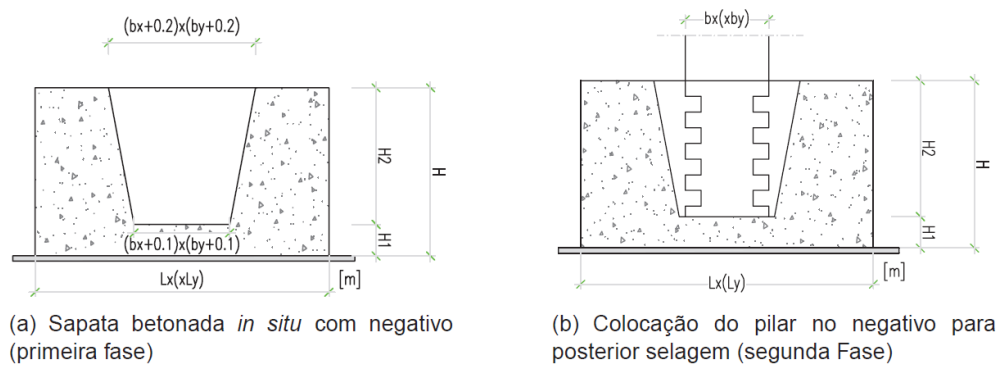


Figura 5.3: Corte Longitudinal do PP3141 [33].

### 5.1.1 Fundações

As fundações existentes são superficiais, definidas através de sapatas, permitindo o encaminhamento da carga de toda a estrutura transmitida pelos pilares até ao solo.

Ao contrário da maioria dos restantes elementos, a execução das sapatas foi efectuada *in situ*. Na figura 5.4, observam-se as fases de execução. Por forma a ser estabelecida uma melhor ligação entre o pilar e a sapata, a extremidade encastrada do pilar é constituída por um conjunto de reentrâncias por forma a aumentar a zona de contacto, amplificando o atrito desenvolvido entre os dois materiais.

(a) Sapata betonada *in situ* com negativo (primeira fase)

(b) Colocação do pilar no negativo para posterior selagem (segunda Fase)

Figura 5.4: Fundações [33].

Na figura 5.4, a nomenclatura utilizada  $Lx$  e  $Ly$ ,  $bx$  e  $by$  corresponde, respectivamente, às dimensões em planta da sapata e do pilar, enquanto  $H$  refere-se à altura da sapata. A dimensão das sapatas é em seguida apresentada na tabela 5.1:

Tabela 5.1: Dimensão das sapatas de fundação [33].

Sapata	Lx(m)	Ly(m)	H1(m)	H2(m)	H(m)	bx.by
S1	2.8	2.8	0.3	1.8	2.1	0.5x1.0
S2	2.2	1.8	0.3	1.0	1.3	0.4x1.0
S3	2.0	1.6	0.3	1.0	1.3	0.4x1.0

As sapatas S1, apresentam as maiores dimensões, e correspondem aos pilares do pórtico, enquanto que as sapatas S2 e S3 estão associadas às sapatas dos pilares de acesso.

### 5.1.2 Pilares

Os pilares podem ser diferenciados em dois tipos: os pilares do pórtico e os pilares de acesso, sendo compostos por elementos pré-fabricados de betão armado. Os primeiros suportam o tabuleiro, constituído pelas vigas do pórtico e o passadiço, e os segundos servem de apoio às vigas cachorro que por sua vez suportam as rampas de acesso. A estrutura é composta por um total de doze pilares, dos quais dois são pilares do pórtico.

#### Pilares do pórtico

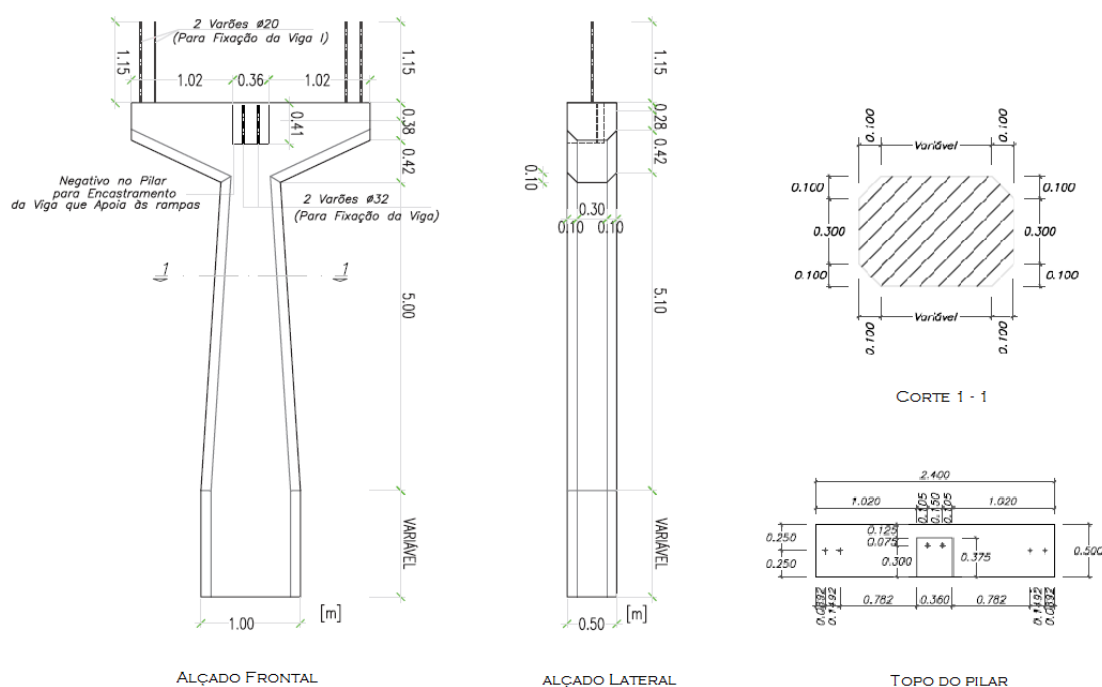


Figura 5.5: Pilares do pórtico [33].

Como pode ser observado na figura 5.5, os pilares apresentam uma secção rectangular variável e capitel superior, sobre o qual apoiam as vigas do pórtico. Também se observa a existência de um negativo no capitel que permite o posicionamento correcto da viga cachorro, que estabelece a ligação entre o pórtico e os acessos. Estas vigas pré-fabricadas foram colocadas em obra numa fase posterior, estabelecendo a sua ligação através de armaduras previamente chumbadas no pilar.

### Pilares de acesso

Estes pilares são definidos por um fuste central que apoia as vigas cachorro dispostas lateralmente. A geometria da secção deste elemento é rectangular e contínua, no entanto a armadura constituinte difere para os pilares. Esta diferença está associada ao posicionamento em altura das vigas suportadas pelo pilar. Por conseguinte, a disposição das vigas cachorro, e consequentemente a dos patamares de rampa, pode ser definida de duas formas, traduzindo-se em vigas cachorro contínuas e vigas cachorro descontínuas. As vigas cachorro contínuas, figura 5.6, são definidas pelo seu agrupamento a pares à mesma cota, dispondo-se de forma colinear sobre cada uma das laterais do pilar. As vigas cachorro descontínuas, figura 5.7, por oposição, apresentam uma disposição não agrupada, posicionando-se cada viga a uma cota diferente.

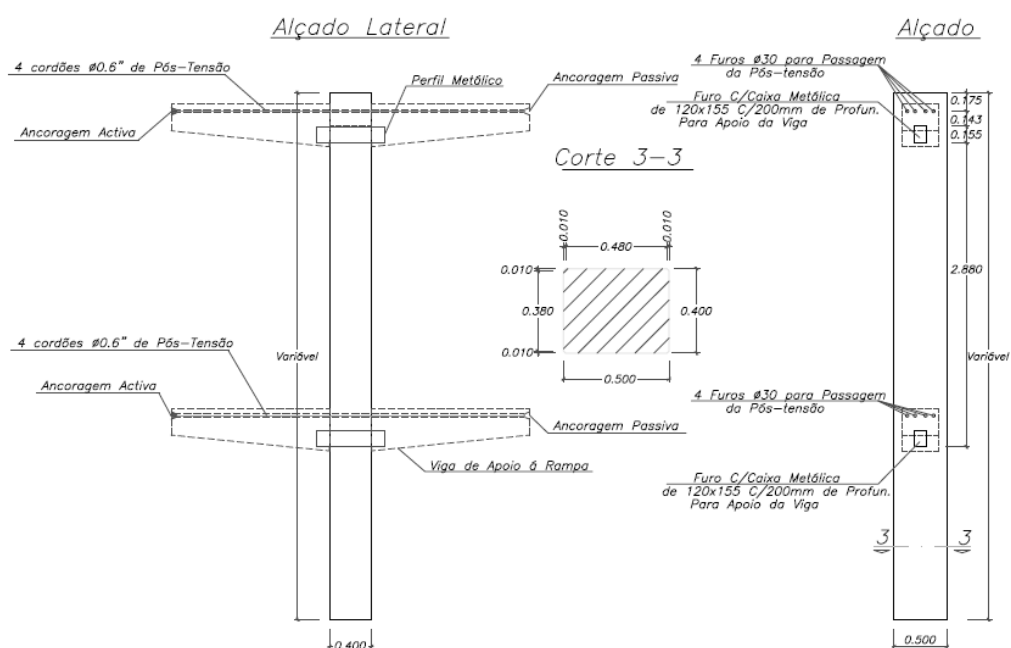


Figura 5.6: Alçado do pilar de acesso composto por vigas com continuidade [33].

Na figura 5.6 observa-se a configuração associada aos casos em que os patamares dos painéis de rampa se encontram à mesma cota. Estes localizam-se nas extremidades dos acessos, sendo cada acesso lateral composto por dois pilares que apresentam esta constituição e disposição de constituintes. A outra configuração observada na figura 5.7, está associada aos casos em que os patamares dos painéis de rampa se encontram em cotas diferenciadas, sendo identificada esta configuração ao longo dos acessos.

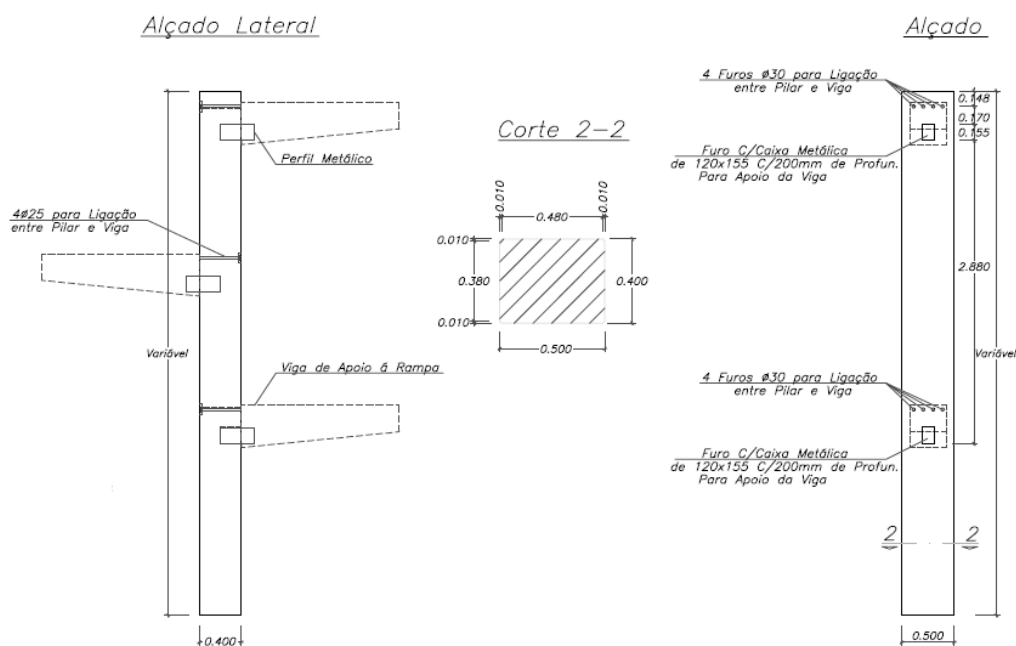


Figura 5.7: Alçado do pilar de acesso composto por vigas sem continuidade [33].

A ligação entre as vigas cachorro e os pilares de acesso é efectuada em obra, sendo a sua solidarização efectuada por meio de varões de aço previamente chumbados ao pilar.

### 5.1.3 Tabuleiro

O tabuleiro é constituído pelo passadiço e por duas vigas que o suportam (figura 5.8). As vigas são paralelas, pré-fabricadas e com pré-tensão. Estas apresentam uma secção variável, que se deve ao acréscimo de esforços de proveniência transversal que se desenvolvem junto aos apoios do tabuleiro, apresentando para esta região um aumento da espessura da alma.

Por forma a rigidificar a ligação entre a viga e o pilar do pórtico, esta é efectuada por dois varões  $\phi 20$ , envolvidos por lâminas de neoprene colocadas entre os dois elementos de betão a ligar (figura 5.9). Estes varões foram chumbados ao pilar e



posteriormente procedeu-se à sua selagem às vigas.

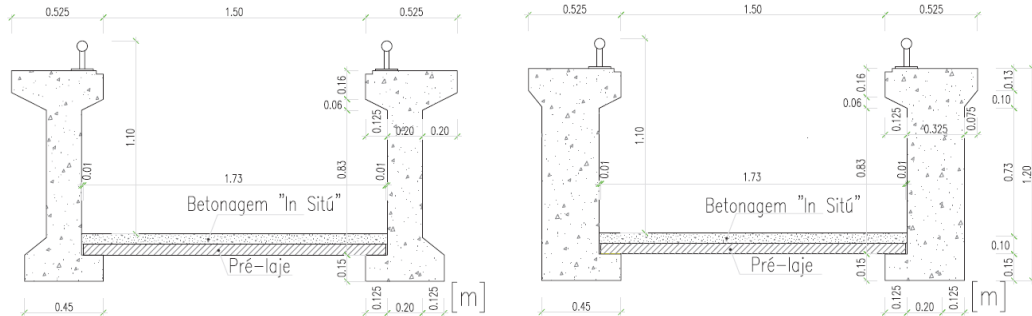


Figura 5.8: Secção transversal do tabuleiro [33].

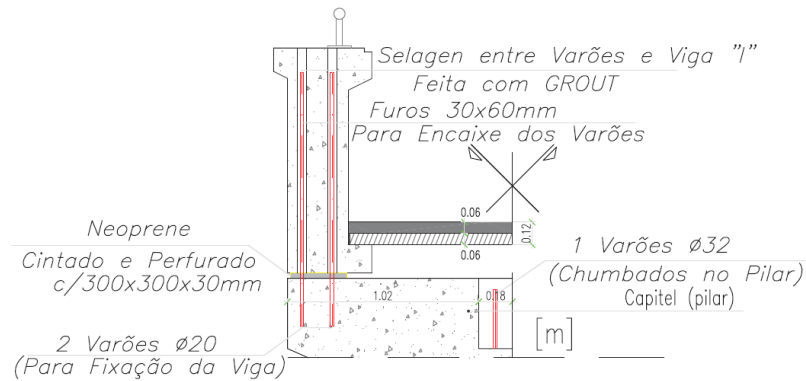


Figura 5.9: Pormenor da ligação entre a viga e o pilar do pórtico [33].

O passadiço é composto por duas camadas, uma apoiada sobre o banzo inferior da viga em "I", definida por uma pré-laje efectuada em fábrica com uma espessura de 0.06 m; e uma superior constituída por betão complementar com uma espessura de 0.06 m. A pré-laje é composta por quinze painéis, dos quais catorze são constituídos por uma secção em planta de  $2,2 \times 1,73$  m<sup>2</sup> e um com  $1,39 \times 1,73$  m<sup>2</sup>. A camada superior, efectuada em obra, garante a solidarização do conjunto através da ligação entre painéis e entre a viga e o passadiço, como é ilustrado na figura 5.10.

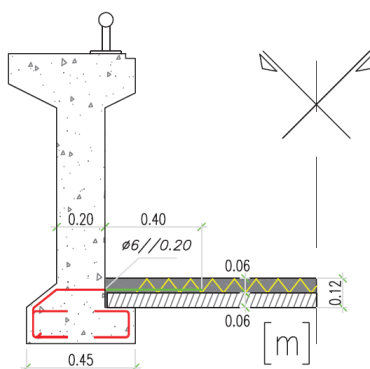


Figura 5.10: Pormenor de selagem da pré-laje às vigas pré-fabricadas [33].

#### 5.1.4 Rampas

As rampas são constituídas por painéis pré-fabricados que são apoiados sobre as vigas cachorro. Entre apoios os painéis são dispostos com uma inclinação de cerca de 6,67% e um comprimento de 6,0 m, sobre os apoios os painéis são horizontais e apresentam um comprimento que varia entre 1,80 a 2,50 m. Nas figuras seguintes é possível observar a configuração dos acessos de Sul e Norte.

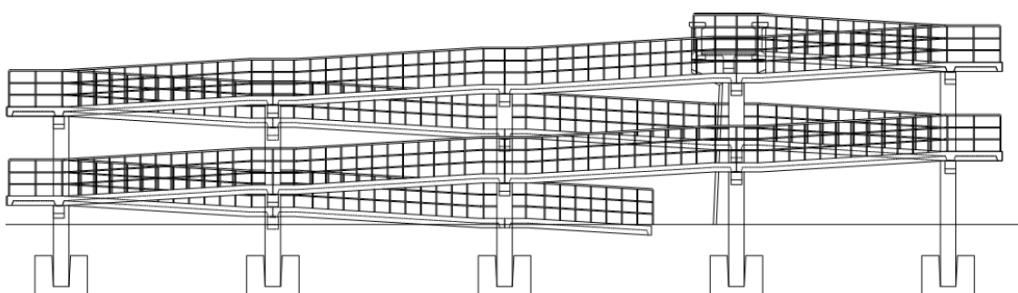


Figura 5.11: Alçados - Acesso Sul [33].

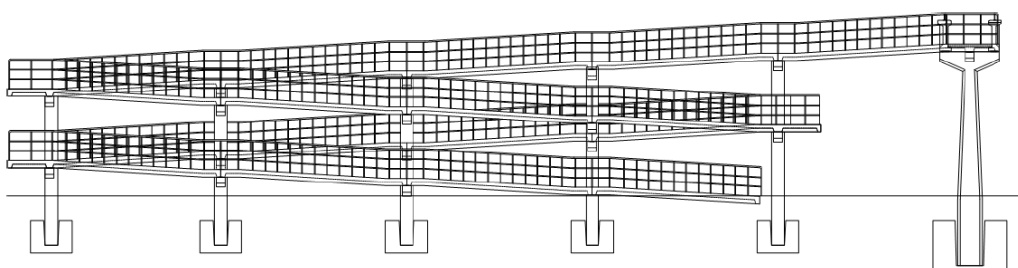


Figura 5.12: Alçados - Acesso Norte [33].

A secção transversal das rampas é constituída por painéis de laje nervurada, como se pode identificar na figura 5.13.

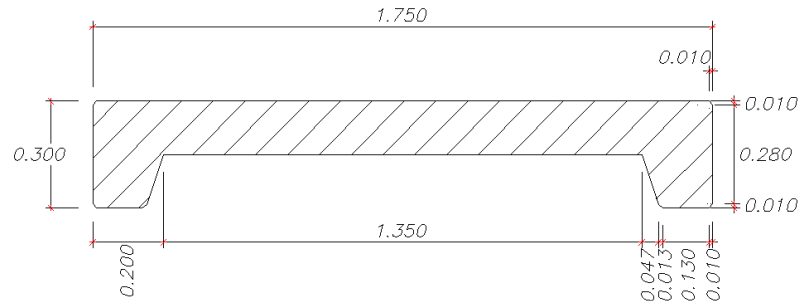


Figura 5.13: Secção transversal dos elementos de rampa [33].

Através da figura 5.14, é possível observar a solução adoptada para a ligação entre painéis de rampa, bem como a ligação estabelecida entre as rampas e as vigas cachorro.

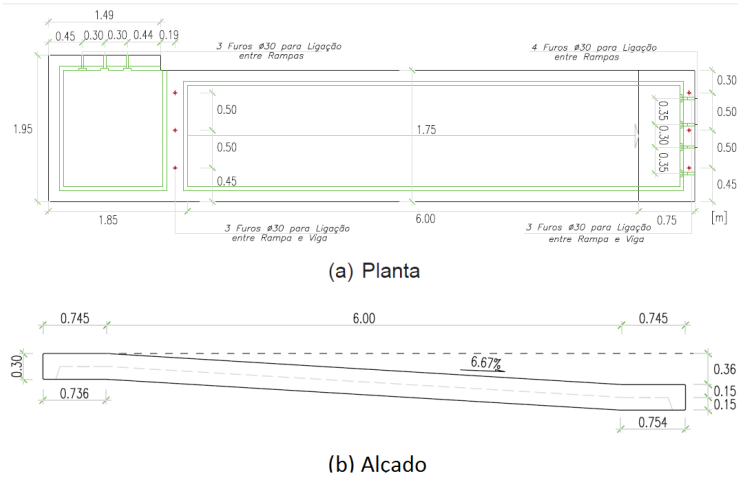


Figura 5.14: Pormenor da rampa em planta e em alçado [33].

A ligação entre os painéis de rampas é efectuada por um conjunto de quatro parafusos M20 (4 PRFM20). Para a zona de apoio, a ligação entre a rampa e a viga cachorro apoiada nos pilares do pórtico, figuras 5.15 e 5.16, é efectuada por intermédio de três varões  $\phi 16$  de comprimento 0,53 m, previamente chumbados à viga. Estes elementos encontram-se envolvidos por lâminas de neoprene com dimensões de 1200x250x10 mm, cintados e aparafusados.

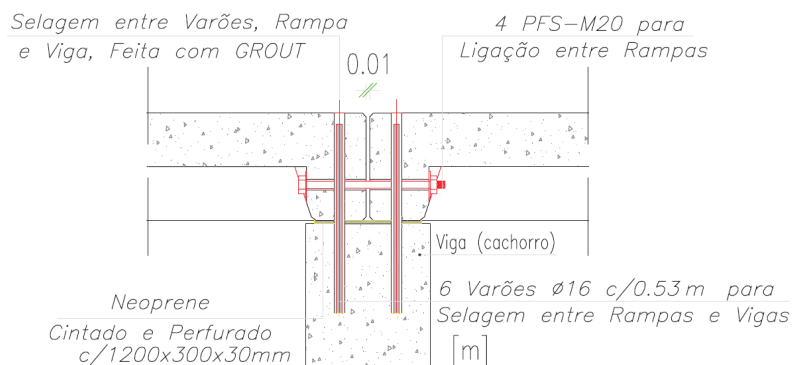


Figura 5.15: Pormenor de selagem entre a viga cachorro e as rampas [33].

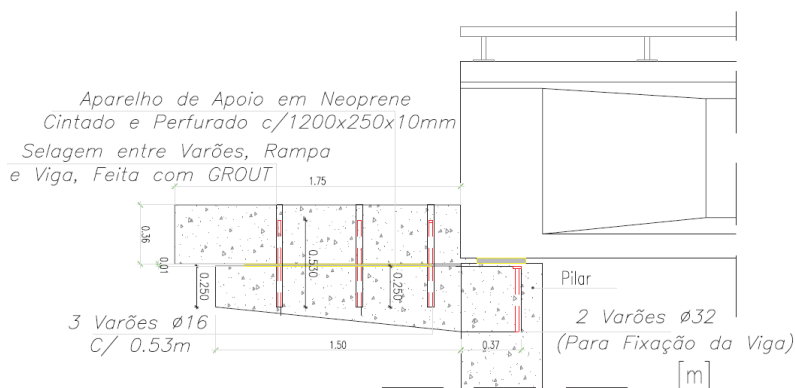


Figura 5.16: Pormenor de Ligação [33].

### 5.1.5 Materiais

Os materiais utilizados variam de acordo com os elementos que definem a estrutura em análise.

Para os elementos pré-esforçados utilizou-se um betão de classe superior, C35/45, e aço do tipo A500 (NR em varão e EL em malhasol). Para o aço de pré-esforço, considerou-se uma resistência de 1860 MPa.

Para os restantes elementos pré-fabricados em betão armado, utilizou-se C25/30 e aço do tipo A500 (NR em varão e EL em malhasol).

Para as fundações, os materiais utilizados foram betão de classe C20/25 e aço do tipo A500 NR.

## 5.2 Campanha Experimental

Nesta secção descreve-se a campanha experimental efectuada no passadiço pedonal PP3141, e os procedimentos utilizados que permitiram efectuar uma análise dos resultados registados. Através destes registos são obtidos os parâmetros de caracterização dinâmica para os seis primeiros modos de vibração do pórtico constituinte do PP3141.

A realização do ensaio experimental ao passadiço pedonal foi efectuada pelos elementos integrantes do projecto SUPERB. No entanto é de referir que, apesar de a autora desta dissertação não ter acompanhado presencialmente esta campanha, auxiliou na execução de outros ensaios experimentais realizados com o mesmo propósito, através dos quais apreendeu e vivenciou o que será descrito neste capítulo. Assim, presenciou a execução dos ensaios de vibração realizados ao passadiço pedonal PP2787, também objecto de estudo pelo projecto SUPERB, e dois ensaios efectuados no Estádio do Sporting Clube de Portugal, em Alvalade.

### 5.2.1 Procedimentos de ensaio

No dia 24 de Julho de 2012, entre as 12:10 e as 15:55, foi realizada uma campanha experimental no passadiço pedonal PP3141, através da sua excitação pela actuação de acções ambientais.

Para a obtenção do registo da resposta estrutural em velocidade, foram utilizados para cada ensaio três sistemas de monitorização MR2002-CE da marca SYSCOM [91], cada um composto por um sensor de velocidade triaxial MS2003 e um gravador. Por forma a assegurar a sincronização dos registos obtidos, a hora de cada gravador foi calibrada através da utilização de uma antena GPS. O sensor utilizado apresenta uma boa sensibilidade, registando frequências no intervalo de 1 a 315 Hz, que abrange a gama de frequências principal, esperada para passadiços pedonais que varia entre 1,70 a 3,5 Hz [93, 99].

Precedente à realização da campanha experimental, foi executada uma modelação da estrutura em elementos finitos com recurso ao programa SAP2000, através da qual se obteve um conhecimento mais profundo acerca do comportamento dinâmico esperado, o que permitiu definir com maior precisão os pontos necessários a considerar para a execução da medição. Assim, através dos pontos considerados de forma estratégica, o registo obtido pelos sensores permitirá descrever com maior exactidão as configurações modais da estrutura em análise. Pretendendo-se com esta campanha experimental determinar as características dinâmicas da estrutura, mas em especial identificar o comportamento dinâmico do pórtico, os pontos considerados para a medição localizam-se apenas sobre o tabuleiro.

Deste modo, foram efectuados 7 ensaios, onde se contabilizou o registo dos valores de velocidade segundo os três eixos ortogonais para os 15 pontos. Foram

consideradas cinco secções, que podem ser identificadas no corte longitudinal do tabuleiro, apresentado pela figura 5.18. As secções localizam-se sobre os apoios (S1 e S5), a um quarto de vão (S2), meio vão (S3, ref.) e a três quartos de vão (S4). Sobre cada secção foram instrumentados três pontos, demonstrados no corte transversal apresentado pela figura 5.17, posicionados segundo os seguintes alinhamentos, dois junto às vigas (ALe e ALd), e um na zona central do tabuleiro (AL,ref.), permitindo ter em conta os efeitos de torção. Durante a realização dos sete ensaios, foi mantido um sensor na posição (7,ref), figura 5.18, alterando os restantes sensores a sua localização.

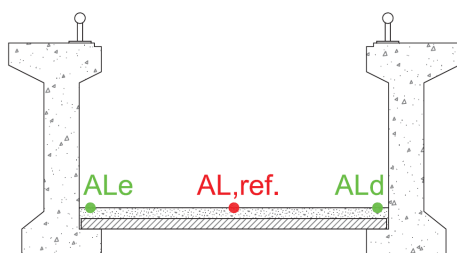


Figura 5.17: Pontos instrumentados segundo a secção transversal do tabuleiro [94].

Em seguida, é ilustrada através das figuras 5.18 e 5.19, a localização dos quinze pontos instrumentados para os sete ensaios que permitiram avaliar a resposta da estrutura quando sujeita a uma acção ambiental.

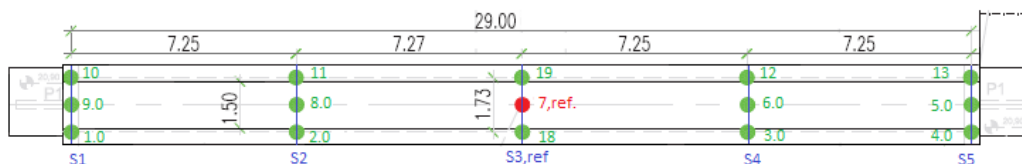


Figura 5.18: Pontos instrumentados nos sete ensaios sobre o tabuleiro (Adaptado de [94]).

Ensaio	G1 Ponto	G2, ref. Ponto	G3 Ponto
1	11	7,ref.	3
2	2	7,ref.	12
3	8	7,ref.	6
4	19	7,ref.	18
5	1	7,ref.	13
6	10	7,ref.	4
7	9	7,ref.	5

Figura 5.19: Tabela de localização dos geofones em cada ensaios [94].

Através da Figura 5.20 é observado o posicionamento dos instrumentos de medição no tabuleiro do passadiço pedonal, sendo também identificada a antena GPS.



Figura 5.20: Posicionamento dos instrumentos de medição no PP3141.

Na figura 5.21 são apresentadas as leituras registadas para o ensaio 4, pelo geofone 2 (G2), para um tempo de gravação de 15 minutos. Desejando-se minimizar os erros por sobreposição<sup>3</sup>, foi considerado o Teorema *Nyquist*. Segundo este Teorema, a frequência de amostragem ( $f_s$ ) deve ser pelo menos igual ao dobro da frequência máxima ( $f_{mx}$ ) das componentes do sinal, sendo eliminado o contributo de todas as frequências acima da frequência de *Nyquist*. Deste modo, considera-se uma frequência de amostragem de 100 Hz, sendo possível identificar frequências até 40 Hz, que respeitam a gama de frequências expectáveis para pontes pedonais anteriormente referida.

### 5.2.2 Tratamento do Sinal

O tratamento do sinal foi efectuado através da consideração de duas metodologias descritas no capítulo 4, um método não paramétrico no domínio da frequência: EFDD e um método paramétrico no domínio do tempo: SSI-UPC. A análise foi efectuada utilizando o programa ARTeMIS Extractor (SVS,2002) [2], que considera ambas as metodologias.

Após o processamento do sinal, foram obtidas as características dinâmicas da estrutura, sendo estas apresentadas em seguida na figura 5.22, segundo cada modo de vibração para cada método de identificação modal estocástica. As figuras 5.23 e 5.24 apresentam os espectros de resposta obtidos para ambas as metodologias.

---

<sup>3</sup>Os erros por sobreposição ou dobragem desenvolvem-se quando é considerada para a estimativa de uma série discreta, uma frequência superior à frequência de *Nyquist* que surge incorrectamente associada a uma frequência mais baixa.

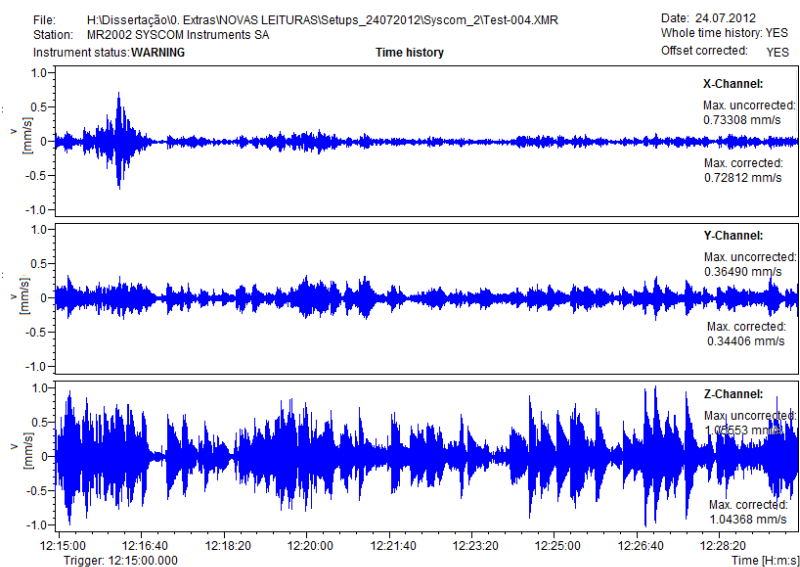


Figura 5.21: Registo vertical de velocidades G2 ensaio 4 [94].

Modo	EFDD		SSI-UPC	
	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)
1 - longitudinal	$1.910 \pm 0.03456$	$2.559 \pm 0.5953$	$1.929 \pm 0.04808$	$2.6 \pm 0.774$
2 - lateral	$2.522 \pm 0.007408$	$1.512 \pm 0.1427$	$2.515 \pm 0.00673$	$1.16 \pm 0.15$
3 - vertical	$3.021 \pm 0.004836$	$1.414 \pm 0.1497$	$3.013 \pm 0.00333$	$0.804 \pm 0.202$

Figura 5.22: Características Modais obtidas por EFDD e SSI-UPC [30].

Os modos obtidos representam o comportamento modal do pórtico constituente da estrutura em estudo, sendo o 1º modo longitudinal, o 2º modo transversal e o 3º modo vertical. Assim, o 1º e 2º modos estão associados à resposta modal desenvolvida pelos pilares, e o 3º modo à resposta modal apresentada pelo tabuleiro.

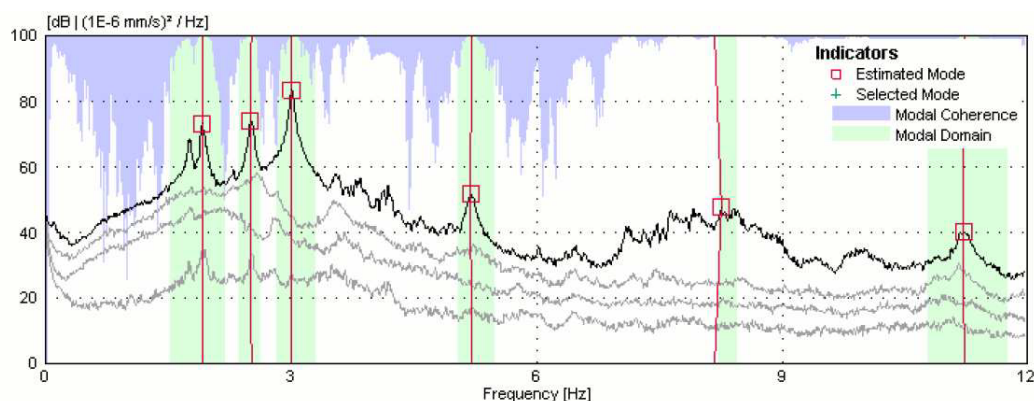


Figura 5.23: Espectros de resposta para o método EFDD [30].



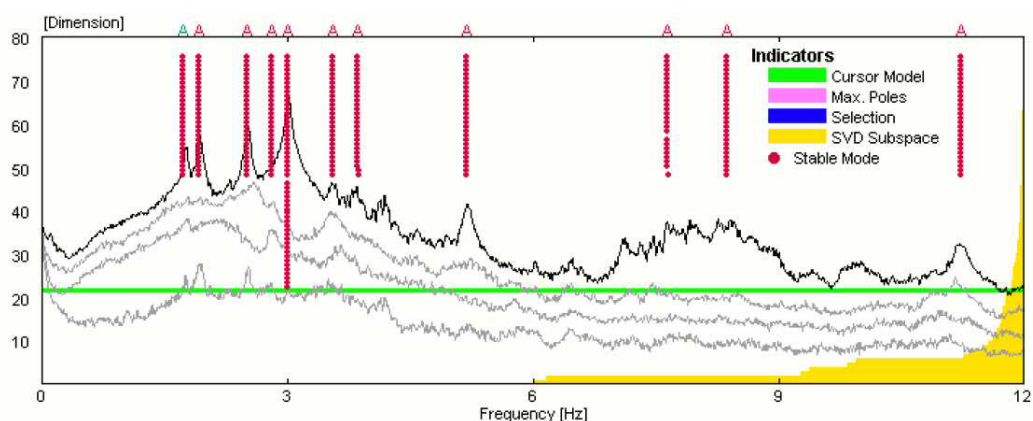


Figura 5.24: Espectros de resposta para o método SSI-UPC [30].

Por forma a avaliar a consistência dos resultados obtidos, foi utilizada a metodologia MAC, que efectua a comparação dos vectores modais obtidos pelas duas técnicas (figura 5.25).

		SSI-UPC						
		1.929	2.515	3.013	5.197	8.371	11.22	
EFDD	Hz	1.904	<b>0.9678</b>	0.0008	0.0022	0.0362	0.0094	0.0013
		2.522	0.0076	<b>0.9970</b>	0.0024	0.0445	0.2862	0.0001
		3.016	0.0010	0.0002	<b>0.9994</b>	0.0061	0.0167	0.0054
		5.203	0.0288	0.0353	0.0111	<b>0.9690</b>	0.0249	0.0038
		8.047	0.0175	0.2463	0.0062	0.0487	<b>0.8211</b>	0.0036
		11.226	0.0001	0.0029	0.0045	0.0211	0.0025	<b>0.9629</b>

Figura 5.25: Comparação dos resultados obtidos por EFDD e SSI-UPC através da matriz MAC [30].

Através da explicitação teórica apresentada no capítulo 4 para o coeficiente MAC, identifica-se que os resultados obtidos por ambas as técnicas são consistentes, uma vez que os valores obtidos para a diagonal são próximos da unidade, e os restantes próximos de zero.

### 5.3 Conclusões

Neste capítulo foi efectuada a apresentação da estrutura em estudo, o passadiço pedonal PP 3141. Assim, foi efectuada a descrição de todos os seus constituintes: fundações, pilares, tabuleiro, vigas cachorro e rampas, explicitados os materiais que os compõem e o tipo de ligação estabelecida entre os vários elementos.

De seguida, foi relatada a campanha experimental realizada no passadiço. Foram realizados 7 ensaios, e efectuada o registo dos valores de velocidade segundo

os três eixos ortogonais para 15 pontos, localizados sobre o tabuleiro. Os pontos considerados foram definidos pela avaliação do comportamento dinâmico através de um modelo numérico previamente efectuado em SAP2000. De seguida, foi efectuado o processamento do sinal obtido através de dois métodos de identificação modal estocástica, um no domínio da frequência EFDD, e outro no domínio do tempo SSI-UPC. Deste modo, foram obtidas as características dinâmicas actuais da estrutura, para os 6 primeiros modos. Pela aplicação da metodologia MAC, foi identificado que os parâmetros obtidos por ambas as técnicas são consistentes.

## Capítulo 6

# Modelação Numérica do PP3141

O Modelo da estrutura PP3141, foi executado em elementos finitos, utilizando o programa computacional *OpenSees*, que permite a consideração de análises não-lineares. Para a definição do modelo numérico, foram tidos em conta os critérios apresentados pela norma vigente EC8 em 4.3.1.

Primeiramente, na secção 6.1 será apresentado o programa utilizado, e descritas as várias fases de criação do modelo numérico. Na secção 6.2, será abordado o modelo do passadiço pedonal em elementos finitos, sendo discriminado todo o processo e considerações que permitiram a execução do modelo. Posteriormente, será efectuada a validação do modelo executado, através da comparação dos resultados obtidos para as características dinâmicas da estrutura pelo modelo numérico e por via experimental. Deste modo, será realizada a calibração manual do modelo, e apresentados os parâmetros dinâmicos finais obtidos.

Para a modelação de cada componente integrante da estrutura, foram analisados os códigos disponíveis na biblioteca do programa, optando-se pelo que melhor descreve o componente em análise, sendo essa escolha na maioria dos casos extremamente precisa.

### 6.1 *OpenSees*

O *OpenSees - The Open System for Earthquake Engineering Simulation* [60], é um programa de análise que permite avaliar a resposta estrutural e geotécnica de sistemas sujeitos à acção sísmica, através da execução de análises não-lineares físicas e geométricas.

Este baseia-se no método de elementos finitos e foi concebido para ser utilizado pela comunidade mundial de investigação, estando disponível gratuitamente a qualquer indivíduo. *OpenSees* tem vindo a ser desenvolvido pelo *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* como uma plataforma computacional para estudar o comportamento de estruturas sujeitas à acção sísmica.

O *PEER* é uma instituição de investigação e um centro educacional com sede na universidade da Califórnia, Berkeley. O seu objectivo é desenvolver, validar e disseminar novas formas de dimensionar edifícios e infraestruturas sujeitas à acção sísmica, desenvolvendo ferramentas tecnológicas de engenharia e critérios que podem ser usados por profissionais envolvidos no dimensionamento estrutural, de modo a atingir a segurança, menores custos e a funcionalidade das estruturas após a ocorrência de um sismo.

O *OpenSees* constitui também a componente de simulação para *NEES* desde 2004. *NEES - Network for Earthquake Engineering Simulation*, é uma organização cujo principal objectivo é reduzir o impacto dos desastres sísmicos. Desenvolve/promove projectos em várias universidades dos Estados Unidos, que utilizam ferramentas de simulação e a habilidade de testar em grande escala, envolvendo diversos recursos para melhor replicar um sismo ou tsunami.

### 6.1.1 Características do programa *OpenSees*

Em seguida serão apresentadas as principais características do programa utilizado:

- O *OpenSees* permite a utilização de um vasto conjunto de modelos numéricos estruturais e geotécnicos, desde simulações numéricas lineares estáticas para um espaço unidimensional até simulações numéricas não-lineares dinâmicas para um espaço tridimensional;
- O programa encontra-se disponível a qualquer utilizador de forma gratuita, exceptuando para usos comerciais;
- A biblioteca do *OpenSees* é composta por materiais, elementos e ferramentas de análise, que permitem ao utilizador dispor de um vasto conjunto de componentes que possibilitam criar um modelo numérico mais realista. Os componentes encontram-se em constante evolução numérica e qualitativa, sendo a sua maioria proveniente de simulações testadas em laboratório desenvolvidas por *NEES*, que suportam a veracidade das ferramentas disponíveis. O programa apresenta também uma vertente “open-source“, permitindo a modificação e extensão de componentes;
- A interface é baseada numa linguagem de programação, *tcl*, que permite ao utilizador definir todos os requisitos necessários e parâmetros a avaliar durante a análise para qualquer estrutura.

Através deste programa é possível realizar diversos tipos de modelos e simulações, nomeadamente:

- Modelos: estruturais e geotécnicos, lineares e não lineares;
- Simulações:
  - Análise estática *Pushover*;
  - Análise dinâmica;
  - Excitação uniforme de base (mesma acção nos diversos pontos de apoio);
  - Excitação de base diferenciada (acção diferenciada nos diversos pontos de apoio).

O *OpenSees* disponibiliza ao utilizador um conjunto de módulos que permitem a criação do modelo de elementos finitos, sendo o processo de execução de uma análise composto por 4 principais tipos de áreas [60], como é apresentado pela figura 6.1:

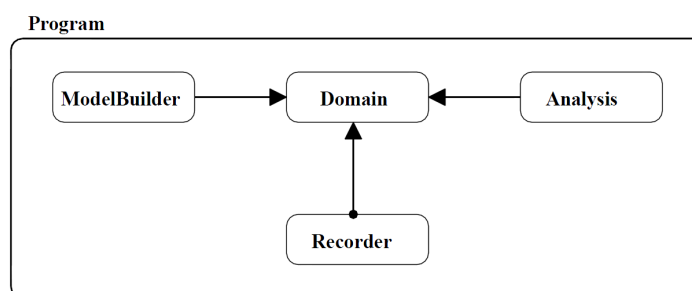


Figura 6.1: Módulos fundamentais para a execução de uma análise [60].

### **ModelBuilder**

O primeiro passo a ser executado em qualquer modelo estrutural, é a definição dos componentes que o constituem:

- Geometria e condições de fronteira - Neste passo, definem-se as coordenadas nodais segundo o eixo global, obtendo-se a geometria de todos os elementos constituintes do sistema e em seguida definem-se as restrições de apoio alocadas aos nós;
- Características dos materiais e parâmetros geométricos - É definido o modelo constitutivo dos materiais e a geometria das secções, sendo o cálculo dos parâmetros inerentes às secções efectuado internamente pelo programa (áreas, inércias);

- Atribuição de massa aos nós, definindo deste modo a matriz de massa;
- Definição do tipo de transformação geométrica - Através deste comando estabelece-se uma relação entre os 3 sistemas de coordenadas: local, básico e global. O eixo global é o sistema de coordenadas definido pelo programa, já o eixo local coincide com os eixos longitudinal e transversal de cada elemento, definidos pelo utilizador. A existência de três eixos de coordenadas, surge na necessidade de definir correctamente a evolução da posição desenvolvida pelos nós dos elementos, deste modo, os eixos global e local podem ser entendidos como sistemas que descrevem como o elemento se desloca no espaço, enquanto que o sistema básico descreve como um elemento se deforma. O cálculo dos esforços e deformações é efectuado para o eixo básico, sendo assim possível obter esses resultados nos outros sistemas de coordenadas. Existem três tipos de relações: *Linear*, *PDelta* e *Corotational*<sup>1</sup>, variando com o tipo de análise que se pretende executar, sendo descrito cada um dos tipos em [88];
- Definição dos elementos pela sua associação aos componentes: nós, secções, materiais e tipo de transformação geométrica.

### Domain

O *Domain* é responsável por guardar os objectos criados pelo *ModelBuilder* e providenciar às áreas de *Analysis* e *Recorder* acesso a esses objectos (figura 6.2). Desta forma, é estabelecida a ligação entre os módulos, permitindo que estes tenham acesso às definições da estrutura.

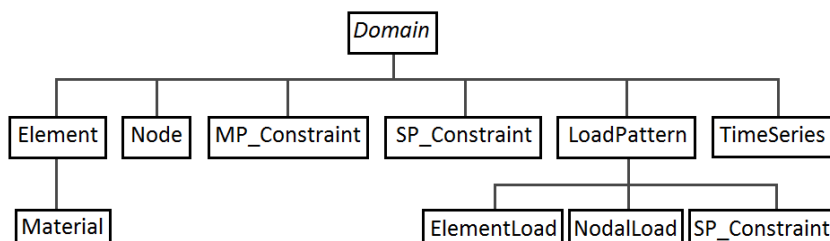


Figura 6.2: Constituintes do *ModelBuilder* guardados pelo *Domain*.

<sup>1</sup>A relação do tipo *Linear* efectua uma transformação geométrica linear dos esforços e deformações obtidos pelo sistema básico para o sistema de coordenadas global. A relação do tipo *PDelta* considera o mesmo tipo de transformação que o tipo *Linear*, mas tem em conta os efeitos de 2ª ordem. Já o tipo *Corotational* executa uma transformação geométrica exacta dos esforços e deformações obtidos pelo sistema básico para o sistema de coordenadas global.

**Recorder**

De seguida, é necessário definir os parâmetros que vão ser monitorizado durante a realização da análise. Diversos tipos de gravação podem ser definidos consoante o que se pretende avaliar com a análise a executar, nomeadamente deslocamentos absolutos e/ou relativos, esforços ao longo de um elemento ou no apoio (reações de base). O parâmetro é guardado em cada passo da análise, podendo assim ser identificada a sua evolução.

**Analysis**

A etapa seguinte consiste na definição da análise a ser executada no modelo, podendo esta ser, por exemplo, uma simples análise linear estática, ou uma análise dinâmica não-linear. O tipo de análise a ser efectuada, é definido por um conjunto de parâmetros introduzidos pelo utilizador [60].

Caso necessário podem ser executadas análises consecutivas, sendo guardado o estado final da estrutura para a última análise efectuada. Assim, quando se inicia uma análise após a execução de outra, o seu estado inicial é idêntico ao estado final atingido com a anterior análise.

Para a realização de uma análise modal, neste programa, não é necessário definir os parâmetros acima referidos, bastando para tal identificar o número de modos que se pretende obter, e utilizar um comando específico para executar este tipo de análise.

## **6.2 Modelo Numérico do PP3141**

### **6.2.1 Considerações iniciais**

Para a modelação do passadiço pedonal em *OpenSees*, foi considerado um modelo tridimensional definido por elementos de barra, estando deste modo associado a cada nó 6 graus de liberdade. Considerou-se o comportamento não linear da estrutura a nível físico e geométrico.

As unidades consideradas neste modelo são as definidas pelo Sistema Internacional (SI).

No decorrer desta secção será feita referência ao sistema de coordenadas global, salvo referência contrária.

## 6.2.2 Materiais

A estrutura em estudo é composta pelos materiais betão, aço e neoprene, sendo em seguida apresentado como foi efectuada a sua modelação.

Através desta modelação em elementos finitos, pretende-se avaliar o comportamento de uma estrutura já existente e comparar as características dinâmicas obtidas com valores medidos experimentalmente. Deste modo, para a definição dos modelos de materiais foram considerados valores médios que melhor descrevem o seu comportamento real, procedimento diferenciado ao praticado ao nível do dimensionamento estrutural, para o qual são considerados valores característicos [57].

### Material - Betão

Foram definidos dois materiais uniaxiais de betão associados às duas classes especificadas no projecto, C25/30 e C35/45. Para a modelação deste material de comportamento não-linear, foi considerado o modelo apresentado por M. Yassin [100] disponível no programa (figura 6.3).

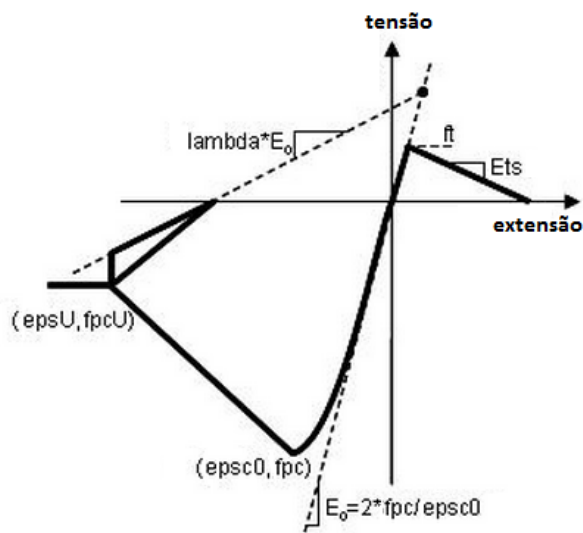


Figura 6.3: Modelação do comportamento do betão (Adaptado de [100]).



Para este tipo de material os parâmetros requeridos para a completa definição da relação tensão-extensão são:

- Comportamento à compressão:
  - $f_{pc}$ : tensão do betão aos 28 dias;
  - $eps_{c0}$ : extensão do betão associada à tensão máxima;
  - $f_{pcu}$ : tensão última do betão;
  - $eps_u$ : extensão última do betão;
  - $lambda$ : rácio entre o módulo de Young na descarga e o inicial.
- Comportamento à tracção:
  - $f_t$ : tensão máxima;
  - $E_{ts}$ : módulo de Young na descarga.

Para a correcta definição destes parâmetros recorreu-se ao EC2 [3] para os parâmetros associados ao comportamento à compressão. A tensão do betão aos 28 dias,  $f_{pc}$ , foi obtida através do quadro 3.1 apresentada pelo EC2 [3], tendo em conta as duas classes de betão em análise. Em seguida, conhecendo o valor médio do módulo de elasticidade,  $E_0$ , para cada classe foi determinado o valor da extensão do betão,  $eps_{c0}$ , através da fórmula apresentada na figura 6.3. Por forma a obter a tensão última do betão  $f_{pcu}$ , recorreu-se à relação de tensões-extensões para a análise estrutural não linear, apresentado no ponto 3.1.5 do EC2 [3], pela seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (6.1)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}| \quad (6.2)$$

$$k = 1.05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (6.3)$$

sendo:

$\sigma_c$  - tensão no betão ;

$f_{cm}$  - tensão média de rotura do betão à compressão (Quadro 3.1, EC8 [6]);

$\varepsilon_c$  - extensão no betão;

$\varepsilon_{c1}$  - extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima (Quadro 3.1, EC8 [6]);

$\varepsilon_{cu1}$  - extensão última do betão.

A expressão foi aplicada ao ponto da curva ( $eps_u, f_{pcu}$ ), obtendo-se assim o valor de  $f_{pcu}$  para ambas as classes de betão, considerando  $eps_u = \varepsilon_{cu1} = 3.5 \times 10^{-3}$ .

Em seguida será explorado o comportamento do betão à tracção. O comportamento antes da abertura de fendas, é assumido como elástico-linear, sendo o seu andamento definido pela lei de Hooke, em que o módulo de

elasticidade considerado é idêntico ao do estado de compressão (figura 6.3). O comportamento assumido para o betão após se dar a fendilhação, consiste na lei linear de abertura de fendas [89], que apresenta a seguinte relação:

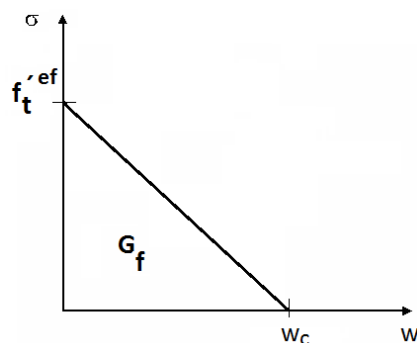


Figura 6.4: Modelo linear de abertura de fendas (Adaptado de [89]).

Este comportamento é definido pela seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_c^{ef}}{f'_t{}^{ef}} = \frac{f'_t}{\omega_c}(\omega_c - \omega), \quad \omega_c = \frac{2G_f}{f'_t} \quad (6.4)$$

sendo:

$\sigma_c^{ef}$  - tensão normal na fenda (tensão de coesão na fenda);

$f'_t{}^{ef}$  - tensão efectiva (Quadro 3.1, EC8 [6]);

$w$  - abertura da fenda;

$w_c$  - abertura da fenda quando a tensão efectiva de resistência à tracção é nula;

$G_f$  - energia de fracturação.

O valor da Energia de Fracturação,  $G_f$ , foi definida tendo em conta a expressão (6.5) apresentada por Vos [97].

$$G_f = 0.000025 \cdot f'_t{}^{ef} \quad [MN/m] \quad (6.5)$$

### Material - Aço

Para a modelação deste material, foi considerado um comportamento não-linear isotrópico com endurecimento, através da consideração do modelo *Giuffre-Menegotto-Pinto* [45] (figura 6.5).

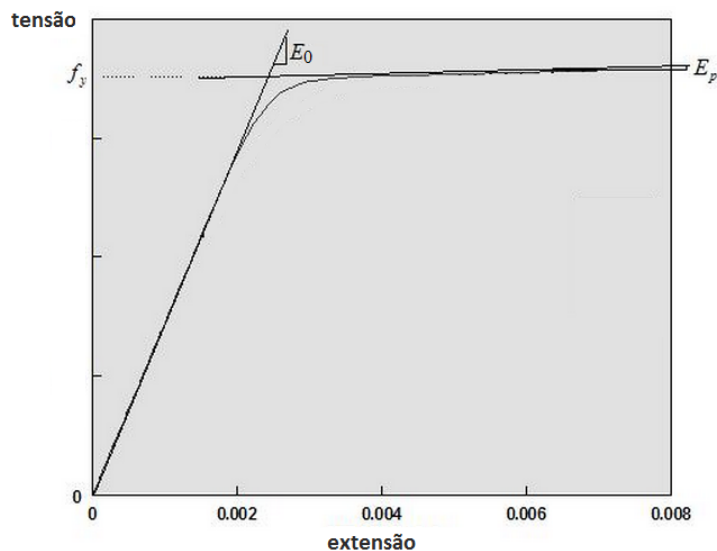


Figura 6.5: Modelação do comportamento do aço (Adaptado de [45]).

Os parâmetros requeridos para a completa definição do diagrama tensões-extensões deste tipo de material são:

- $f_y$ : tensão de cedência do aço;
- $E_0$ : declive inicial do regime elástico;
- $b$ : rácio entre a tangente da zona após a cedência do material,  $E_p$  e o inicial,  $E_0$  - parâmetro que define o endurecimento do material.

Para a definição destes parâmetros recorreu-se ao documento [57] e ao ponto 3.2 do EC2 [3], onde é avaliado o aço para betão armado. Note-se que, para a definição dos cordões de pré-esforço foi selecionado o mesmo material, alterando-se os parâmetros que definem a curva de comportamento.

### Material - Neoprene

O material neoprene é um elastómero comercial que apresenta uma grande capacidade de deformação, podendo atingir deformações de 1000% sem rotura e recuperar a forma original. No entanto com a descida da temperatura desenvolve um aumento da rigidez, sendo esta uma das suas principais desvantagens [49].

## Rigidez

Este material apresenta uma rigidez diferenciada segundo as diferentes direcções: vertical, horizontal e rotacional. Para a modelação deste material, foi tido em conta apenas a sua rigidez segundo a direcção longitudinal do elemento de neoprene (a explicação para esta consideração encontra-se mais à frente nesta secção em 6.2.4), sendo em seguida apresentado o seu modo de cálculo.

### • Rigidez Vertical

A rigidez vertical deste material é desenvolvida segundo o eixo local X do elemento. Esta rigidez depende da deformação desenvolvida pelas lâminas de neoprene através de duas formas [49], a deformação proveniente da distorção,  $K_v(\gamma)$ , e a deformação procedente da variação de volume,  $K_v(v)$ .

$$K_v = \frac{K_v(\gamma)K_v(v)}{K_v(\gamma) + K_v(v)} \quad (6.6)$$

$$K_v(\gamma) = \beta_2 \frac{GS^2A}{h_{el}} \quad (6.7)$$

$$K_v(v) = \frac{E_b A}{h_{el}} \quad (6.8)$$

onde,

- $G$  - módulo de distorção do neoprene ( $G \approx 0.4$  a  $2.0$  MPa);
- $E_b$  - módulo de compressibilidade do neoprene ( $E_b = 200$  MPa);
- $A$  - área em planta do bloco de neoprene;
- $h_{el}$  - altura total do bloco de neoprene;
- $\beta_2$  - o coeficiente que depende da forma da secção ( $\beta_2 = 5$ , para blocos de secção quadrada, segundo [49]);
- $S$  é o factor de forma da secção, obtido através da relação entre a área carregada e a área livre de carga do bloco, considerando apenas a altura total da lâmina. Este factor, para lâminas de secção rectangular ( $a \times b$ ) e altura  $t$ , vem dado por:

$$S = \frac{ab}{2(a+b)t} \quad (6.9)$$

### 6.2.3 Secções

As secções modeladas são constituídas por fibras. A cada fibra está associado um material uniaxial, uma área e a sua posição (y,z) na secção. Uma secção pode ser composta por um conjunto de fibras, cujos materiais uniaxiais associados a cada fibra trabalham em paralelo. A consideração de fibras numa secção pode ser definida através da geração de uma única fibra, e.g. varão de aço, geração de um conjunto de fibras na mesma linha recta ou arco geométrico, e geração de um conjunto de fibras sobre uma secção geométrica composta ou não por outro material, e.g. betão armado. Estas 3 definições anteriores podem trabalhar em conjunto numa mesma secção.

A resposta para elementos do tipo barra, é descrita em termos da resposta na secção transversal, que é composta por um conjunto de divisões nas duas direcções, que se denominam por fibras. A resposta da secção pode ser obtida através da execução do integral da resposta do material para cada fibra da secção. Deste modo, constata-se que o número de fibras em que a secção é decomposta é relevante. De modo a evidenciar esta constatação, será em seguida apresentado um caso prático, pretendendo-se avaliar a influência do número de fibras considerado em relação aos resultados obtidos.

#### Problema de teste

A estrutura de teste é composta por um pilar encastrado na base constituído por uma secção quadrada de betão. A figura 6.6 ilustra as características da estrutura em estudo e suas condições de apoio.

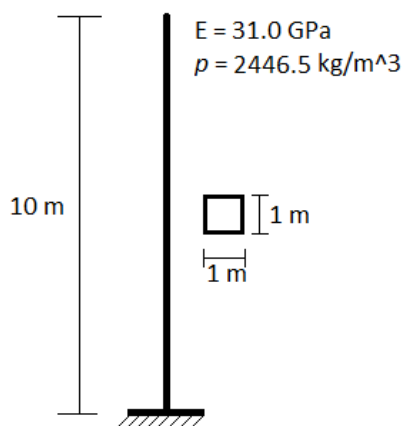


Figura 6.6: Configuração da estrutura de teste.

Para a modelação da estrutura de teste, foram considerados elementos compostos por uma secção quadrangular, que por sua vez é constituída pelo material de

betão que apresenta um comportamento elástico.

Foi realizada uma análise modal, estudando-se a evolução do valor da frequência com a alteração do número de fibras considerado numa secção.

Na figura 6.7 é apresentado o resultado obtido para o teste executado, onde se observa a evolução do valor da frequência fundamental para o nº de fibras consideradas na secção em ambas as direcções. Por forma a ser possível generalizar as conclusões obtidas para outro tipo de secção quadrada, o valor da frequência foi escalado pelo valor da frequência final (valor para o qual a resposta converge).

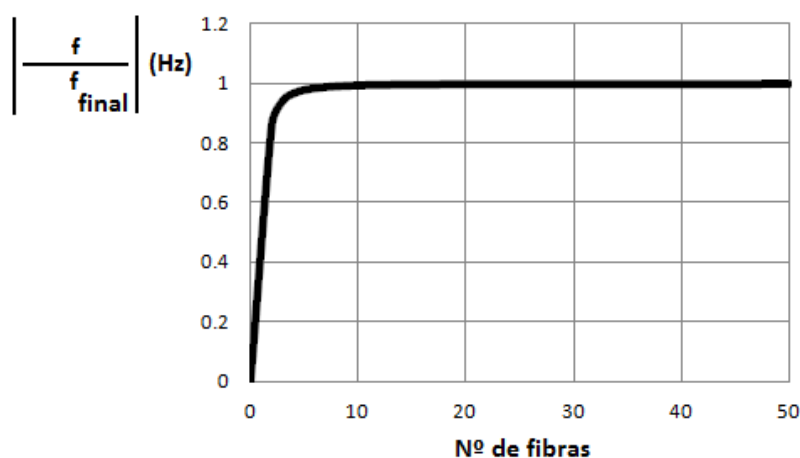


Figura 6.7: Resultado obtido para o teste de convergência.

Conclui-se que para um número baixo de fibras, o valor da frequência encontra-se abaixo do real valor, verificando-se que apenas a partir de aproximadamente 6 fibras, em cada direcção da secção, o valor da frequência se mantém estável. Este fenómeno pode ser explicado a partir da relação existente entre a frequência angular e rigidez, verificando-se que o valor de rigidez não é devidamente determinado para um nº reduzido de fibras consideradas.

### Agregador de rigidez

O *OpenSees* disponibiliza a utilização de um comando que permite a agregação de diversos esforços a uma secção previamente definida. Este comando é extremamente útil quando se modela num ambiente tridimensional, sendo necessário associar a todas as secções a rigidez à torção.

### Exemplo de Modelação

Como exemplo, em seguida é apresentada a modelação da secção do tabuleiro na zona de meio vão e a secção real, sendo deste modo possível evidenciar as

suas diferenças. Note-se que, a secção apresentada é a que ofereceu, ao nível da modelação do PP3141, uma maior complexidade. Uma vez que o *OpenSees* não possui uma interface de visualização, a secção modelada foi reproduzida em *AutoCad*, por forma a ser possível efectuar esta comparação visual e constatar as diferenças.

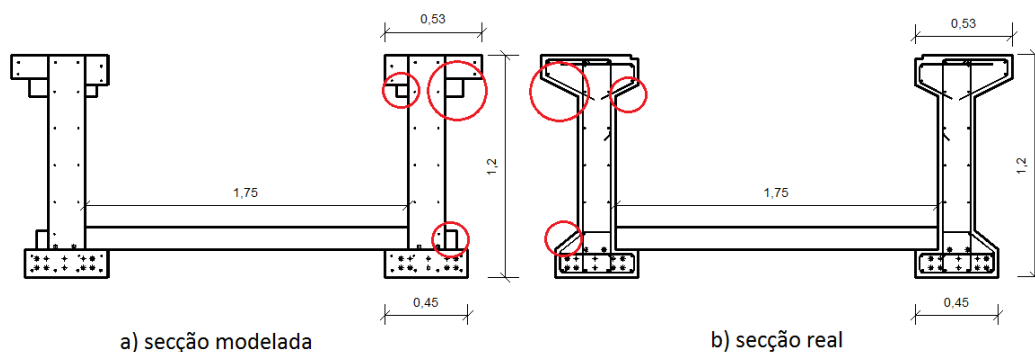


Figura 6.8: Comparação entre a secção do tabuleiro real e modelada.

Relativamente à secção modelada, é possível observar a divisão da mesma em diversos quadrados, sendo definido em cada um o número de fibras (varões de aço) existentes. Observa-se que para a secção real os cantos que apresentam um ângulo inferior a  $90^\circ$ , não são respeitados pela secção modelada. Na figura 6.8 é evidenciada esta diferença, sendo apenas assinaladas uma viga de cada secção, uma vez que o tabuleiro é simétrico. De modo a que esta diferença introduzisse o menor erro possível no resultado final, foi tida em conta a área e o centro de gravidade da região real, definindo-se em modelação, uma região quadrangular que melhor reproduzisse a real região da secção. Esta consideração foi necessária tendo em conta que não é possível definir através do comando utilizado uma região triangular.

Para a modelação das secções dos elementos estruturais, apenas foi considerada a armadura principal, não tendo sido identificada uma forma de representar a armadura transversal através deste programa.

#### 6.2.4 Nós

Os nós definidos representam através da sua união o eixo de todos os elementos existentes. Sendo uma representação tridimensional, foi necessário conhecer a posição de cada nó segundo os três eixos globais.

Para o modelo executado do PP3141, foram considerados 333 nós, sendo 14 destes, nós de ligação ao solo. Note-se que, a definição dos nós não tem em conta apenas a geometria dos elementos estruturais, mas também aspectos

como ligações entre elementos e variação de secção no elemento.

Em seguida serão apresentadas as ligações existentes, estabelecidas entre elementos, ou entre um elemento e o solo.

### Ligações ao solo - Apoios

Tendo em conta o apresentado no projecto, foram definidas as restrições de fronteira para os elementos. Para as rampa, que apresentam duas ligações ao solo, uma em cada acesso, foi definido um apoio simples. Para os pilares, tanto do pórtico como dos acessos, foi definido um apoio encastrado.

### Ligações entre elementos

Na estrutura em análise, as ligações entre os elementos podem ser distinguidas em dois tipos. As ligações composta por varões de aço envolvidos por lâminas de neoprene, que correspondem à maioria, e as ligações efectuadas através da reentrância de um elemento no negativo do elemento de ligação, sendo solidarizada a união através de varões de aço.

Em seguida será feita uma descrição mais detalhada do primeiro tipo de ligação apresentado.

As lâminas de neoprene estabelecem a ligação entre as vigas e os pilares do pórtico, (V|P) e entre as vigas cachorro e as rampas de acesso (C|R). Na tabela 6.1 é discriminada a geometria dos blocos, consoante a sua localização:

	Zona de ligação	
	Viga/Pilar (V P)	Cachorro/Rampa (C R)
$a$ (mm)	300	1200
$b$ (mm)	300	300
$h$ (mm)	30	10

Tabela 6.1: Geometria dos blocos de neoprene.

Para além da geometria dos blocos, as ligações também diferem quanto aos elementos de ligação que as constituem. Deste modo, a ligação (V|P) é constituída por quatro varões  $\phi 20$  e a ligação (C|R) é composta por seis varões  $\phi 16$ .

Assim, cada ligação (V|P) e (C|R) será modelada através de um elemento do tipo *two-node-link*, definido por 6 materiais uniaxiais, de modo a descrever a resistência da ligação segundo os vários graus de liberdade.



Através do efeito de ferrolho é obtida a resistência da ligação segundo as direcções transversais ao eixo do elemento de ligação. Para as direcções de rotação foi considerada a sua restrição total, exceptuando para a direcção segundo o plano perpendicular ao eixo longitudinal do elemento superior ao qual a ligação serve de apoio. A rigidez de rotação segundo essa direcção foi considerada livre, tendo em conta a configuração da ligação e a sua interacção com os elementos de ligação. Segundo a direcção global vertical é tido em conta a contribuição de resistência por parte do neoprene. Esta consideração deve-se ao facto de na prática este elemento existir apenas para oferecer suporte ao tabuleiro, pelo que a sua contribuição apenas se reflecte nesta direcção. Estas considerações foram aplicadas a ambos os tipos de ligação (V|P) e (C|R).

Tendo em conta o apresentado no capítulo 3 e as conclusões obtidas, para a modelação da ligação foi tido em conta o efeito de ferrolho, pretendendo-se modelar uma ligação composta por ferrolhos fixados nas duas extremidades com uma distância entre as faces de betão. Por forma a modelar o comportamento da ligação, segundo as direcções transversais ao elemento de ligação, foi considerada a relação entre a força de corte resistente e o deslocamento, apresentada por MC2010, sendo esta a única expressão apresentada para a obtenção da força para cada valor de deslocamento. Note-se que, a relação considerada não tem em conta a excentricidade da ligação, mas o comportamento esperado para este tipo de ligação é semelhante. Deste modo, foram considerados os valores máximos de força resistente e deslocamento apresentados pelo MC1990 através das expressões (3.6) e  $0.10\phi$ , respectivamente, que têm em conta as características da ligação em estudo (distância entre as faces de betão).

Assim, através da relação considerada, foi desprezada a redução de resistência pela existência de uma extremidade do ferrolho envolvida por um material de classe inferior - *grout*.

Importa referir que, por norma, os elementos de ligação selados com *grout* quando sujeitos a uma acção sísmica perdem a fixação, pela danificação do material de selagem, existindo também casos em que na fase de obra o *grout* não é introduzido. Deste modo, a consideração deste material poderia ser desprezada para o dimensionamento de ligação. Tal consideração não foi efectuada, não tendo sido encontrado um modelo que permitisse replicar o atraso da iniciação da resposta da ligação para ambas as direcções.

Em seguida são apresentadas as relações entre força-deslocamento definidas através do MC2010.

Na figura 6.9 encontra-se ilustrada a relação entre força-deslocamento, sendo a série denominada por "Com excent." definida com os valores de força e deslocamento que têm em conta uma ligação composta por excentricidade, apresentados por MC1990.

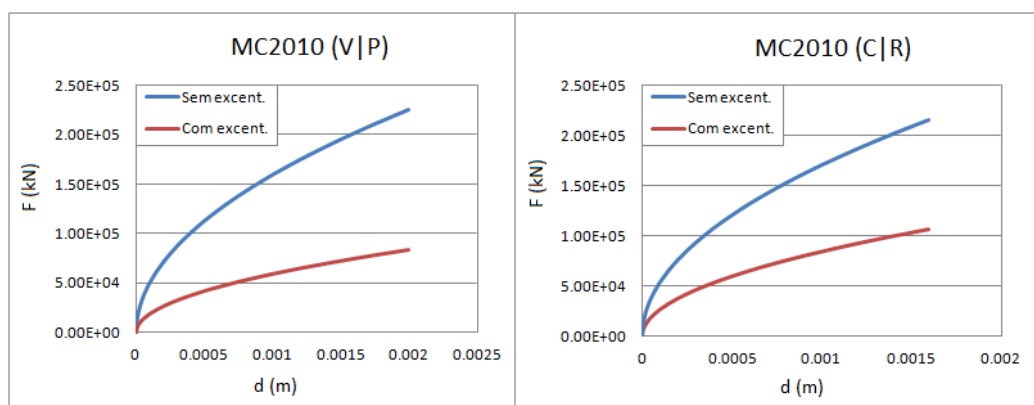


Figura 6.9: Relação entre força e deslocamento apresentada pelo MC2010.

Na figura 6.10 observa-se o comportamento elasto-plástico considerado para efectuar a modelação da ligação. O tipo de comportamento modelado consiste numa aproximação da relação apresentada pelo MC2010, para uma ligação com excentricidade, replicando também a dissipação de energia libertada pelo comportamento.

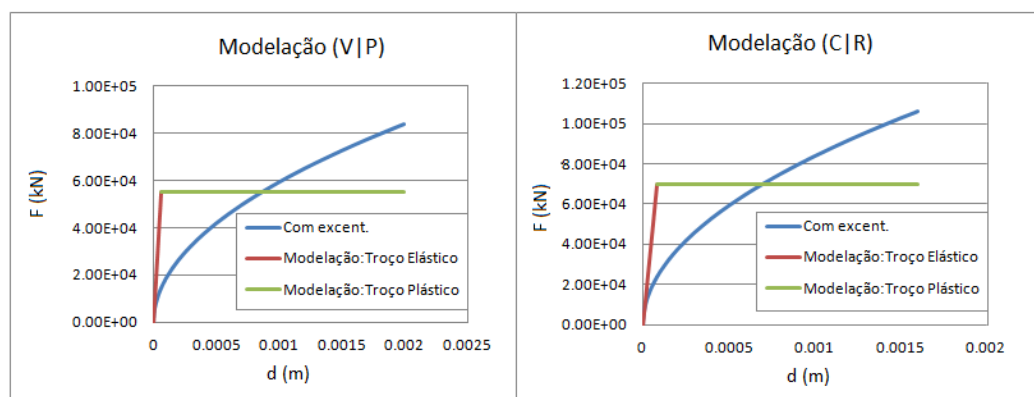


Figura 6.10: Modelação do comportamento da ligação.

As características da ligação são apresentadas na tabela 6.2, sendo os parâmetros considerados definidos por:

$F_{vRd}$  - força de corte resistente;

$K$  - rigidez transversal;

$d_{max}$  - deslocamento máximo;

$\Delta$  - incremento de comprimento do elemento;

$\varepsilon$  - extensão.

	Ligação (V P) (4x $\phi$ 20)	Ligação (C R) (6x $\phi$ 16)
$F_{vRd}$ (kN)	83.94	106.19
$K$ (kN/m)	8.39E+05	8.39E+05
$d_{max}$ (mm)	2.00	1.60
$\Delta$ (m)	1.33E-04	8.52E-05
$\varepsilon$	4.43E-03	2.84E-03

Tabela 6.2: Características da ligação considerando o efeito de ferrolho.

A rigidez transversal da ligação obtém-se através do deslocamento relativo e força de corte obtidos pela consideração do efeito de ferrolho, apresentado pela expressão (6.10):

$$K = \frac{F_{vRd}}{d_{max}} \quad (6.10)$$

Através do deslocamento máximo admitido pela ligação segundo as direcções influenciadas por este fenómeno, é obtida a extensão máxima do elemento de ligação através de relações trigonométricas (equações (6.11) e (6.12) ).

$$\Delta = \frac{d_{max}^2}{\sqrt{L^2 + d_{max}^2}} \quad (6.11)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L} \quad (6.12)$$

É interessante avaliar a diferença de resistência obtida pela consideração ou não do efeito de ferrolho, uma vez que são poucas as normas a abordar este fenómeno. A norma BS8110 [19], não tem em conta o efeito de ferrolho, e apresenta a seguinte formulação para a determinação da força de corte resistente no ferrolho:

$$V_{Rd} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_s \cdot \cos(\alpha) \quad (6.13)$$

onde,  $f_y$  é a tensão de cedência do aço,  $A_s$  a área do varão do aço e  $\alpha$  o ângulo que o eixo do varão faz com o plano horizontal.

Na tabela 6.3 são apresentados os resultados obtidos para a força máxima resistente ao corte pela norma BS8110, que não considera o efeito ferrolho, e o valor obtido pela formulação apresentada por MC1990 e MC2010, que têm em conta este efeito.

Após a avaliação dos resultados obtidos, verifica-se que a não consideração do efeito de ferrolho para a determinação da resistência ao corte apresenta um erro de aproximadamente 40%, caso se analise uma ligação sem excentricidade e um erro de aproximadamente 80%, para uma ligação com excentricidade. Deste modo, torna-se evidente a importância da consideração deste fenómeno ao nível do dimensionamento de uma ligação.

	Normas		
	MC1990	MC2010	BS8110
$F_{Rd(V P)}$ (kN)	<b>18,42</b>	56,19	94,20
$F_{Rd(C R)}$ (kN)	<b>16,65</b>	35,97	60,30

Tabela 6.3: Força de corte resistente.

Esta conclusão foi também identificada através de resultados experimentais, verificando-se que a maior parte dos danos desenvolvidos na zona de ligação entre elementos estruturais, devem-se à não consideração do efeito de ferrolho [43].

### 6.2.5 Elementos

Para o *OpenSees*, os elementos são definidos pela sua associação a componentes pré-definidos: nós, secções e materiais. A ligação entre dois nós, define o eixo de um elemento, ao qual é associada uma secção pelo seu centro de massa.

O programa disponibiliza um conjunto diverso de elementos, no entanto como foi referido, apenas foram utilizados elementos barra.

Pretendendo-se executar uma análise não-linear, escolheu-se um tipo de elemento que fosse compatível. Entre os disponíveis na biblioteca do *OpenSees*, os elementos *Force-Based Beam-Column* (FBE) e *Displacement-Based Beam-Column* (DBE) destacaram-se, pela maior simplicidade nos parâmetros definidores do elemento, associada a uma elevada precisão dos resultados.

Estes dois tipos de elementos, que consideram a distribuição de plasticidade ao longo do elemento, não são modelados da mesma forma, uma vez que se baseiam em formulações de cálculo diferentes. O FBE é baseado no método das forças e o DBE é baseado no método dos deslocamentos.

Pela sua diferente formulação, ao nível da precisão dos resultados, estes dois tipos de elementos também apresentam diferenças. Para o FBE a melhoria dos resultados pode ser atingida através do aumento do número de pontos de integração, preferível do ponto de vista computacional, ou pelo aumento do número de elementos. Assim, apresenta resultados locais ou globais que convergem mais rapidamente com o aumento do número de pontos de integração. Já para o DBE, o aperfeiçoamento dos resultados apenas pode ser alcançado através do aumento do número de elementos, que deve ser no mínimo 4 por elemento estrutural (coluna ou viga). Para DBE, a convergência é efectuada de uma forma mais lenta do que para FBE, e para ser atingida a

precisão dos valores associados à resposta local é necessário considerar uma malha de elementos finitos mais fina do que a considerada para a análise dos valores associados à resposta global.

Verifica-se assim que os elementos do tipo FBE requerem um maior esforço computacional, mas efectuam uma melhoria da resposta local e global sem necessitar de refinamento da malha, sendo por isso este o tipo de elementos escolhido para efectuar a modelação do PP3141.

### **Modelação**

A tipologia dos elementos considerados em modelação são do tipo FBE e *Two-node-Link*.

A modelação da maioria dos elementos estruturais, foi efectuada tendo em conta os elementos FBE. Este tipo de elemento, apresenta uma diversidade de opções para o tipo de integração numérica desejado, tendo sido escolhido o método de integração *Gauss-Lobatto*. Por forma a efectuar a análise de um elemento não-linear são definidos os  $N$  pontos de integração e através do método escolhido, atribuída a sua posição e peso no elemento. O método *Gauss-Lobatto* é o mais utilizado para avaliar a resposta de elementos do tipo FBE, pois posiciona um ponto de integração em cada extremidade do elemento onde os momentos são superiores (na ausência de carga ao longo do elemento), e coloca os restantes ( $N - 2$ ) pontos ao longo do elemento.

Os elementos de ligação foram modelados através da tipologia *Two-node-Link*. Este tipo de elementos, definido através de dois pontos extremos, permite a definição de diferentes características mecânicas associados aos 6 graus de liberdade. Deste modo, são definidos materiais com comportamento uniaxial, que são em seguida associados aos vários graus de liberdade desenvolvidos pelo elemento.

### **6.2.6 Especificidades da modelação dos elementos estruturais**

Ao modelar esta estrutura no programa computacional *OpenSees*, foi necessário efectuar algumas considerações de modo a que a sua modelação se aproximasse o melhor possível ao projecto, tendo em conta os componentes disponíveis no programa.

Em seguida serão apresentados os pressupostos considerados, para a modelação dos vários elementos estruturais constituintes da estrutura.

### **Fundações**

Este tipo de componente estrutural foi representado na modelação através da tipologia de apoio considerada, encastrado ou simplesmente apoiado, permitindo

estabelecer a conexão entre o solo e elementos estruturais, como os pilares as e rampas, respectivamente.

### **Pilares**

O comprimento destes elementos é definido pela distância entre o ponto extremo de cota superior dos pilares e o ponto de cota superior da sapata (figura 5.4). Deste modo foi desprezada a parte do elemento que se encontra encastrada na fundação e a rigidez oferecida pelo solo acima da sapata. Relativamente à sua secção foi admitida uma secção rectangular, tendo sido desprezado o chanfro dos vértices.

Como foi possível identificar na figura 5.5, os pilares do pórtico são compostos por zonas de secção variável. Uma vez que o programa utilizado não permite a modelação de um elemento composto por mais do que uma secção, para a sua modelação foram considerados 9 nós, 8 elementos e 8 secções, permitindo uma distribuição de secção mais adequada. Na zona de maior comprimento de secção variável, de 5 metros, foram definidos elementos com o comprimento de 1 metro, por forma a melhor aproximar a variação de secção. Esta superior discretização nodal repetiu-se novamente para a modelação do capitel.

Uma vez que os pilares de acesso, não apresentam variação de secção, a definição de nós atribuída à modelação deste elemento deve-se à ligação entre os pilares e as vigas cachorro. Deste modo, a modelação de um pilares de acesso que suporta vigas cachorro contínuas (figura 5.6), é composto por 4 nós e 3 elementos, enquanto que a modelação de um pilar de acesso que suporta vigas cachorro descontínuas (figura 5.7), é definido através de 5 nós e 4 elementos.

### **Tabuleiro**

Para a modelação deste elemento foram também utilizados os elementos do tipo barra, que apenas permitem a flexão segundo o eixo longitudinal do elemento. Deste modo é replicada a deformação do tabuleiro, mais relevante, segundo o seu eixo longitudinal, sendo esta a única deformada reproduzida pela modelação.

O eixo do tabuleiro foi dividido em 22 elementos, tendo sido definida uma malha uniforme e simétrica segundo o meio-vão. A secção modelada é composta pelas duas vigas em "I" e o passadiço. Tendo sido definidas duas secções, tendo em conta a variação de secção das vigas, uma posicionada junto aos apoios de inércia superior e outra de inércia inferior atribuída à restante extensão do elemento.

Tendo em conta que o objectivo desta dissertação assenta na identificação da resposta estrutural à acção sísmica horizontal, a resposta dinâmica dos elementos horizontais não é condicionante. Deste modo, por forma a aliviar a carga computacional, a modelação dos elementos horizontais é definida tendo

em conta os materiais que os constituem, apresentados pelos desenhos técnicos, mas com comportamento linear.

### **Rampas**

Através da observação da figura 5.14, identifica-se que as rampas são compostas por um patamar horizontal, que estabelece a ligação ao elemento que serve de apoio às rampas. Para a modelação dos elementos de rampa, não foi tido em conta este patamar, pelo que cada painel de rampa foi apenas definido por um elemento com inclinação. Esta consideração não é relevante para a resposta estrutural, uma vez que o patamar desprezado apresenta um baixo comprimento, tendo em conta o restante comprimento da rampa em zona inclinada de aproximadamente 7 m. Deste modo, a modelação não apresenta um aumento da discretização nodal o que evita o possível desenvolvimento de modos de vibração locais nesta zona.

Como foi anteriormente referido, estes elementos também são constituídos por materiais com comportamento linear.

### **Vigas Cachorro**

Este elemento apresenta uma secção variável e um comprimento de 1,5 m livre, estando o restante encastrado no pilar. A zona livre foi modelada através de dois elementos, de igual comprimento, tendo sido definidas 2 secções de modo a melhor aproximar a variação de secção. Note-se que, como a variação de secção é apenas existente numa face do elemento, e como ao ser associada uma secção a um elemento esta é colocada pelo seu centro de gravidade no eixo do elemento, tal variação não consegue ser replicada.

## **6.3 Verificação e Calibração do Modelo Numérico**

Após a execução de um modelo em elementos finitos, é importante efectuar um conjunto de verificações, que validam o modelo anteriormente desenvolvido. Deste modo, os resultados obtidos em futuras análises apresentarão um elevado nível de fiabilidade.

Nesta secção, será apresentada a verificação efectuada ao modelo em elementos finitos desenvolvido para o PP3141. Foi realizada uma análise modal, através da qual foram determinadas as características dinâmicas da estrutura, que foram comparadas com as obtidas através da campanha experimental.

### 6.3.1 Verificação do Modelo

#### Análise modal

Através da realização de uma análise modal ao modelo numérico, são obtidas as frequências e configurações modais.

Antecedente à execução da análise modal, o programa define a matriz de rigidez e de massa. Os coeficientes da matriz de rigidez são obtidos indirectamente através da definição de parâmetros associados à geometria, secção e materiais dos elementos que compõem a estrutura. Por outro lado, a matriz de massa é composta por valores que são definidos directamente através de valores de massa atribuídos a cada nó.

Importa referir que no programa computacional utilizado, a matriz de rigidez considerada para a execução da análise é actualizada ao estado da estrutura no início da análise. Deste modo, se a análise modal for executada após a realização de uma outra análise que degrade a estrutura (e.g. fissuras nos elementos) as frequências obtidas serão naturalmente inferiores às que se obteria sem a consideração de uma acção que provoque danos estruturais.

#### Resultados

Em seguida são apresentados os resultados numéricos obtidos através da realização de uma análise modal. Tendo em conta o objectivo da campanha experimental, que focou a sua atenção no comportamento dinâmico do pórtico constituinte da estrutura em estudo, os resultados apresentados referem-se aos modos associados ao pórtico.

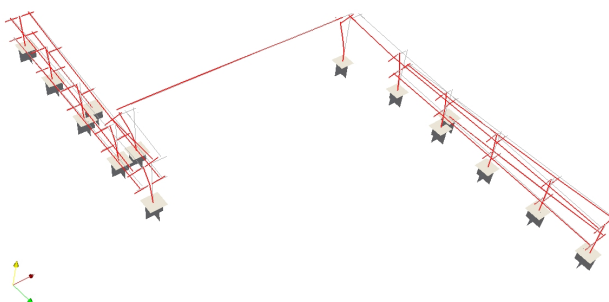


Figura 6.11: Modo de Vibração Longitudinal do Pórtico,  $f=1,99$  Hz.



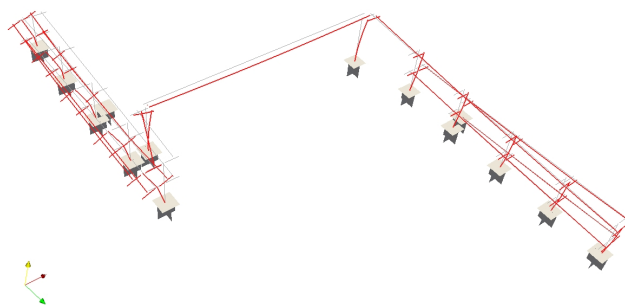


Figura 6.12: Modo de Vibração Transversal do Pórtico,  $f=3,57$  Hz.

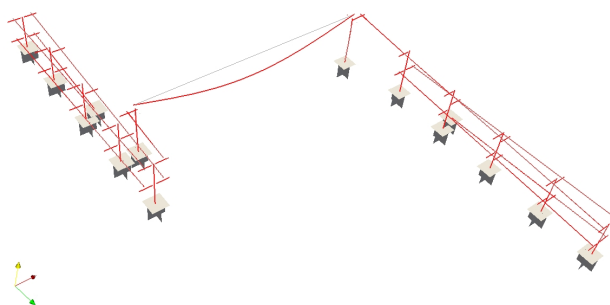


Figura 6.13: Modo de Vibração Vertical do Pórtico,  $f=2,82$  Hz.

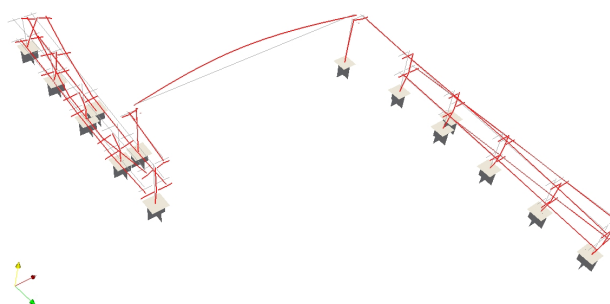


Figura 6.14: 1º modo de Torção do Pórtico,  $f=5,56$  Hz.

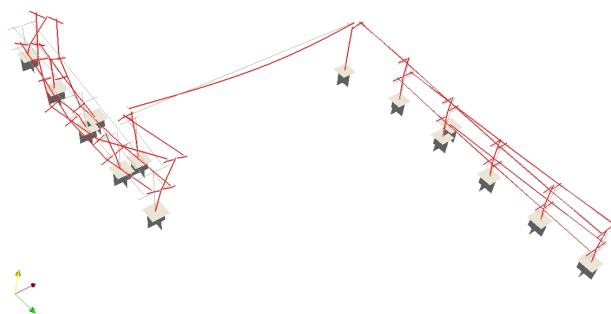


Figura 6.15: 2º modo de Torção do Pórtico,  $f=7,93$  Hz.

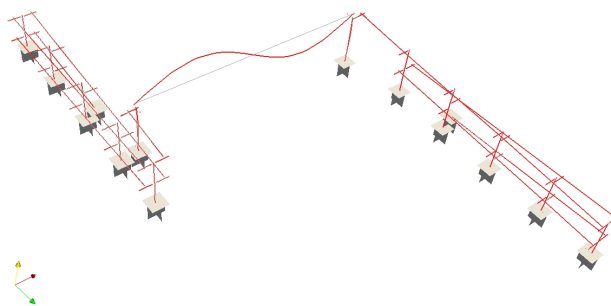


Figura 6.16: 2º modo Vertical do Pórtico,  $f=11,03$  Hz.

Verifica-se que para a componente estrutural pórtico podem ser identificados quatro modos de vibração: longitudinal, transversal, vertical e torção. O modo longitudinal de 1.99 Hz, encontra-se associado ao deslocamento do tabuleiro segundo X e rotação dos pilares principais segundo Z; o modo transversal obtido com o valor de 3.57 Hz, está associado ao deslocamento do tabuleiro segundo Z e rotação dos pilares principais segundo X, e o modo vertical de 2.82 Hz correspondente ao primeiro modo do tabuleiro, associado ao deslocamento do tabuleiro segundo Y.

### Verificação do Modelo Numérico - MAC

Por forma a efectuar uma comparação entre as características dinâmicas da estrutura, obtidas através de ensaios experimentais ou através do modelo numérico, recorreu-se à metodologia MAC [8]. Este método foi anteriormente apresentado no capítulo 4, com o objectivo de determinar as características

modais através da informação recolhida pelo ensaio experimental. Nesta secção, este método será também considerado, mas recorrendo-se à sua capacidade de avaliar dois vectores modais estimados através de fontes diferenciadas. Deste modo, serão comparados os vectores modais provenientes da análise de elementos finitos, obtida pelo *OpenSees* e os vectores obtidos experimentalmente.

Tendo sido obtidos experimentalmente os primeiros 6 modos do pórtico, serão apenas esses os considerados pelo modelo estrutural para efectuar uma comparação entre os vectores modais. Em seguida, serão apresentados os valores obtidos para a matriz de valores MAC:

MAC		f_numérica (Hz)					
		1.99	3.57	2.82	5.53	7.93	11.03
f_experimental (Hz)	1.9	0.95	0.08	0.00	0.01	0.03	0.00
	2.52	0.05	0.76	0.00	0.00	0.35	0.00
	3.02	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00
	5.2	0.02	0.00	0.00	0.02	0.21	0.02
	8.05	0.02	0.54	0.00	0.00	0.38	0.00
	11.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.94

Figura 6.17: Valores MAC obtidos para os 6 modos.

Na apresentação dos valores obtidos para o coeficiente MAC, foi considerada uma escala de cores associada ao nível de consistência apresentado. Deste modo, para uma superior consistência entre vectores, obtém-se um valor de MAC próximo de 1, estando-lhe associada a cor vermelha; pelo contrário se no limite os vectores fossem ortogonais, obter-se-ia um valor de MAC próximo de 0, estando-lhe associada a cor azul.

Observa-se que o 4<sup>o</sup> e 5<sup>o</sup> modos associados à torção do tabuleiro não são correctamente identificados, sendo o valor de MAC próximo de zero. Tal deve-se ao tipo de modelação considerada para o tabuleiro, tendo sido modelado apenas um elemento definido por uma secção composta pelas duas vigas e pelo passadiço. Deste modo, não é possível identificar a torção do tabuleiro através do modelo numérico. Assim, em referências futuras estes modos não serão abordados. Relativamente aos restantes modos obtidos, observam-se bons resultados, exceptuando para o modo transversal de 2.52 Hz, verificando-se que os resultados obtidos pelo modelo apresentam uma elevada resistência à rotação segundo X, provocando um aumento do valor da frequência para o modo transversal.

### 6.3.2 Calibração do Modelo

Deste modo, através da realização de testes de sensibilidade, avaliou-se o tipo de ligação estabelecido entre o solo e os pilares e entre o solo e as rampas, tendo sido consideradas as seguintes hipóteses:

- HIP 1 - Libertação da rotação na base segundo X para os pilares de acesso e libertação do deslocamento segundo Z no apoio para os elementos de rampa;
- HIP 2 - Libertação da rotação na base segundo X para todos os pilares e libertação do deslocamento segundo Z no apoio para os elementos de rampa.

Em seguida, é apresentada a evolução da frequência associada ao modo transversal para as duas hipóteses apresentadas, e a sua comparação com o valor de frequência inicial, obtida pelo modelo sem alterações, e o medido experimentalmente.

	f (Hz)	Erro Rel. (%)
Medido	2.52	0
Inicial	3.57	28.8
HIP 1	2.78	9.4
HIP 2	2.15	17.4

Tabela 6.4: Teste de sensibilidade.

Verifica-se que, com a libertação da rotação segundo X na base dos pilares de acesso, o valor da frequência transversal obtido por via numérica aproxima-se do valor experimental, mantendo-se superior a este. Observa-se também que se a libertação for efectuada também nos pilares do pórtico a rigidez transversal fica abaixo da apresentada experimentalmente, concluindo-se assim que a realidade demonstrada pela estrutura se encontra entre a hipótese 1 e 2. Deste modo, constata-se que os resultados experimentais da estrutura actual, equivalem em modelação à sua composição por condições de fronteira diferentes às inicialmente consideradas através do projecto estrutural. Esta ocorrência pode estar associada a diversos factores, entre eles, as características do solo existente e o material utilizado no preenchimento do negativo da sapata, obtendo-se uma elevada incerteza no valor de resistência à rotação oferecido pelos apoios.

Pretendendo-se obter um modelo numérico que exprimisse do melhor modo possível o real comportamento dinâmico do PP3141, partiu-se do modelo composto pela hipótese 1 e foi efectuada uma calibração manual da rigidez à rotação segundo X nos apoios dos pilares do pórtico. Para tal, foram colocadas molas nos apoios dos pilares, sendo a sua rigidez modificada através de um processo iterativo. Considerando uma rigidez associada à restrição total de rotação de  $10^{12}$  N/m, obteve-se uma rigidez final de  $10^9$  N/m. Deste modo,

verifica-se que o apoio se comporta como um encastramento elástico.

Em seguida é novamente apresentada a matriz MAC para as alterações executadas.

MAC		f_numérica (Hz)			
		1.99	2.53	2.82	11.03
f_experimental (Hz)	1.9	0.96	0.03	0.00	0.00
	2.52	0.04	0.82	0.00	0.00
	3.02	0.00	0.00	0.99	0.00
	11.22	0.00	0.00	0.00	0.94

Figura 6.18: Valores MAC final.

Como se pode observar os modos longitudinal e transversal dos pilares, apresentam resultados extremamente positivos, sendo o valor da MAC perto da unidade. Verifica-se também que os modos verticais do tabuleiro, primeiro e segundo, apresentam um elevado grau de consistência com os obtidos através de dados recolhidos experimentalmente.

Constata-se assim que a calibração manual do modelo é suficiente para a obtenção de resultados consistentes.

## 6.4 Conclusões

Neste capítulo foi primeiramente efectuada uma descrição do programa computacional *OpenSees* utilizado, através da qual foram identificados todos os passos a realizar, por forma a ser executada uma análise. De seguida, foi apresentado o modelo executado em elementos finitos, através da descrição e exploração de cada componente modelada: material, secção, elemento, condições de fronteira, e das considerações tomadas para a modelação de cada elementos estrutural constituinte do PP3141.

Por forma a evidenciar se o modelo apresentava um comportamento dinâmico semelhante à estrutura real, foi efectuada a sua verificação através da comparação dos parâmetros dinâmicos obtidos por simulação numérica e por via experimental, recorrendo ao coeficiente MAC. Foi evidenciado que o modelo apresentava uma superior rigidez segundo a direcção Z, podendo este fenómeno estar relacionado com diversos factores nomeadamente, as características do solo existente e o material utilizado no preenchimento do negativo da sapata. Por forma a calibrar o modelo, efectuou-se a libertação da rotação dos apoios dos pilares de acesso segundo a direcção X, e a libertação do deslocamento dos apoios segundo Z para os elementos de rampa. Para os apoios dos pilares do pórtico foi efectuado

um ajuste manual da sua rigidez à rotação segundo a direcção X. Deste modo, foi possível obter um modelo numérico que representa de forma consistente a resposta actual da estrutura, alcançando-se após a realização de uma análise resultados estruturais mais fiáveis.

## Capítulo 7

# Análises e Resultados

Pretendendo-se avaliar a resposta dinâmica do passadiço pedonal PP3141 à acção sísmica regulamentar e identificar o estado final da estrutura, efectuou-se uma análise sísmica não-linear. Para tal, foram considerados acelerogramas artificiais, gerados a partir do espectro de resposta elástico regulamentar que tem em conta as características da estrutura.

De modo a evidenciar as implicações da não consideração na modelação do efeito de ferrolho, foi executada uma análise sísmica não-linear para a estrutura em estudo, mas definida por elementos de ligação modelação sem a consideração deste efeito.

Este capítulo é composto por duas secções, uma primeira onde é exposta a análise executada e as suas características, e uma segunda onde são apresentados os resultados obtidos para a estrutura em estudo.

### 7.1 Análise Sísmica

A análise sísmica efectuada, foi antecedida pela introdução de peso próprio em todos os elementos estruturais, sendo esse estado estrutural o ponto de partida para as análises dinâmicas.

Por forma a avaliar a resposta do PP3141 à acção sísmica, a estrutura modelada em elementos finitos foi sujeita à acção regulamentar. Deste modo, foi desenvolvido um programa, pelo orientador desta dissertação, executável em *MatLab*, que permite a geração de acelerogramas artificiais, não estacionários, que replicam um sismo real para o local em estudo. Este programa de geração de acelerogramas, é baseado no procedimento apresentado na secção 2.2. Para cada tipo de acção I e II, foram gerados 10 acelerogramas, obtendo-se uma resposta estrutural à acção sísmica mais fiável. A necessidade de considerar mais do que um acelerograma é evidenciada na secção seguinte, através da observação da diferente resposta estrutural aos 10 acelerogramas para cada direcção, definidos através dos mesmos parâmetros.

Em seguida será apresentada uma sequência de figuras, através das quais se pode observar todo o procedimento necessário para se obter os acelerogramas. Estas figuras foram obtidas através do programa desenvolvido, para a acção sísmica regulamentar do tipo I e para as características da estrutura em estudo.

Primeiramente, é definido o espectro de resposta elástico, segundo o EC8, para as características da estrutura.

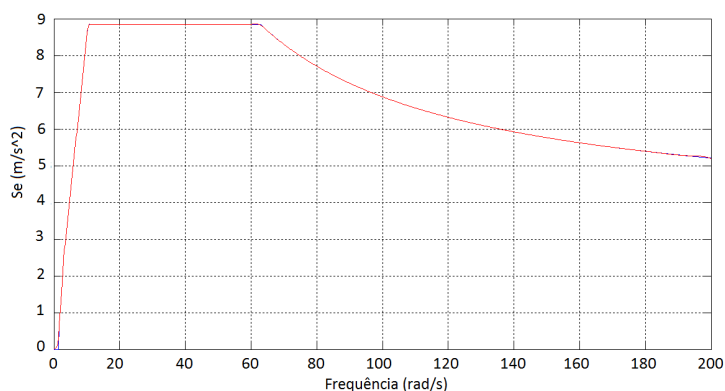


Figura 7.1: Espectro de resposta segundo o EC8.

Em seguida é definido o espectro de potência, obtido através de um processo iterativo (figura 7.2).

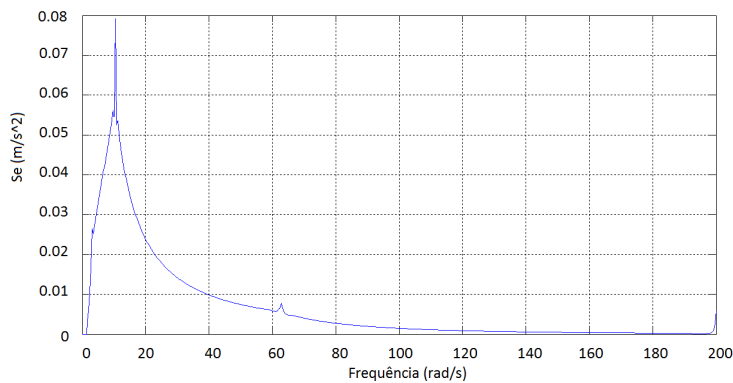


Figura 7.2: Densidade espectral de potência de aceleração.

Através da sobreposição de harmónicas, cuja amplitude é determinada através do espectro de potência determinado, é obtido um acelerograma (figura 7.3).



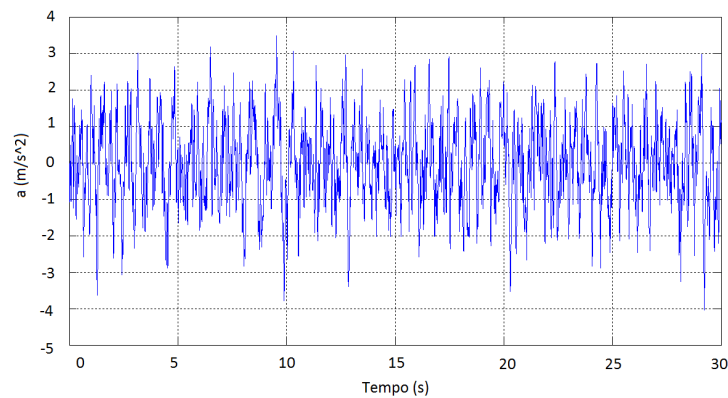


Figura 7.3: Acelerograma artificial inicial.

No entanto, este acelerograma não corresponde ao desejado, uma vez que apresenta um sinal estacionário. Através da correção da aceleração máxima, e aplicação de uma função envolvente ao sinal, é obtido o acelerograma final (figura 7.4).

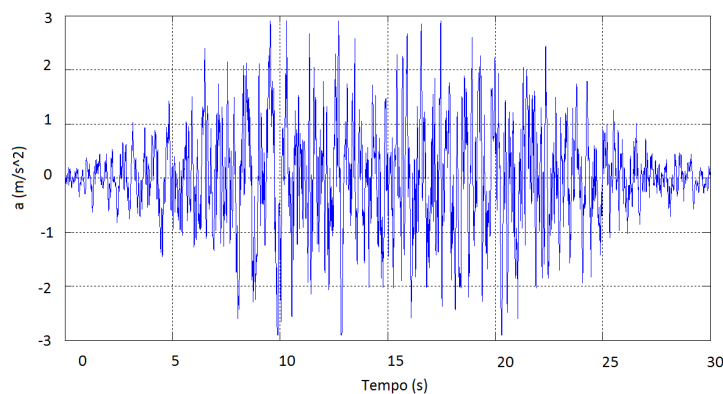


Figura 7.4: Acelerograma artificial corrigido.

Através do acelerograma final obtido é calculado o espectro de resposta correspondente, que é comparado com o espectro de resposta regulamentar (figura 7.1) através do Integral de *Duhamel*.

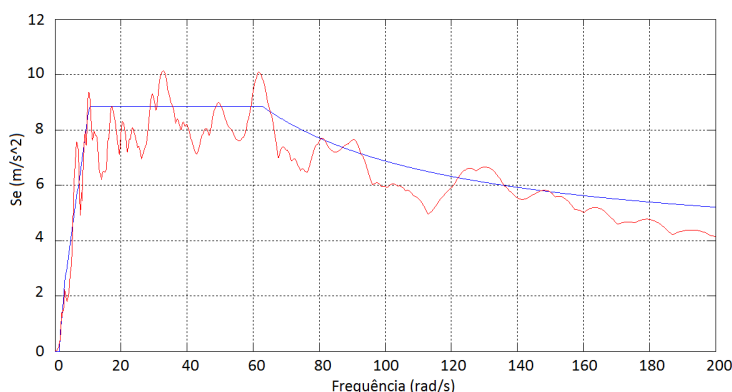


Figura 7.5: Verificação com integral de Duhamel.

### 7.1.1 Parâmetros de definição da acção sísmica

Os parâmetros considerados como entrada para a execução do programa permitem a definição da acção sísmica, através da sua representação por um acelerograma, tendo em conta a regulamentação em vigor. Assim em seguida, são apresentados os valores atribuídos aos parâmetros:

- Gama de frequência angular,  $\omega$ : 0.005 e 200 rad/s
- Passo na gama de frequências,  $\Delta\omega$ : 0.20 rad/s
- Acção Sísmica
  - Zona sísmica: 1.2 (acção do tipo I) e 2.3 (acção do tipo II)
  - Classe de Importância: III
  - Tipo de terreno: C
  - Coeficiente de amortecimento,  $\xi$ : 5%

Os parâmetros expostos, definidos na norma vigente, tiveram em conta as características estruturais, como a sua localização, solo de fundação e coeficiente de amortecimento.

Através de uma análise primária, esta estrutura poderia ser associada a uma classe de importância II, no entanto, devido à sua localização a sua classificação deve ser superior. O passadiço situa-se sobre uma importante via de comunicação, a EN 125, pelo que o seu colapso põe em causa o funcionamento desta via. Esta rodovia efectua a ligação a diversas estruturas de importância vital para a protecção civil, em caso de ocorrência de um sismo, nomeadamente o Aeroporto Internacional de Faro, o Hospital Distrital de Faro, o Hospital de Santa Maria de Faro e a Universidade do Algarve. Através da figura 7.6, é possível identificar a localização do passadiço e da maioria das infra-estruturas descritas. Deste modo, foi atribuída a esta estrutura a classe de importância III, garantindo-se que apresenta uma superior resistência à acção sísmica, do que a

que seria inicialmente considerada.



Figura 7.6: Localização do PP3141 e das infra-estruturas circundantes principais.

Relativamente ao parâmetro associado ao tipo de terreno, não foi efectuado um estudo geológico-geotécnico para a caracterização do solo de fundação. No entanto, N. Valentim [94] identificou um estudo realizado a 150 m do PP3141 pela EP, através do qual são apresentadas sondagens SPT, podendo-se classificar o terreno como tipo C, segundo os critérios normativos.

Para a geração dos acelerogramas, foi considerado um espectro elástico de resposta composto por um amortecimento viscoso de 5%, como é referido no EC8 em 3.2.3.1.2.

### 7.1.2 Acção sísmica condicionante

Através do estabelecido pelo regulamento em vigor para a avaliação da acção sísmica, é necessário ter em conta a actuação das duas tipologias sísmicas, acção sísmica do tipo I e II.

Por forma a identificar qual a acção mais condicionante para a estrutura em estudo, foram avaliados os acelerogramas gerados para ambos os tipos de acção. Nas figuras 7.7 e 7.8 é apresentado um dos 10 acelerogramas gerados para cada tipo de acção.

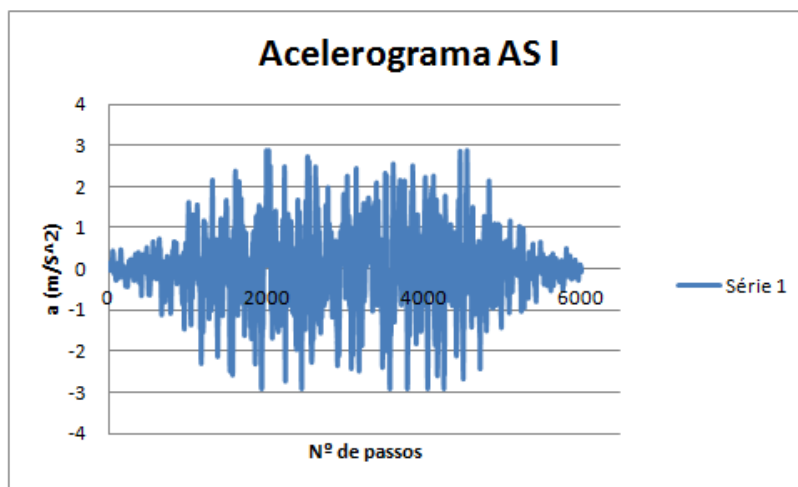


Figura 7.7: Acelerograma gerado para a acção sísmica regulamentar do tipo I.

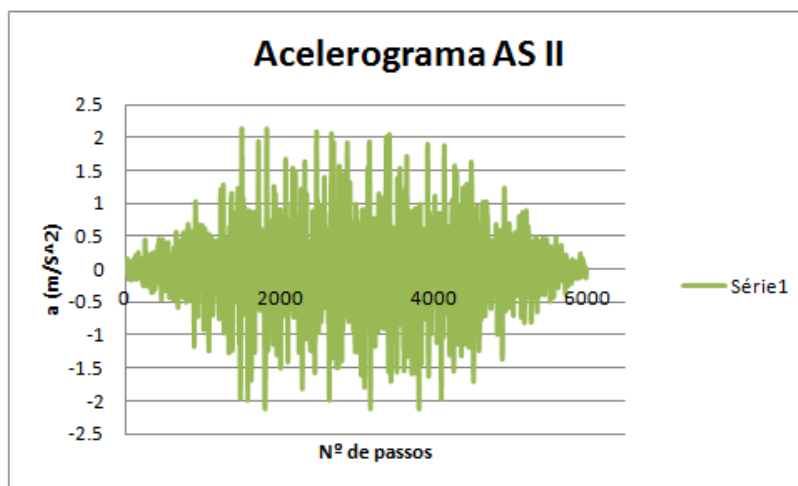


Figura 7.8: Acelerograma gerado para a acção sísmica regulamentar do tipo II.

Através da equação (2.2), é determinado o valor espectral máximo de aceleração obtido pela norma vigente, para a estrutura em estudo:

Acção sísmica do tipo I:

- $agR = 2,0 \text{ m/s}^2$ ;
- $\gamma_l(III) = 1,45$ ;
- $ag = 2,9 \text{ m/s}^2$ ;

Acção sísmica do tipo II:

- $agR = 1,7 \text{ m/s}^2$ ;
- $\gamma_l(III) = 1,25$ ;
- $ag = 2,125 \text{ m/s}^2$ ;

Observa-se que os valores de aceleração máxima apresentados por ambos os tipos de acção respeitam os patamares definidos pela norma vigente. Consta-se assim, que a acção afastada apresenta valores de aceleração mais elevados, sendo este tipo de acção mais condicionante.

Esta temática também foi estudada por Hugo Lopes em [56] onde concluiu que para a região de Faro, independentemente do tipo de solo, da frequência própria da estrutura ou do coeficiente de amortecimento considerado, a acção sísmica afastada, será a acção condicionante, sendo os seu valores espectrais superiores.

Deste modo, para a realização da análise sísmica apenas será considerada a acção do tipo I, sendo esta a acção que desenvolverá uma resposta estrutural condicionante.

### 7.1.3 Parâmetros de definição da análise sísmica

Em seguida serão apresentados os parâmetros que definem a análise dinâmica:

- Movimento de base

A acção é uniformemente aplicada a todos os nós de apoio, que estabelecem a ligação ao solo, segundo as duas direcções horizontais X e Z definidas pelo sistema de coordenadas global. Assim, através do acelerograma representativo da acção regulamentar, que se encontra num ficheiro auxiliar, os nós de apoio da estrutura encontram-se sujeitos às acelerações normativas.

- Tempos de análise

Por forma a determinar o tempo total da análise, foi tido em conta o tempo da acção e o tempo adicionado para permitir a sua estabilização.

- Tempo da Acção,  $T_{ac}$  - este valor é apresentado pela duração do acelerograma artificial considerado, cujo valor mínimo é sugerido pelo EC8 no Anexo Nacional em 3.2.3.1.2, variando consoante o tipo de acção considerada. No entanto, foi atribuída a mesma duração para ambos os tipos de acção I e II, sendo respeitado o valor mínimo apresentado pela norma. Assim foi considerado:

$$T_{ac} = 30s \quad (7.1)$$

- Tempo de estabilização - 15 segundos por forma a que a estrutura estabilize

– Tempo máximo,  $T_{max}$

$$T_{max} = T_{ac} + 15 = 45s \quad (7.2)$$

- Passo de tempo

O passo de tempo da análise,  $Dt$  é então determinado através do tempo da acção,  $T_{ac}$  e do número de passos da análise,  $N_{steps}$  definidos pelo acelerograma. Para o número de passos do acelerograma foram considerados 6000 passos. Deste modo, a análise dinâmica tem em conta todos os pontos (acelerações) definidos pelo acelerograma, sendo a resposta estrutural mais fiável. Assim obtém-se:

$$Dt = \frac{T_{max}}{N_{steps}} = 0.005s \quad (7.3)$$

- Amortecimento

O amortecimento de uma estrutura é um parâmetro extremamente importante quando se pretende efectuar uma análise dinâmica, sendo determinante para a amplitude de vibração desenvolvida pela estrutura na ressonância e o tempo de persistência da vibração após cessada a excitação.

A determinação dos coeficientes da matriz de amortecimento a partir das características estruturais (geometria e modelos comportamentais dos materiais) é inexecutável [28]. Deste modo, para estruturas que respondam em regime linear, é simplificada considerado coeficientes de amortecimento estruturais. No entanto para a execução de análises não-lineares é essencial a obtenção da matriz de amortecimento [51].

Os coeficientes de amortecimento podem ser estimados a partir de dados experimentais realizados em estruturas do mesmo tipo. No entanto, tendo em conta o tipo de ensaio executado, normalmente associado a vibrações de pequena amplitude, os coeficientes de amortecimento obtidos não devem ser utilizados em análises com excitações de escala muito superior, uma vez que as condições de resposta estrutural são diferentes. Tal deve-se à relação entre a solicitação do material e o amortecimento desenvolvido, que com o aumento da degradação dos elementos estruturais ocorre o incremento do amortecimento. Para um ensaio a resposta estrutural encontra-se por norma em regime elástico, enquanto que para uma acção sísmica os materiais são muito mais solicitados, encontrando-se a resposta no regime não-linear que se encontra associado a uma dissipação energética muito superior. Assim, apesar de apresentar um elevado grau de dificuldade, os coeficientes de amortecimento devem ser obtidos através de dados registados para o tipo

de excitação que se pretende estudar.

Para a consideração de regimes não-lineares, a forma mais usual e fiável de obter dos coeficientes da matriz é através do recurso a uma das metodologias apresentadas em [28]. Deste modo, será considerado o *Amortecimento de Rayleigh* também disponível no programa de elementos finitos utilizado.

No *OpenSees*, o amortecimento de *Rayleigh* é definido de modo a permitir a actualização da matriz de amortecimento,  $C$ , ao longo da análise:

$$C = \alpha \times M + \beta_1 \times K_{actual} + \beta_2 \times K_{ultima\_iterao} + \beta_3 \times K_{inicial} \quad (7.4)$$

Para o presente trabalho, admitiu-se  $\beta_1 = \beta_2 = 0$ . Deste modo, obtém-se a seguinte expressão para o amortecimento:

$$C = \alpha \times M + \beta_3 \times K_{inicial} \quad (7.5)$$

Para a obtenção da matriz de amortecimento, é necessário definir os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , com  $\beta_3 = \beta$ , obtidos através das seguintes expressões:

$$\alpha = \xi \times \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \beta = \xi \times \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (7.6)$$

Assim, consideraram-se os modos de vibração longitudinal e transversal, associados ao coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , de 5% recomendado pela norma vigente para estruturas compostas por betão armado. Note-se que, não foram considerados os valores de coeficiente de amortecimento obtidos pela campanha experimental, uma vez que estes foram determinados através de baixa excitação estrutural. Deste modo, a estrutura respondeu em regime linear, obtendo-se um coeficiente inferior ao que se desenvolve para a acção sísmica.

## 7.2 Análise dos Resultados

Por forma a efectuar a correcta avaliação dos resultados, deve ser tido em conta um deslocamento relativo máximo que a ligação pode desenvolver. Tal valor limite não foi definido na modelação da ligação, uma vez que foi adoptado um comportamento elásto-plástico, não sendo possível efectuar essa restrição. Deste modo, em seguida serão avaliados os critérios que permitem a obtenção desses limites.

- Efeito de ferrolho
- Descalçamento do tabuleiro

### Efeito de ferrolho

A formulação adoptada para a determinação do deslocamento relativo máximo na ligação, que tem em conta o efeito de ferrolho, é dado por  $0.1\phi$ . Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos para cada tipo de ligação:

	Zona de ligação	
	Viga/Pilar(V P)	Cachorro/Rampa(C R)
$s_{max}$ (mm)	2	1.6

Tabela 7.1: Deslocamento máximo relativo da ligação pelo efeito de ferrolho.

Estes são os deslocamentos máximos relativos que a ligação pode atingir sem que se dê o seu colapso.

### Descalçamento do tabuleiro

Este fenómeno só se poderá desenvolver após a cedência do elemento de ligação, sendo o deslocamento relativo da ligação,  $d_{rel}$ , limitado à entrega da viga no pilar. Este valor é dado por 0,50 m segundo X e 0,45 m segundo Z, assumindo que segundo Z se dá o colapso quando uma das vigas deixa de estar apoiada.

Uma vez que, o principal objectivo desta dissertação é avaliar se ocorre o colapso estrutural para a acção sísmica regulamentar, e dado que apesar da falha dos elementos de ligação o colapso estrutural pode não ocorrer, o fenómeno considerado aquando da análise dos resultados obtidos, é o descalçamento do tabuleiro. Assim, a avaliação dos resultados em seguida efectuada tem em conta os limites de 0,50 m e 0,45 m de deslocamento segundo X e Z, respectivamente.

Nesta secção, serão apresentados os resultados obtidos para a resposta do passadiço pedonal PP3141 à acção sísmica regulamentar. Como foi anteriormente referido, apenas serão exibidos e avaliados os resultados associados à acção do tipo I, para as direcções X e Z, definidas pelo sistema de coordenadas global do programa utilizado.

Posteriormente nesta secção, quando for referida a designação: acção sísmica regulamentar segundo X, significa que foi seguida a combinação apresentada na secção 2.1.3, em que é considerada a totalidade da intensidade da aceleração segundo X e 30% segundo Z. Do mesmo modo, quando for feita referência à consideração: acção sísmica segundo Z, significa que é considerada a totalidade da intensidade da aceleração segundo Z e 30% segundo X. A direcção X corresponde à direcção segundo o eixo longitudinal do tabuleiro, enquanto que a direcção Z corresponde à direcção perpendicular.



### 7.2.1 Resultados da Análise Sísmica

Para cada direcção, foi avaliada a resposta estrutural para cada uma das 10 séries de aceleração geradas e evidenciada a que desenvolve a pior resposta estrutural. Para este caso foram apresentados os resultados obtidos.

- Acção sísmica segundo X

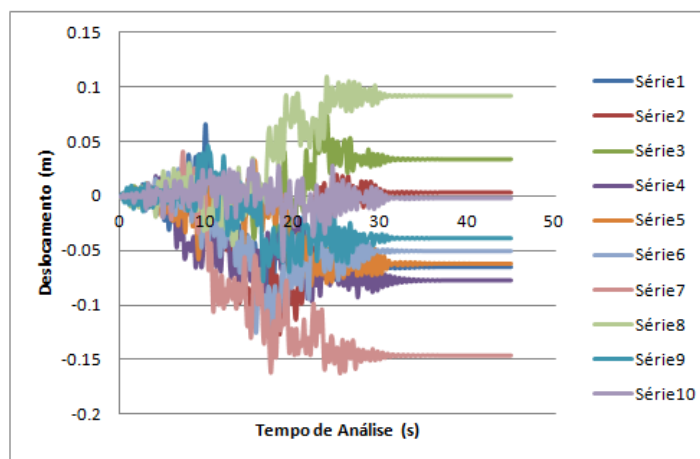


Figura 7.9: Deslocamento do tabuleiro, segundo X, obtido para todas as séries.

Na figura 7.9 é apresentado o deslocamento absoluto desenvolvido pelo tabuleiro para todas as séries sísmicas geradas. Verifica-se que, a resposta estrutural para a série 7 apresenta um deslocamento residual superior, sendo esta série que provoca uma resposta estrutural mais desfavorável.

Esta conclusão não foi apenas verificada pela avaliação dos deslocamentos residuais, uma vez que pela observação dos valores de frequência obtidos após a realização da análise, foi identificada a sua alteração para o modo longitudinal. Na tabela 7.2 é evidenciado este fenómeno, onde se observa que a série 7 é a que desenvolve uma resposta estrutural mais desfavorável. Note-se que a frequência associada ao modo longitudinal obtida antes da realização da análise é de 1.99 Hz.

Série	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
f (Hz)	1.77	1.77	1.77	1.78	1.78	1.85	1.76	1.81	1.79	1.78

Tabela 7.2: Alteração das frequências para o modo longitudinal.

Através da diminuição da frequência é possível constatar a degradação dos elementos estruturais, pela diminuição da sua rigidez, segundo a direcção de actuação da acção.

Em seguida será apresentada a resposta estrutural obtida para a série 7.

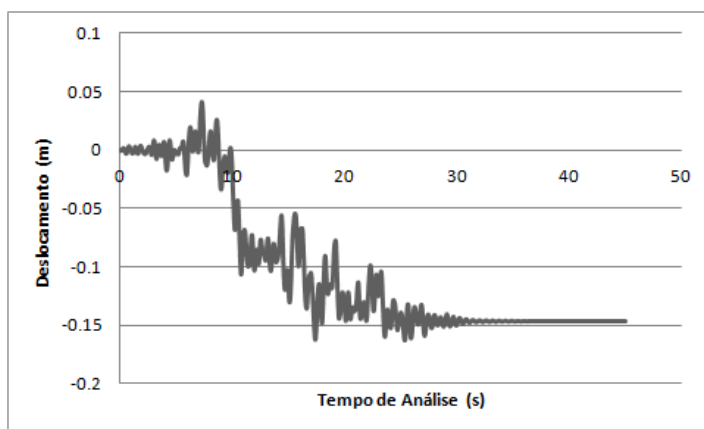


Figura 7.10: Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo X.

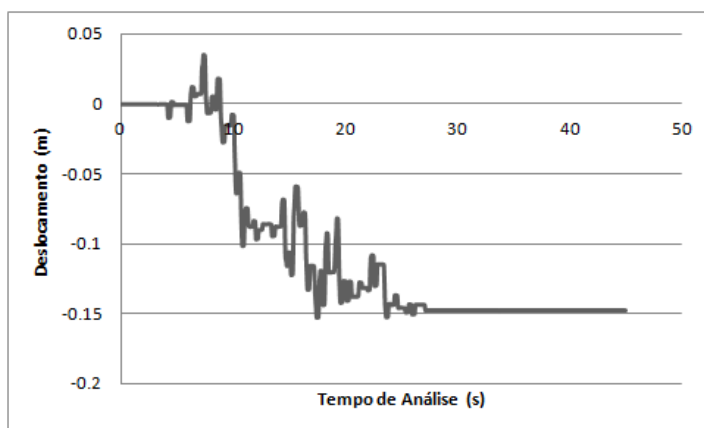


Figura 7.11: Deslocamento relativo para a ligação segundo X.

Observa-se pela figura 7.10 que o elemento de ligação entre o pilar e o tabuleiro atinge a cedência, uma vez que a estrutura apresenta um deslocamento residual para o tabuleiro após o término da acção. O deslocamento residual desenvolvido é consideravelmente elevado, e constitui também o máximo deslocamento atingido pelo tabuleiro de 15 cm. Através da análise do deslocamento relativo (figura 7.11), e tendo em conta o modelo comportamental definido para a ligação, verifica-se que após a cedência deste elemento se desenvolve um aumento crescente da disparidade de deslocamentos entre o tabuleiro e o pilar.

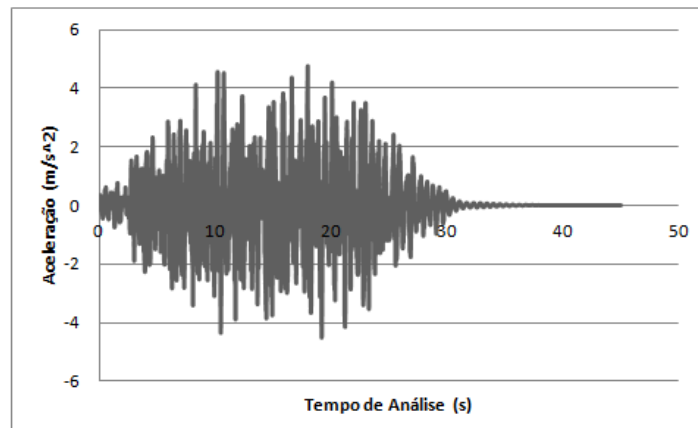


Figura 7.12: Aceleração do tabuleiro segundo X.

A figura 7.12 apresenta a evolução da aceleração desenvolvida pelo tabuleiro, onde se verifica que é atingida uma aceleração máxima de  $4.75 m/s^2$ .

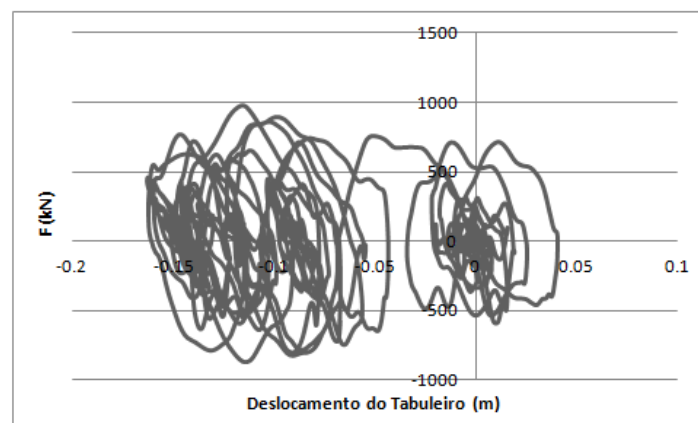


Figura 7.13: Força de corte basal segundo X.

Nas figuras 7.13 e 7.14, é possível identificar a dissipação de energia desenvolvida pela estrutura, devido à cedência de elementos estruturais. A cedência dos elementos de ligação é também observada nas figuras, podendo estas ser definidas por duas parcelas, uma anterior à cedência da ligação e outra posterior. Verifica-se que primeiramente se desenvolve a dissipação de energia para uma posição do tabuleiro próxima à inicial, mas em seguida, ao ser ultrapassada a força de corte máxima na ligação esta entra em cedência, desenvolvendo um deslocamento residual, que impede o tabuleiro de regressar à posição inicial.

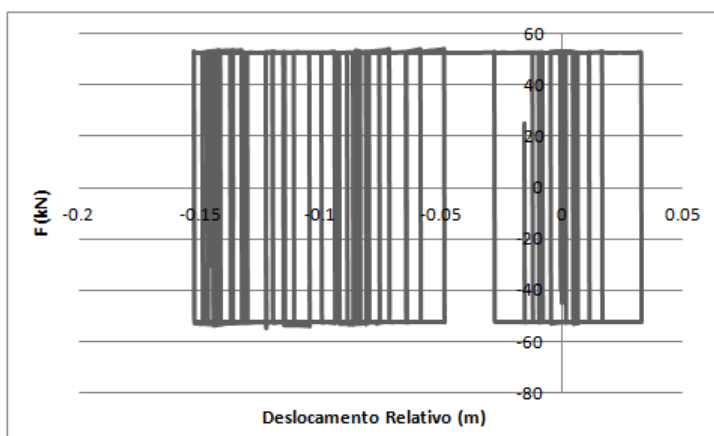


Figura 7.14: Forças de corte para a ligação segundo X.

Observa-se que é atingida uma força máxima de corte na ligação de 52.83 kN (aproximadamente), e que o somatório das forças de corte basal atinge um valor máximo de 1000 kN (aproximadamente). Deste modo, verifica-se que as forças de corte desenvolvidas na ligação são compatíveis com os valores limitados em modelação.

- Acção sísmica segundo Z

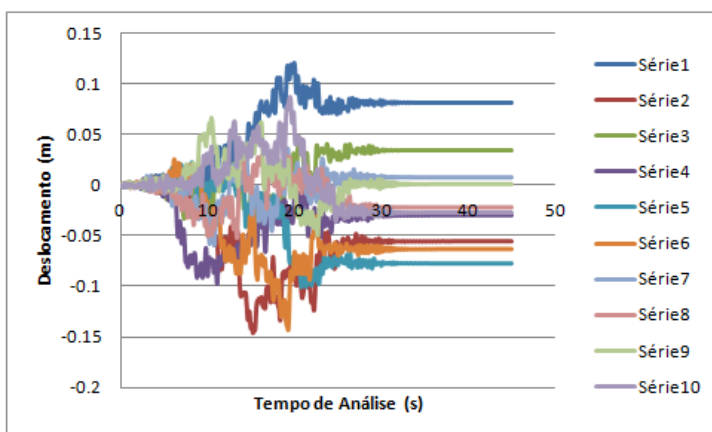


Figura 7.15: Deslocamento do tabuleiro, segundo Z, obtido para todas as séries.

Na figura 7.15 é ilustrado o deslocamento absoluto desenvolvido pelo tabuleiro para todas as séries sísmicas geradas. Verifica-se que a resposta estrutural para a série 1 apresenta um deslocamento residual superior, sendo esta a série que provoca uma resposta estrutural mais desfavorável. Assim, os resultados apresentados posteriormente correspondem à resposta desenvolvida pela estrutura sujeita à série 1.

Tal como foi efectuado para a acção sísmica segundo X, foi avaliada a alteração de frequências para o modo transversal. Uma vez que, segundo esta direcção a acção não desenvolve uma resposta tão intensa como a verificada para X, não foi obtida uma variação de frequências significativa que permitisse identificar qual a série mais desfavorável. O que se traduz num inferior desgaste dos elementos estruturais, provocado pela acção sísmica regulamentar segundo a direcção Z, comparativamente com a direcção X.

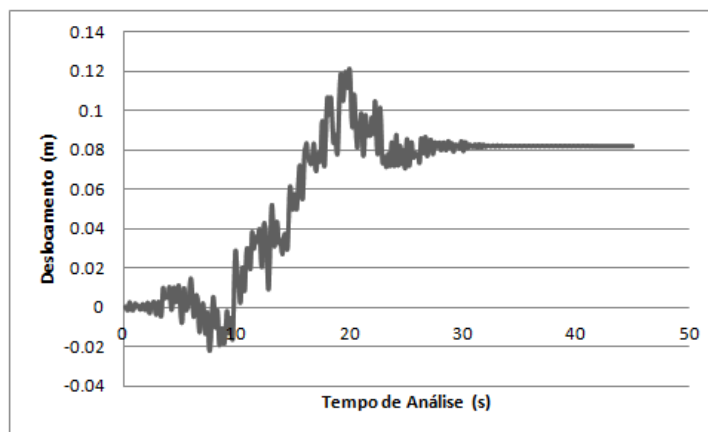


Figura 7.16: Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo Z.

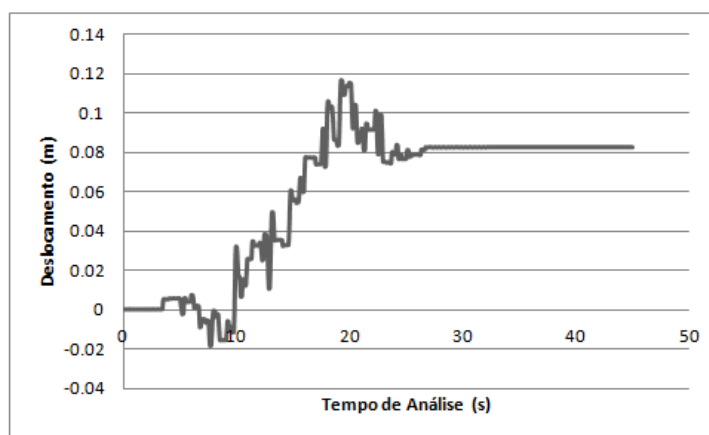


Figura 7.17: Deslocamento relativo para a ligação segundo Z.

Observa-se pela figura 7.16 que a estrutura desenvolve um deslocamento absoluto residual de 8 cm atingido pelo tabuleiro. Deste modo, volta-se a verificar a cedência dos elementos de ligação. Constata-se também, através da análise do deslocamento relativo, que após a cedência da ligação se desenvolve um aumento crescente da disparidade de deslocamentos entre o tabuleiro e o pilar (figura 7.17).

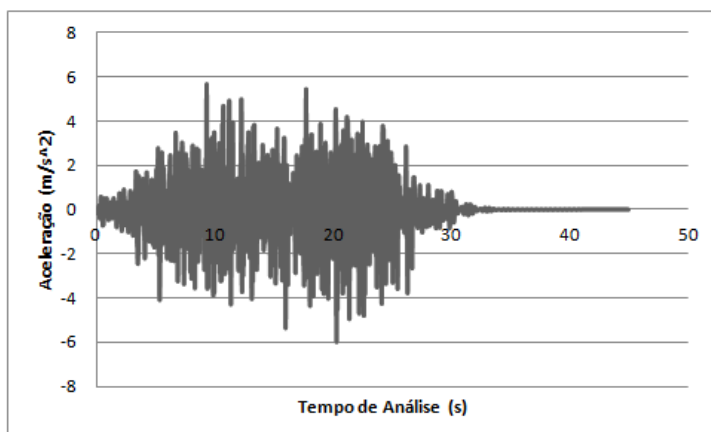


Figura 7.18: Aceleração do tabuleiro segundo Z.

Pela análise da figura 7.18, identifica-se o desenvolvimento da aceleração apresentado pelo tabuleiro, onde se verifica que é atingido o seu valor máximo de  $6.0 \text{ m/s}^2$ .

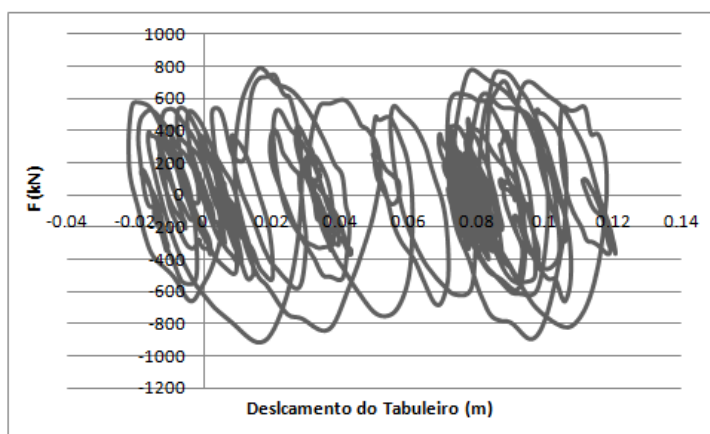


Figura 7.19: Força de corte basal segundo Z.

Através das figuras 7.19 e 7.20 é possível identificar a dissipação de energia desenvolvida pela estrutura, devido à cedência dos elementos de ligação. Verifica-se que é atingida uma força máxima de corte na ligação de 53.03 kN (aproximadamente), e que o somatório das forças de corte basal atinge um valor máximo de 900 kN (aproximadamente).

Constata-se que para ambas as direcções, são respeitados os limites de força introduzidos na ligação, uma vez que a força de corte máxima desenvolvida é inferior a 55 kN.

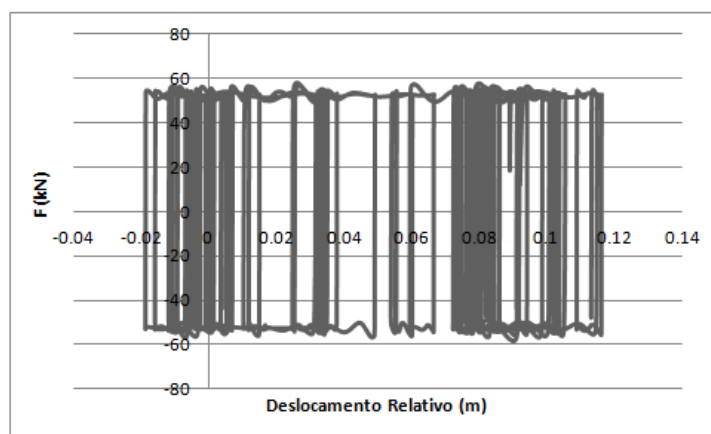


Figura 7.20: Forças de corte para a ligação segundo Z.

- Acção sísmica - Sem consideração do Efeito de Ferrolho

Por forma a evidenciar a importância da consideração do efeito de ferrolho para o dimensionamento da ligação, foi efectuada uma análise sísmica para a estrutura em estudo, mas constituída por elementos de ligação que não têm em conta este efeito. Para a execução da análise sísmica, foi considerada a série 7, gerada para a acção mais condicionante do tipo I, segundo X.

Os elementos de ligação foram então modelados tendo em conta um comportamento elasto-plástico, idêntico ao utilizado para a modelação da ligação com consideração do efeito de ferrolho. No entanto, o modelo do material difere relativamente ao valor de força limite para o qual é atingida a cedência, sendo este superior, tal como foi exposto pela tabela 6.3, de acordo com a expressão (6.13).

Em seguida são apresentados os resultados obtidos, e as conclusões efectuadas.

Observa-se pela figura 7.21, que a estrutura deixou de apresentar um deslocamento residual para o tabuleiro, uma vez que os elementos de ligação já não atingem a cedência. Observa-se que o tabuleiro atinge um deslocamento máximo absoluto de 0.1 m.

A figura 7.22 apresenta a evolução da aceleração desenvolvida pelo tabuleiro, para a não consideração do efeito de ferrolho, onde se observa o valor para a aceleração máxima de  $8.5 \text{ m/s}^2$ . Verifica-se que se atinge uma aceleração muito superior à alcançada para a estrutura composta por elementos de ligação modelados através da consideração do efeito de ferrolho. Esta constatação deve-se à relação existente entre aceleração e força, pelo que não existindo uma limitação das forças de corte tão restrita na ligação, desenvolvem-se nos elementos estruturais forças de intensidade superior, levando ao aparecimento de acelerações mais elevadas.

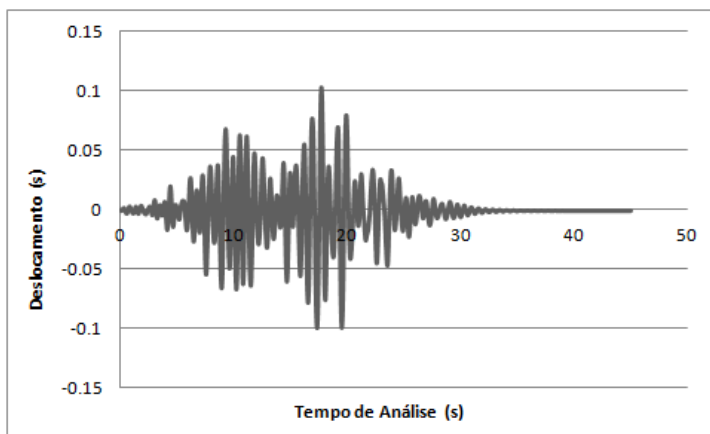


Figura 7.21: Deslocamento absoluto para o tabuleiro segundo X.

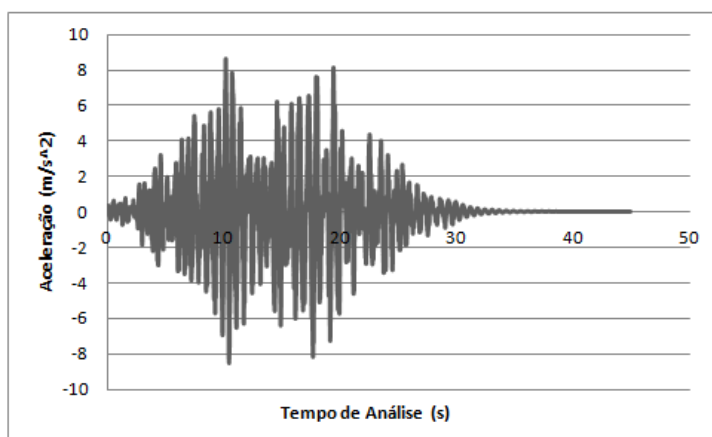


Figura 7.22: Aceleração do tabuleiro segundo X.

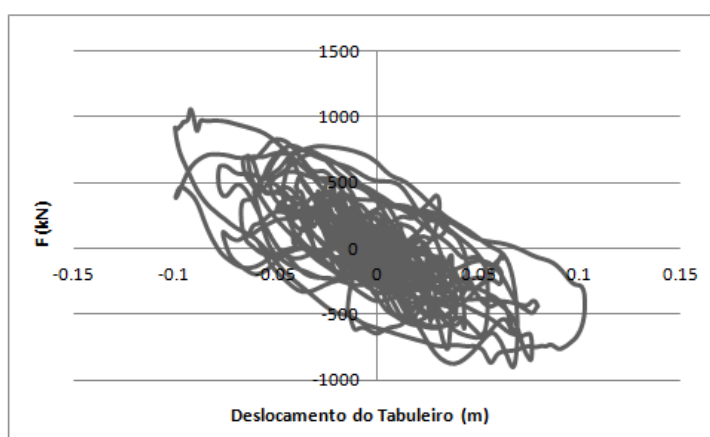


Figura 7.23: Força de corte basal segundo X.



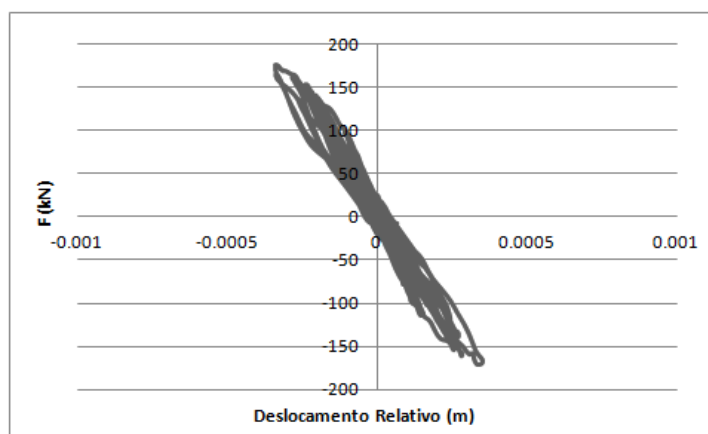


Figura 7.24: Forças de corte para a ligação segundo X.

Pela figura 7.24 é observado que a ligação responde em regime elástico, verificando-se uma diminuição da dissipação energética apresentada pela figura 7.23, uma vez que já não é tido em conta a contribuição dos elementos de ligação para a dissipação de energia.

Constata-se que para as forças de corte na ligação, é atingida uma força máxima muito superior à limitada pelo efeito de ferrolho (figura 7.24). Deste modo, conclui-se novamente que, se os elementos de ligação não fossem modelados tendo em conta este efeito, desenvolveriam-se forças de corte elevadas, que levariam ao colapso da ligação.

### 7.3 Conclusões

Neste capítulo foram primeiramente apresentados os parâmetros definidores da acção e análise e em seguida expostos e avaliados os resultados sísmicos. Foram apresentados os resultados obtidos pelas análises sísmicas não-lineares efectuadas, pela consideração da acção sísmica regulamentar do tipo I, através de acelerogramas gerados.

Primeiramente, observou-se a resposta dinâmica estrutural produzida pela consideração do efeito de ferrolho para o dimensionamento dos elementos de ligação. Através da qual foi evidenciada uma menor resistência a acções laterais para a direcção X, verificando-se para esta direcção a cedência de elementos estruturais, nomeadamente os elementos de ligação. No entanto não foi atingido o colapso estrutural, sendo o deslocamento relativo desenvolvido pelo tabuleiro inferior ao comprimento de entrega do pilar.

Através da resposta estrutural obtida, constata-se que a estrutura apresenta uma resistência à acção sísmica deficiente, principalmente segundo a direcção X. Deste modo, é necessário implementar um sistema de protecção sísmica que assegure a ligação entre os elementos, pilar e o tabuleiro, diminuindo o deslocamento residual desenvolvido e prevenindo um possível descalçamento futuro do tabuleiro, garantindo assim a integridade estrutural.

Posteriormente, para a direcção mais desfavorável da acção sísmica, foi analisado o comportamento dinâmico desenvolvido pela estrutura composta por elementos de ligação que não têm em conta o efeito de ferrolho. Verificou-se que a não consideração deste efeito, provoca o colapso da ligação, identificando-se a extrema importância da sua apreciação.

## Capítulo 8

# Reforço Estrutural - Sistemas de controlo sísmico

### 8.1 Introdução

Após a identificação do estado actual de uma estrutura, pode ser identificada uma deficiente resistência à acção sísmica, sendo necessário implementar um sistemas de protecção sísmica que melhore esse comportamento.

O tipo de colapso estrutural mais comum em pontes sujeitas à acção sísmica deve-se à ligação entre o pilar e o tabuleiro, sendo este fenómeno ainda mais evidente para estruturas compostas por elementos pré-fabricados. Esta falha traduz-se normalmente no colapso catastrófico do tabuleiro, como é correntemente evidenciado em ocorrências sísmicas. Deste modo, nos últimos 20 anos várias metodologias de reforço têm sido criadas e desenvolvidas com o objectivo de assegurar a ligação entre estes dois elementos. Estas técnicas passam pela implementação exterior de um dispositivo que detém um papel importante na limitação do deslocamento relativo na ligação, melhorando assim todo o comportamento dinâmico estrutural de resposta à acção.

Neste capítulo, serão apresentados os sistemas de protecção sísmica passivos, baseados em dissipadores de energia, a implementar na estrutura. De seguida, será efectuado o seu dimensionamento e modelação em elementos finitos. Finalmente, serão analisados os resultados obtidos e é feita a comparação entre os sistemas.

## 8.2 Sistemas de Protecção Sísmica

Os sistemas de protecção sísmica pretendem:

- melhorar a capacidade global de resistência, através da adição de elementos de reforço;
- reduzir a exigência sísmica dos elementos estruturais, através da adição de amortecimento introduzido pelos dispositivos de reforço a instalar;
- diminuir o deslocamento e a aceleração estrutural;
- melhorar a resistência local, pela introdução de forças estabilizadoras através dos elementos de reforço.

Os sistemas de protecção passivos, tornam-se extremamente atractivos, uma vez que não necessitam de energia, alterando a resposta estrutural à acção sísmica pela introdução de isolamento sísmico de base e/ou dissipação de energia. Os sistemas baseados em dispositivos de dissipação de energia, são actualmente vistos como uma forma eficiente para proteger estruturas contra acções dinâmicas severas, como seja o caso das acções sísmicas, tendo vindo a ser instalados um número considerável deste tipo de dispositivos pelas estruturas em todo o mundo.

A severidade de uma acção sísmica sobre uma estrutura, é directamente proporcional à sua rigidez e inversamente proporcional ao seu amortecimento ou dissipação energética. Deste modo, a instalação suplementar de dispositivos de dissipação energética nas estruturas, leva à redução dos efeitos do sismo sobre a estrutura, resultando num aumento da sua segurança estrutural.

Estes dispositivos são compostos por materiais que apresentam uma elevada capacidade de dissipação energética, detendo um comportamento do tipo hysterético, viscoso ou visco-elástico. Deste modo, após a sua implementação, a estrutura apresenta uma superior capacidade dissipativa. No entanto, este tipo de sistemas apresenta uma particularidade quanto ao seu posicionamento, devendo ser colocados de forma a acompanhar a deformação da estrutura, maximizando assim a deformação desenvolvida, sendo este um aspecto fulcral para a obtenção de um comportamento eficaz.

Os sistemas de reforço compostos por aço de alta resistência (comportamento hysterético), representam a técnica mais utilizada, apresentando um baixo valor monetário. No entanto, têm sido evidenciados vários casos em que esta técnica se mostrou inadequada para a prevenção quer do descolamento do tabuleiro, quer da limitação de danos nos elementos estruturais, nomeadamente no caso do sismo de Loma Prieta em 1989 [50] e do sismo de Northridge em 1994 [20]. Considerando que o dispositivo se encontrava devidamente posicionado, o comportamento estrutural inadequado deve-se principalmente à elevada intensidade da acção, que leva os elementos de reforço à cedência o que provoca uma deformação residual neste elemento. Deste modo, o dispositivo deixa de estar activo, não estabelecendo devidamente a ligação, o que permite o

desenvolvimento de uma folga entre os elementos a ligar.

As técnicas que recorrem a dispositivos compostos por amortecedores metálicos e com fluído viscoso, tal como os de aço de alta resistência, apresentam uma grande desvantagem que assenta na baixa capacidade de reposicionamento. Já os dispositivos compostos por amortecedores viscoelásticos, são extremamente dependentes da frequência apresentada pela acção sísmica, não sendo eficientes para uma grande parte das acções [58].

Deste modo, foi desenvolvido um dispositivo baseado na dissipação de energia que ultrapassa todos esses inconvenientes, composto por ligas com memória de forma. São vários os investigadores que aplicaram esta técnica de reforço para a reabilitação de pontes, evidenciando as suas potencialidades, nomeadamente Thomson *et al.* (1995), Krumme *et al.* (1995), e mais recentemente com diversas obras publicadas, DesRoches *et al.* [10, 11, 12, 13, 38, 58] sendo um autor de referência nesta temática.

Em seguida será efectuada a descrição do comportamento das ligas de memória de forma. Caso o leitor esteja interessado em aprofundar o seu conhecimento neste tema, aconselha-se a leitura das seguintes obras literárias [41, 61, 62, 78].

### 8.2.1 Ligas com memória de forma

Nesta subsecção pretende-se aprofundar o estudo do comportamento das ligas com memória de forma. Primeiramente será efectuada uma apresentação das suas características, seguindo-se o estudo do seu comportamento, sendo também analisados os factores que o influenciam. Por fim, será relatado o modelo constitutivo considerado para efectuar a modelação deste material.

#### Características das ligas com memória de forma

A utilização deste material na Engenharia Civil encontra-se em grande crescimento, uma vez que este apresenta características de excelência. As ligas metálicas com memória de forma, apresentam as seguintes propriedades:

- elevada capacidade dissipativa, pela detenção de um modelo comportamental histerético;
- grande capacidade de deformação (6-8%);
- recuperação da posição inicial, quer por variação de temperatura (efeito de memória de forma) ou por descarga (efeito superelástico);
- excelente resistência à fadiga, suportando elevados números de ciclos carga/descarga.

O efeito de memória de forma consiste no reposicionamento do material após sofrer deformações muito elevadas, através do seu aquecimento. Enquanto que, a superelasticidade baseia-se no ciclo histórico desenvolvido por este material, que atinge elevadas deformações sem admitir deformações residuais após a descarga, e apresenta uma elevada capacidade dissipativa. Esta capacidade deve-se à diferença entre a forma das curvas de carga e descarga.

Os efeitos de memória de forma e de superelasticidade, devem-se às transformações moleculares que ocorrem nas ligas quando sujeitas à variação da temperatura ou de um campo de tensão. As ligas apresentam duas fases estáveis, a fase austenítica e a fase martensítica. A fase austenítica, também denominada fase mãe, é caracterizada por uma elevada temperatura, enquanto que a fase martensítica ocorre a baixa temperatura.

A transformação directa, da fase austenítica para a fase martensítica, consiste num processo exotérmico, e a transformação inversa caracteriza-se como um processo endotérmico. Esta variação molecular, tanto pela variação de temperatura como pela variação do estado de tensão, não é observável a nível macroscópico, mantendo-se este inalterável no estado sólido.

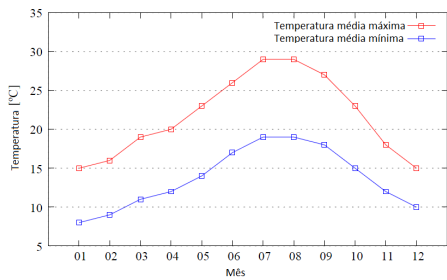
Existem variados tipos de ligas, no entanto as mais utilizadas em Engenharia Civil para a aplicação em sistemas de protecção passiva são as ligas NiTi (Nitinol), compostas por 55% de Níquel e 45% de Titânio. Uma vez que as ligas NiTi, são maioritariamente utilizadas como fios ou barras, os modelos constitutivos considerados que descrevem o seu comportamento são maioritariamente unidimensionais.

Existem alguns factores que influenciam o comportamento das ligas com memória de forma, sendo eles, a temperatura e o valor quantitativo do carregamento, mas também a sua velocidade de aplicação. Deste modo, em seguida será avaliada a interferência destes parâmetros sobre o ciclo histerético desenvolvido pelas ligas.

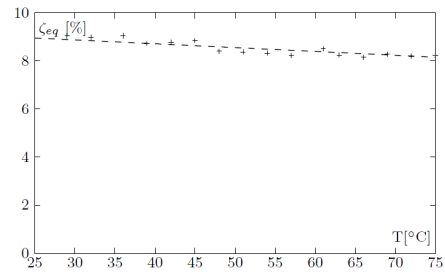
### **Influência da temperatura**

Na figura 8.1 a), são apresentadas as variações climáticas que ocorrem para Lisboa, publicadas por World Weather Online, através da qual se pode constatar que a variação da temperatura entre o verão e inverno é cerca de 20°C.

A influência da variação da temperatura ambiente sobre o desempenho das ligas com memória de forma, foi avaliada por F. Santos [82] para um varão de NiTi de 2.4 mm de diâmetro. Foram obtidos os resultados apresentados na figura 8.1 b), através dos quais se observa que para uma variação anual da temperatura de 20°C, se obtém uma modificação do coeficiente de amortecimento equivalente de apenas 1%.



(a) Temperatura média em Lisboa [83].



(b) Influência da temperatura ambiente sobre o amortecimento (Adaptado de [82]).

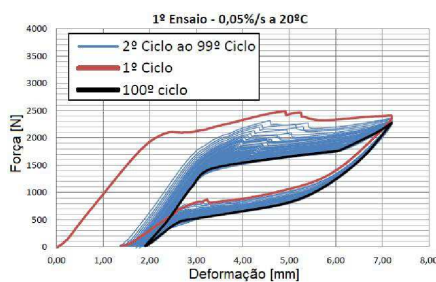
Figura 8.1: Influência da temperatura ambiente sobre o comportamento das ligas com memória de forma.

Assim conclui-se que, para Países de temperatura amena, como em Portugal, a eficiência dos dispositivos compostos por ligas com memória de forma é indiferente aos efeitos da variação da temperatura ambiente.

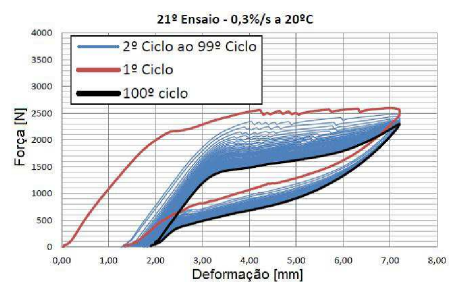
### Influência da velocidade de carregamento

Em seguida será estudada a influência da velocidade de carregamento sobre o comportamento das ligas.

O número de ciclos de carregamento também influencia o comportamento das ligas NiTi, pelo que quanto mais ciclos forem aplicados às ligas, mais estável se torna o seu ciclo histerético. L. Pereira [74], estudou a alteração do comportamento das ligas NiTi, para um elevado número de ciclos de carga, considerando um carregamento quase-estático e outro dinâmico. Os resultados obtidos são apresentados na figura 8.2, onde se observa que o ciclo histerético torna-se mais pequeno para um carregamento dinâmico, comparativamente com o ciclo obtido para um carregamento quase-estático.



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



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

Figura 8.2: Ensaios cíclicos a uma liga NiTi, para diferentes frequências de carregamento [74].

Esta temática foi também avaliada por Dolce e Cardone [39]. Os resultados experimentais obtidos para a evolução do coeficiente de amortecimento equivalente para diferentes frequências de carregamento e de temperatura ambiente, são apresentados na figura 8.3. Identifica-se novamente que quando as condições de carregamento se alteram de quase-estático para dinâmico, o coeficiente de amortecimento equivalente modifica-se, tornando-se mais baixo, no entanto para valores de frequência de carregamento elevados este coeficiente pouco varia. Deste modo, pode-se concluir que para aplicações sísmicas, com frequências entre 0.2 a 4 Hz, que a capacidade dissipativa das ligas não sofre alterações significativas.

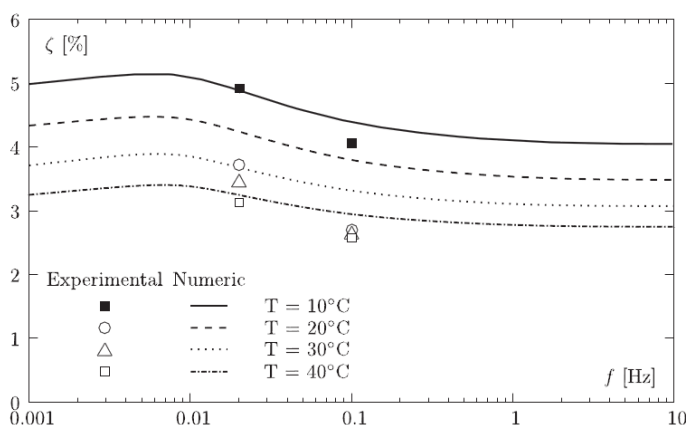


Figura 8.3: Influência da frequência no coeficiente de amortecimento equivalente [84].

### Modelo Constitutivo

Como foi apresentado, o comportamento das ligas com memória de forma pode ser influenciado por variados factores, o que torna complexo o processo de modelação do seu comportamento, em especial para acções dinâmicas.

Existem diferentes modelos constitutivos que permitem descrever o comportamento das ligas com memória de forma, modelos que não contabilizam o efeito da variação da temperatura, como o modelo de *Fugazza* [46], e modelos que têm em conta este fenómeno, sendo mais complexos, como o modelo de *Tanaka* [92].

Os modelos de *Fugazza* e de *Tanaka* foram estudados por F. Santos e C. Cismasiu [84], pela comparação do seu comportamento a acções dinâmicas. Ambos os modelos constitutivos foram aplicados a um sistema de controlo passivo, que foi primeiramente implementado num sistema dinâmico composto por um grau de liberdade, e em seguida numa estrutura real definida por um passadiço ferroviário. Através dos resultados obtidos, é possível concluir que



apesar do modelo de *Fugazza* sobrestimar a capacidade de dissipação energética do material, globalmente os resultados auferidos são consistentes com os obtidos pelo modelo de *Tanaka*, que apresenta uma superior complexidade. Deste modo, é em seguida é apresentado o modelo de *Fugazza*.

- Modelo de *Fugazza*

O modelo constitutivo definido por D. Fugazza [46], não apresenta uma dependência da temperatura, definindo que a relação entre a tensão e extensão é descrita através de segmentos lineares. Este modelo é apresentado na figura 8.4.

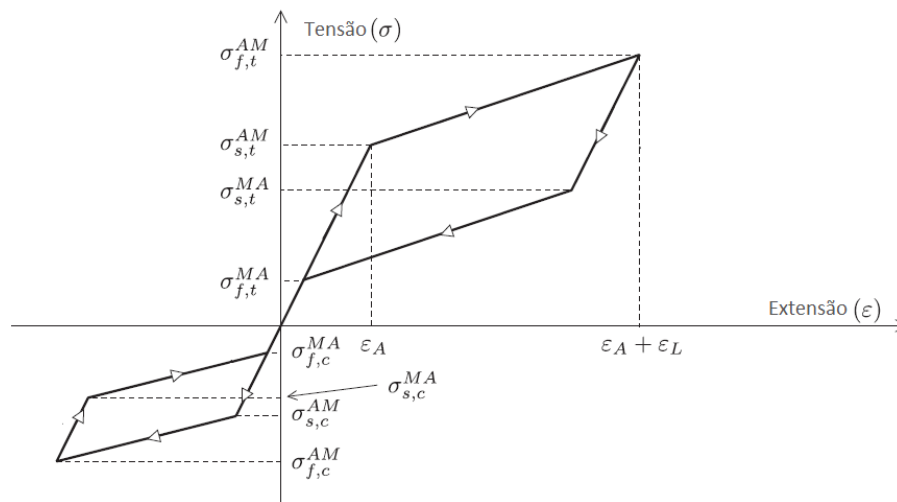


Figura 8.4: Modelo constitutivo genérico apresentado por Fugazza (Adaptado de [46]).

Na figura 8.4 é possível identificar o comportamento superelástico do material, considerado por este modelo constitutivo. O modelo de *Fugazza* é definido através do módulo de elasticidade austenítico  $E_A$ , extensão desenvolvida para a fracção da fase martensítica  $\epsilon_L$ , as tensões associadas à transformação de fases  $\sigma_{s,i}^{AM}$ ,  $\sigma_{f,i}^{AM}$ ,  $\sigma_{s,i}^{MA}$ ,  $\sigma_{f,i}^{MA}$ , para a tensão ( $i = t$ ) e compressão ( $i = c$ ).

Em seguida, apresenta-se o valor dos parâmetros que descrevem o modelo de *Fugazza* ilustrado na figura 8.4.

- $E_A = 37300$  MPa;
- $\sigma_s^{MA} = 240$  MPa;
- $\sigma_f^{AM} = 400$  MPa;
- $\sigma_f^{MA} = 210$  MPa;
- $\sigma_s^{AM} = 380$  MPa;
- $\epsilon_L = 4\%$ .

As equações governativas que descrevem o modelo constitutivo apresentado na figura 8.4 e a descrição detalhada do modelo são apresentadas em [46].

### 8.2.2 Dispositivos implementados no PP3141

Foram seleccionadas duas técnicas de reforço para implementar no passadiço pedonal em estudo, um sistema composto por aço de alta resistência e um sistema composto por ligas com memória de forma. O sistema composto por aço de alta resistência foi considerado, uma vez que é o mais utilizado. Já o sistema de reforço composto por ligas com memória de forma, foi tido em conta pelas suas características únicas, pretendendo-se assim evidenciar a eficiência deste sistema aplicando-o à estrutura em estudo.

O sistema de reforço sísmico, constituído por aço de alta resistência, é composto por barras Macalloy 460, classe M20, definida por barras de 19 mm de diâmetro nominal, módulo de Young de  $205 \text{ kN/mm}^2$  e força mínima de cedência de 108 kN. O sistema de reforço sísmico, constituído por ligas com memória de forma, é composto por ligas NiTi de diâmetro 2.4 mm.

O modo de implementação e localização idealizado para os diferentes dispositivos é o mesmo, sendo estes posicionados de modo a efectuar a ligação entre os elementos pilar e tabuleiro pertencentes ao pórtico.

### 8.2.3 Dimensionamento

Como foi evidenciado através dos resultados obtidos pela resposta sísmica da estrutura, pretende-se combater o elevado deslocamento relativo desenvolvido pelo tabuleiro segundo o seu eixo longitudinal, assegurando a integridade estrutural. Deste modo, os dispositivos de reforço implementados apresentam uma configuração horizontal segundo o eixo longitudinal do tabuleiro, por forma a acompanhar a deformação da estrutura, maximizando assim o seu potencial.

Os dispositivos implementados, têm como objectivo dissipar energia proveniente da acção e garantir a ligação entre o tabuleiro e o pilar, no entanto a sua introdução também adicionam rigidez estrutural. O aumento de rigidez, provoca o incremento da frequência natural da estrutura, que se encontra associada a um aumento indesejável da aceleração. Pretende-se então que os dispositivos possibilitem a diminuição do deslocamento e velocidade dos elementos estruturais, mas também da aceleração. Deste modo, deve ser considerada uma quantidade de material tal, que assegure a resistência da ligação e seja atingido pelo material o regime não-linear, realizando assim o dispositivo de reforço a sua função de dissipação energética.

Em [83], foi apresentado um estudo paramétrico que pretende identificar a quantidade óptima de material de reforço SMA, que deve ser utilizada para

cada ponte associada a uma frequência natural. As frequências de vibração consideradas são as tipicamente desenvolvidas por pontes, entre as quais se encontra a frequência de vibração natural longitudinal desenvolvida pelo PP3141. Para a realização desta análise, foram definidos sistemas dinâmicos de 1 grau de liberdade associados a cada frequência considerada e a um amortecimento estrutural de 5%, simulado para os elementos estruturais exceptuando os elementos de reforço.

Por forma a ser possível generalizar mais facilmente as conclusões obtidas, foi definido o parâmetro  $R$ , constituído por:  $E_A A / (4\pi^2 M L) \text{ s}^{-2}$ , onde  $E_A$  é o módulo elástico na fase austenítica para os dispositivos implementados compostos por ligas com memória de forma em MPa,  $L$  e  $A$  são o seu comprimento e área total da secção em m e  $\text{m}^2$  respectivamente, e  $M$  é a massa da estrutura em kton. Os sistemas dinâmicos foram sujeitos a 20 acelerogramas artificiais, sendo avaliada a alteração do parâmetro  $R$ , para o aumento da área de material SMA, considerado.

Através da avaliação dos resultados, verificou-se uma diminuição do deslocamento e velocidade do tabuleiro para o aumento da área de material SMA considerado, no entanto, observa-se que a partir do valor de  $4 \text{ s}^{-2}$  para o parâmetro  $R$ , a aceleração longitudinal do tabuleiro começa a crescer, tendência contrária à verificada até este valor. Deste modo, conclui-se que a resposta estrutural se mostra mais adequada para valores de  $R$  no intervalo entre 2 e 4, para os quais se observa um decréscimo do deslocamento e velocidade do tabuleiro, mas também da sua aceleração.

Através das conclusões obtidas por este estudo, é possível determinar o comprimento dos elementos de reforço compostos por ligas com memória de forma, que leva à sua maior eficiência. Para tal, foi utilizada a expressão que define o cálculo do parâmetro  $R$ , obtendo-se assim um comprimento de 0.55 m para um valor de  $4 \text{ s}^{-2}$  correspondente ao parâmetro  $R$ . O comprimento do dispositivo foi mantido idêntico para ambos os sistemas de reforço sísmico.

Segundo o EC8-2 [7], é sugerido que os dispositivos de reforço sísmico a implementar em pontes devem ser dimensionados do seguinte modo:

$$F_{Ref} = 1,5 \times a_g \times S \times M_{tab} \quad (8.1)$$

sendo,

$a_g$  - aceleração sísmica de projecto;

$S$  - factor do solo;

$M_{tab}$  - massa do tabuleiro.

Assim, o dimensionamento dos elementos de reforço é efectuado através da estimativa de uma força axial de resistência. Como é observado pela equação (8.1), esta força resistente engloba propriedades da estrutura em estudo e da acção sísmica regulamentar, permitindo assim definir um elemento composto por

uma resistência sísmica adequada. Relativamente aos parâmetros, foi tida em conta a acção sísmica condicionante do tipo I, obtendo-se o valor de  $2,9 \text{ m/s}^2$  para a aceleração sísmica de projecto, e foi considerado o factor do solo associado ao tipo de terreno C ( $S = 1,6 \text{ m/s}^2$ ). Em relação à massa do tabuleiro, esta apresenta o valor de 67,75 ton. Deste modo, o valor obtido para a força é de 471,56 kN, como apresentado na equação (8.1).

$$F_{Ref} = 1,5 \times 2,9 \times 1,6 \times 67,75 = 471,54 \text{ kN} \quad (8.2)$$

Uma vez que se pretende introduzir dois dispositivos, um em cada extremidade do tabuleiro, a força obtida será reduzida a metade, permitindo obter o dimensionamento de cada dispositivo. Deste modo, obtém-se uma força de 235,77 kN.

Para o dimensionamento dos elementos de reforço, foi considerada a sua adição de resistência estrutural e a permissão de participação em resistência dos elementos de ligação. Deste modo, a força de dimensionamento considerada tem em conta a força máxima desenvolvida pelos elementos de ligação existentes:

$$F_{Dim} = F_{Ref} - F_{Lig} = 235,77 - 55 = 180,77 \text{ kN} \quad (8.3)$$

Deste modo, a força de dimensionamento de cada dispositivo de reforço sísmico é de 180,77 kN.

Por forma a ser possível efectuar uma equivalência entre os dispositivos, as suas propriedades foram configuradas por forma a que a força resistente máxima suportada por cada dispositivo fosse a mesma. Este fenómeno pode ser identificado através da figura 8.5.

Em seguida é apresentada a área de reforço obtida para cada dispositivo de protecção sísmica.

$F_{Dim}$ (kN)	$\sigma_{SMA}$ (MPa)	$\sigma_{Aco}$ (MPa)	$A_{SMA}$ ( $\text{mm}^2$ )	$A_{Aco}$ ( $\text{mm}^2$ )
180.77	400	380.9	451.9	474.6

Tabela 8.1: Área de Reforço.

Para o sistema composto por ligas, como foi anteriormente referido, foram considerados fios de  $NiTi$ , de 2,40 mm de diâmetro e área de  $4.52 \text{ mm}^2$ . Assim, verifica-se que é necessário adicionar 100 fios em cada dispositivo de reforço, sendo considerados dois no total.

O sistema definido por aço de alta resistência, considera cabos com um diâmetro nominal de 19 mm, e uma área de  $283.5 \text{ mm}^2$ . Assim, verifica-se que é necessário considerar 2 cordões, para cada ligação do tabuleiro ao pilar.

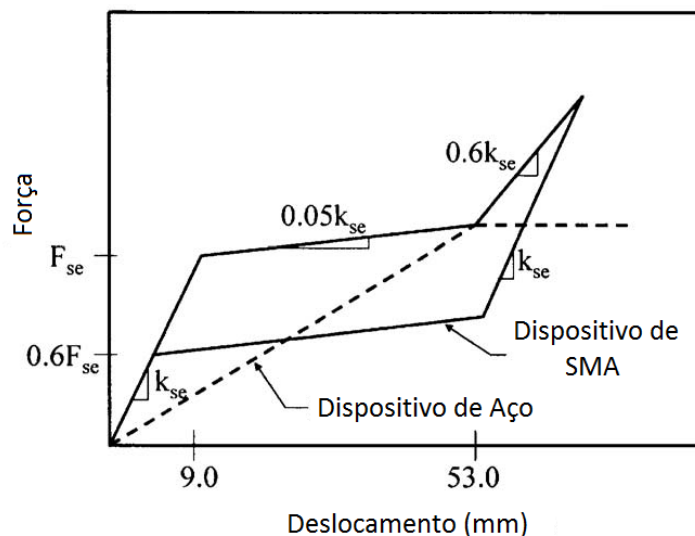


Figura 8.5: Comparação do comportamento desenvolvido pelos dispositivos compostos por SMAs e por aço (Adaptado de [11]).

## 8.2.4 Modelação

### Ligas com memória de forma

Para a modelação das ligas com memória de forma foi considerado o modelo constitutivo apresentado por *Fugazza*, tendo em conta as conclusões anteriormente expostas, obtidas através de [84].

Foram estudados os comandos apresentados na biblioteca do *OpenSees*, procurando-se encontrar um modelo de material semelhante ao apresentado pelas ligas com memória de forma, composto por um comportamento histerético e que detenha a capacidade de reposicionamento. Deste modo, foi considerado o modelo apresentado por C. Christopoulos, et al. [29], apresentado na figura 8.6, não sendo admitida a existência de extensão residual acumulativa ao longo do ciclo histerético. Para a definição deste modelo, é necessário descrever os seguintes parâmetros constitutivos: rigidez inicial característica da fase austenítica,  $k1 = E_A$ , rigidez associada à transformação martensítica durante o carregamento,  $k2 = E_M$ , tensão limite da fase austenítica durante o carregamento,  $\sigma_s^{AM}$ , e a relação entre a diferença de tensões limite da fase martensítica durante o descarregamento e a tensão limite da fase austenítica durante o carregamento. Todos estes parâmetros são determinados através das características apresentadas anteriormente pelo modelo constitutivo definido por *Fugazza* [46].

Para este sistema, foi considerada a sua resistência à compressão e tracção.

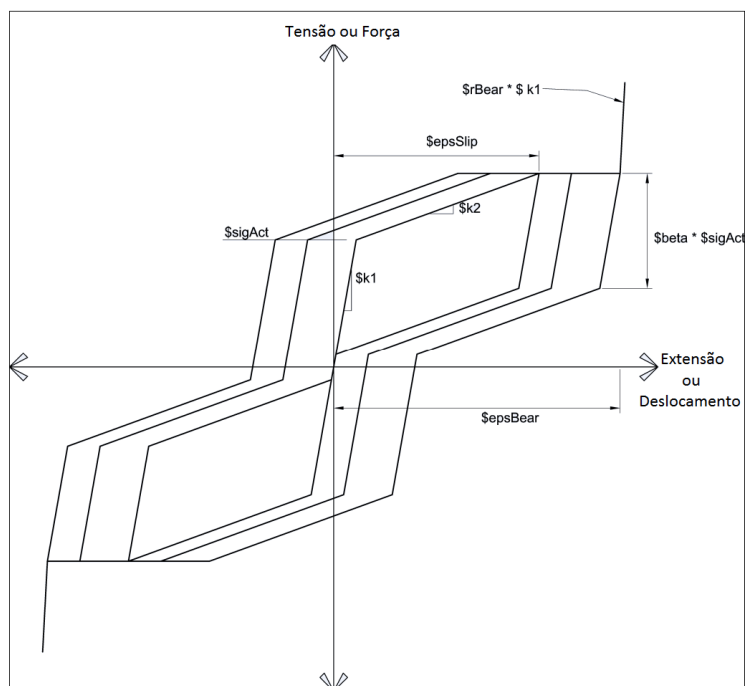


Figura 8.6: Modelo de Comportamento adotado para o material SMA.

### Aço de alta resistência

Para a modelação deste sistema foi considerado o material aço, composto pelo modelo comportamental idêntico ao exposto no capítulo 6 utilizado para o aço.

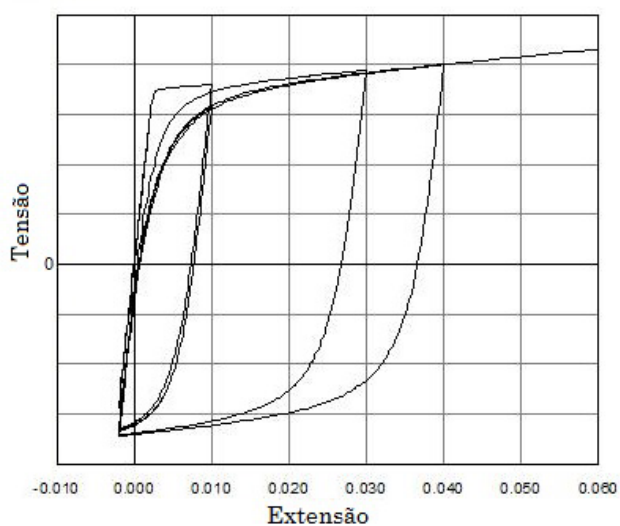


Figura 8.7: Ciclo histerético modelado para o aço.

Na figura 8.7 é apresentado o comportamento hysterético modelado para o aço, sendo evidente a sua grande capacidade de dissipação energética.

Tal como para o outro sistema, foi considerada a sua resistência à tracção e compressão.

### 8.3 Análise dos resultados

Após a observação da resposta estrutural à acção sísmica regulamentar, verificou-se que esta desenvolve um elevado deslocamento residual para o tabuleiro, segundo o seu eixo longitudinal, para a acção sísmica do tipo I, tendo sido identificada a necessidade de implementar sistemas de reforço sísmico. Deste modo, realizaram-se análises sísmicas não-lineares para a estrutura composta por cada sistema de reforço.

Sendo o objectivo desta análise a avaliação dos resultados obtidos por cada sistema de forma a ser identificado o mais eficaz e que será posteriormente implementado na estrutura física, não deve ser considerada a série de acção mais gravosa. Por conseguinte, pela avaliação da resposta à acção sísmica do tipo I segundo X em deslocamentos absolutos do tabuleiro, apresentada no capítulo 7, foi evidenciada a série que provoca uma resposta estrutural média, tendo sido essa a seleccionada para ser considerada nesta análise.

- Estrutura Não Reforçada

Em seguida serão apresentados os resultados obtidos para a estrutura não reforçada.

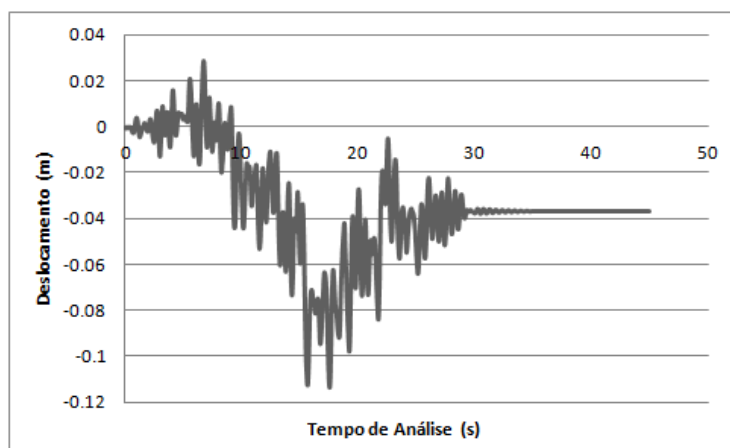


Figura 8.8: Deslocamento absoluto do Tabuleiro.

Verifica-se através da figura 8.8 que ocorre a cedência dos elementos de ligação, desenvolvendo-se um deslocamento residual no tabuleiro de 3,6cm.

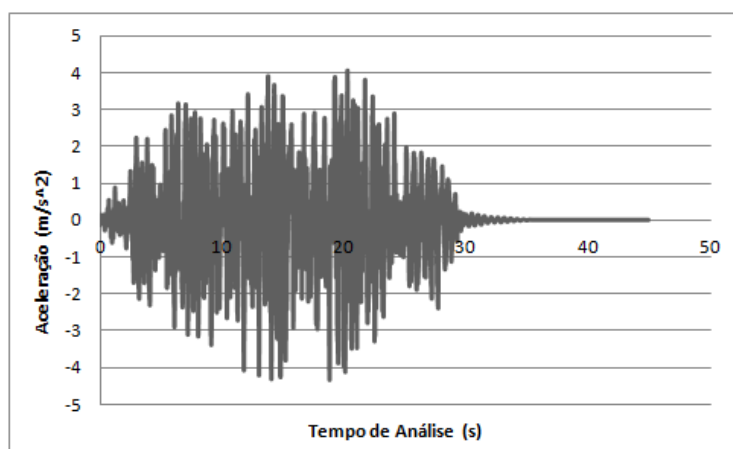


Figura 8.9: Aceleração do tabuleiro.

Através da figura 8.9, observa-se a evolução da resposta em acelerações para o tabuleiro, verificando-se que é atingido um valor máximo de aproximadamente 4  $m/s^2$ .

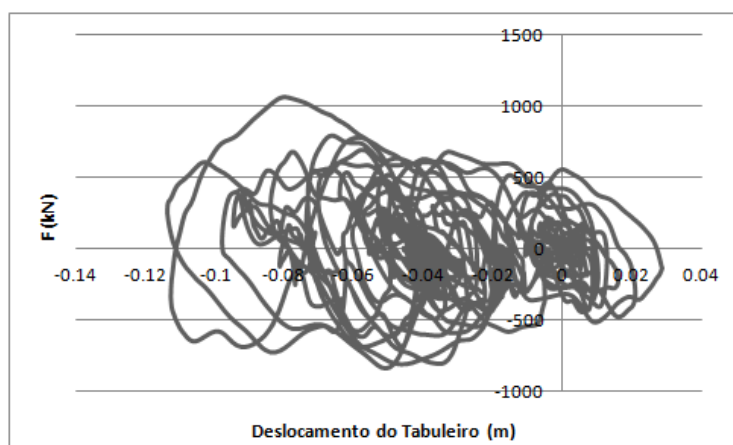


Figura 8.10: Força de corte basal.

Pela da figura 8.10, identifica-se a dissipação de energia desenvolvida pela estrutura, devido à cedência de elementos estruturais.

- Estrutura Reforçada

Em seguida serão apresentados os resultados obtidos para a estrutura reforçada por cada sistema de protecção sísmica.



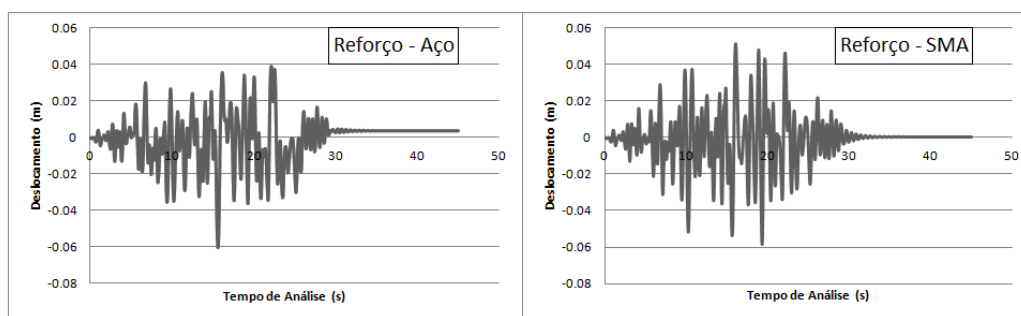


Figura 8.11: Deslocamento absoluto do Tabuleiro.

Pela figura 8.11, identifica-se que a resposta em deslocamentos para a estrutura reforçada é muito melhorada. Ambos os sistemas de reforço levam à redução da amplitude dos deslocamentos absolutos desenvolvidos pelo tabuleiro, sendo também diminuído substancialmente o valor de deslocamento residual. Verifica-se que com a utilização do sistema composto pelo material SMA, após o término da acção o tabuleiro não apresenta qualquer deslocamento residual, ao contrário do que é observado para o outro sistema. Tal facto pode ser explicado pela característica superelástica do material SMA, permitindo a recuperação da sua posição inicial sem o desenvolvimento de deformações residuais. Deste modo, constata-se que o dispositivo composto por SMA, não se altera, permanecendo activo após a ocorrência de um sismo.

Note-se que, aquando do estudo da resposta estrutural composta pelos sistemas de protecção sísmica, não importa apenas avaliar a diminuição dos deslocamentos, mas também identificar esse decréscimo em relação à aceleração. Tal deve-se à relação entre a aceleração e a força, que para a diminuição da resposta em acelerações, ocorre uma diminuição do desenvolvimento das forças internas nos elementos estruturais.

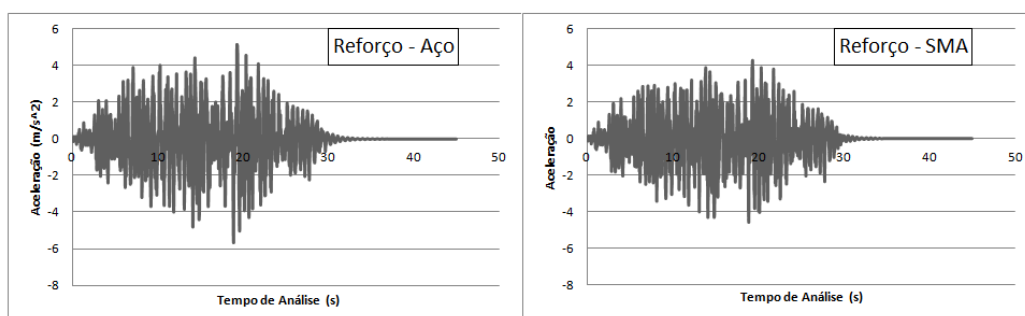


Figura 8.12: Aceleração do tabuleiro.

Através da figura 8.12 verifica-se que a resposta em aceleração obtida pelo tabuleiro, para os dois sistemas é muito semelhante, no entanto, o sistema composto por aço de alta resistência apresenta valores ligeiramente superiores.

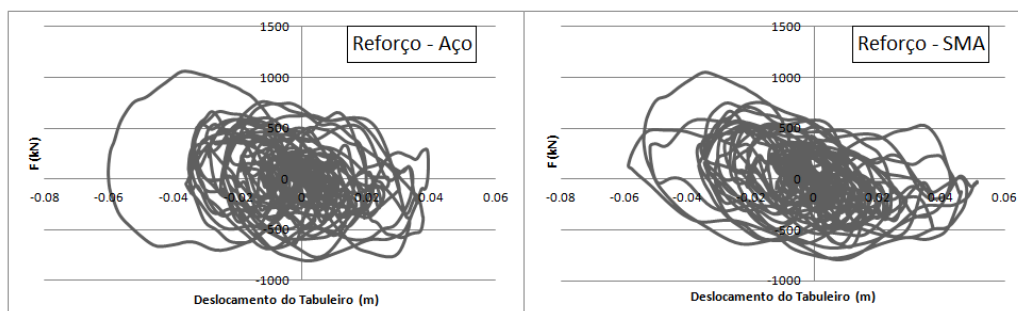


Figura 8.13: Força de corte basal.

Pela figura 8.13 observa-se que a estrutura reforçada, apresenta uma dissipação energética muito semelhante entre os diferentes sistemas. No entanto, através do dispositivo composto por SMA observa-se uma ligeira superior dissipação da quantidade de energia.

## 8.4 Conclusões

Neste capítulo foram apresentados os dois sistemas de reforço sísmico considerados para a implementação no PP3141, o sistema composto por barras de aço de alta resistência e o sistema composto por ligas com memória de forma.

Foi efectuada a descrição do comportamento das ligas com memória de forma. Este material desenvolve uma modificação molecular, devido à alteração da temperatura (efeito de memória de forma) e/ou da aplicação de uma carga (efeito superelástico). Avaliou-se a influência da temperatura e da velocidade de carregamento sobre o comportamento histerético do SMA. Concluiu-se que para estruturas localizadas em Portugal, sujeitas a acções sísmicas de frequências entre 0.2 a 4 Hz, o ciclo histerético do material não sofre alterações significativas.

De seguida foram apresentadas as considerações tidas em conta aquando do dimensionamento e modelação dos dispositivos. Para o dimensionamento foram considerados os critérios expostos pelo EC8 e a participação da resistência fornecida pelos elementos de ligação constituintes da estrutura. Para a modelação do sistema composto por ligas com memória de forma foi considerado o modelo constitutivo apresentado por Fugazza.

A estrutura composta pelos sistemas de protecção passiva, foi sujeita à acção sísmica do tipo I segundo X. Os resultados obtidos, para ambos os sistemas, apresentaram uma evidente melhoria da resposta estrutural a esta acção, tendo sido mitigados os problemas identificados pela estrutura não reforçada.

No entanto, as diferenças entre os sistemas de protecção são pouco evidentes. Apenas relativamente à resposta em deslocamentos, o sistema composto pelas ligas apresentou uma melhoria superior, tendo sido identificada a sua competência para recuperar a posição inicial (reposicionamento), não desenvolvendo extensão residual. Deste modo, este sistema não se danifica após ser sujeito a uma acção sísmica, mantendo-se activo para realizar a sua função aquando da ocorrência de acções posteriores, em especial dinâmicas. Estes resultados e conclusões foram obtidos para uma acção sísmica regulamentar, no entanto suspeita-se que se a acção sísmica considerada apresentasse uma intensidade superior, seria mais evidente a eficiência do sistema composto pelas ligas com memória de forma em detrimento do sistema composto pelas barras de aço de alta resistência.

Deste modo, aconselha-se a implementação na estrutura física do sistema de reforço sísmico composto por SMA, possibilitando o desenvolvimento de uma resposta estrutural dinâmica mais adequada à acção sísmica.



## Capítulo 9

# Conclusão e Trabalhos Futuros

### 9.1 Resumo

Nesta dissertação foi avaliada a resposta dinâmica do passadiço pedonal PP3141 à acção sísmica regulamentar. Esta avaliação estrutural deve-se à combinação dos seguintes factores, a sua composição maioritária por elementos pré-fabricados de betão armado, dimensionados segundo normas que já não se encontram vigentes, e a sua localização.

O passadiço pedonal PP3141 foi dimensionado tendo em conta as normas RSA/REBAP que já se encontram ultrapassadas, estando em vigor a norma europeia, Eurocódigo 8. Deste modo, foi efectuada uma comparação entre as duas normas, pela apresentação dos parâmetros que definem a acção sísmica, de modo a evidenciar disparidades existentes. De seguida, foi efectuada uma comparação dos espectros de resposta apresentados por ambas as normas.

Recorrendo-se ao programa computacional *OpenSees*, foi efectuada a modelação do PP3141 em elementos finitos, através da qual foi possível realizar um modelo mais realista, recorrendo à não-linearidade física e geométrica. Deste modo, foi considerado um comportamento não-linear para os materiais, e foi tido em conta os efeitos de segunda ordem desenvolvidos para os elementos verticais. Para a modelação do comportamento dos elementos de ligação foi considerado o efeito de ferrolho, tendo sido limitada a força de corte a transmitir entre os elementos.

Foi realizada uma campanha experimental ao passadiço pedonal, tendo sido efectuados ensaios de vibração ambiental, através dos quais foi possível identificar o comportamento dinâmico actual praticado pela estrutura. Através dos parâmetros dinâmicos obtidos por simulação numérica e via experimental, foi possível validar o modelo desenvolvido, pela consideração do coeficiente MAC. Para tal, foi necessário efectuar a calibração do modelo, uma vez que este apresentava uma superior rigidez segundo Z.

Após a obtenção de um modelo calibrado, foram executadas análises sísmicas, sendo estas definidas através da consideração de 10 acelerogramas artificiais,

gerados de acordo com o EC8, segundo cada uma das direcções ortogonais horizontais X e Z (sistema de coordenadas global do programa), para a acção sísmica mais condicionante do tipo I.

Para a definição dos acelerogramas, foram tidos em conta os parâmetros necessários para a correcta definição do espectro de resposta elástico apresentado pelo EC8: a zona sísmica, associado ao tipo de sismo, a classe de importância da estrutura, o tipo de terreno considerado para o solo de fundação e o coeficiente de amortecimento. A classe de importância foi definida tendo em conta a necessidade de existência da estrutura após a ocorrência de um sismo, e a sua localização. Assim, foi considerada para a classe de importância III e não II, como seria de esperar. Tal deve-se à rodovia que se situa sob o passadiço, que estabelece a ligação a diversas estruturas de importância vital para a protecção civil em caso de ocorrência de um sismo, nomeadamente o Aeroporto Internacional de Faro, o Hospital Distrital de Faro, o Hospital de Santa Maria de Faro e a Universidade do Algarve. Deste modo, o colapso desta estrutura põe em causa o funcionamento de uma importante via de comunicação, a EN 125. Para a classificação do tipo de solo de fundação, foi considerado o tipo C, definido através dos resultados obtidos por um estudo geológico-geotécnico efectuado a 150 m do PP3141. Tendo em conta o referido pelo EC8, foi considerado um espectro elástico de resposta composto por um amortecimento viscoso de 5%.

As análises dinâmicas foram realizadas para dois modelos do PP3141, diferenciados apenas pela modelação dos elementos de ligação, por forma a evidenciar a importância da consideração do efeito de ferrolho para o dimensionamento dos elementos de ligação. Um modelo é composto por elementos de ligação que têm em conta este fenómeno, e o outro é constituído por elementos de ligação que não o consideram.

Através da comparação dos resultados sísmicos obtidos por ambos os modelos, foi identificado que se este fenómeno não fosse considerado, ocorreria o colapso da ligação, desenvolvendo-se a formação de rótulas plásticas nos ferrolhos e simultaneamente o esmagamento local do betão envolvente. Tal acontecimento poderia levar ao descalçamento do tabuleiro, ocorrendo o colapso estrutural.

Através da análise da resposta estrutural, para o modelo em que os elementos de ligação consideram o efeito de ferrolho, foi identificado um deficiente comportamento sísmico, tendo sido obtidos deslocamentos residuais de 15 cm para o tabuleiro, segundo a sua direcção longitudinal. Deste modo, evidenciou-se a necessidade de implementar um sistema de protecção sísmica que melhorasse o comportamento dinâmico estrutural, e em especial que garantisse a ligação entre os elementos pilar e o tabuleiro, diminuindo o deslocamento residual desenvolvido e prevenindo um possível futuro descalçamento do tabuleiro.

Foram utilizados dois sistemas de protecção sísmica, um com recurso a barras de aço de alta resistência e outro através da consideração de ligas com memória de forma (SMA). O primeiro sistema referido, foi considerado por representar a

técnica mais utilizada, apresentando um custo inferior. No entanto apresenta uma baixa capacidade de reposicionamento, característica essencial para efectuar de forma eficaz a ligação entre dois elementos. O segundo sistema apresenta características de excelência para o seu emprego como dispositivo de reforço. O material SMA demonstra uma elevada capacidade dissipativa, uma grande capacidade de deformação (6-8%), a recuperação da posição inicial, quer por variação de temperatura (efeito de memória de forma) ou por descarga (efeito superelástico), e uma excelente resistência à fadiga. No entanto, o comportamento deste material é influenciado por diversos parâmetros, sendo a sua modelação complexa. Deste modo, foi avaliada a influência da variação da temperatura e da velocidade de carregamento sobre o comportamento histórico do SMA, concluindo-se que para estruturas localizadas em Portugal, sujeitas a acções sísmicas de frequências entre 0.2 a 4 Hz, o ciclo histórico do material não sofre alterações significativas. Para a modelação das ligas, foi considerado o modelo constitutivo de Fugazza.

Os dispositivos foram dimensionados, tendo em consideração os critérios expostos pelo EC8 e a participação da resistência fornecida pelos elementos de ligação constituintes da estrutura. De seguida foram efectuadas análises sísmicas não-lineares para a estrutura composta por cada sistema de reforço, considerando a série de acelerações que provoca uma resposta estrutural média, segundo a direcção mais gravosa, X.

## 9.2 Conclusões

Através da comparação entre as normas, foi identificado que a norma vigente apresenta um maior rigor quanto à definição da acção sísmica e aos métodos de cálculo sugeridos.

Concluiu-se pela comparação entre os espectros de resposta obtidos para a estrutura em análise, segundo a norma de dimensionamento (RSA) e pela norma vigente (EC8), que o valor espectral da acção apresentada para as características do PP3141 pela norma europeia é superior para qualquer tipo de acção sísmica I ou II. Deste modo, constatou-se que seria necessário efectuar uma avaliação da sua resposta a esta acção.

Após a realização do modelo numérico, que foi executado tendo em conta os desenhos técnicos constituintes do projecto do PP3141, foi identificada a necessidade de efectuar a sua calibração, em especial do seu comportamento segundo a direcção Z. Após a sua calibração manual, foi possível obter um modelo numérico que representa de forma consistente a resposta actual do passadiço pedonal PP3141, obtendo-se resultados numéricos mais fiáveis.

Foi evidenciada a importância do correcto dimensionamento das ligações, e da consideração do efeito de ferrolho para os casos adequados.

Através da avaliação da resposta estrutural verificou-se a necessidade de implementar um sistema de reforço sísmico que garantisse a ligação entre os elementos pilar e o tabuleiro.

Após a aplicação de dois sistemas de reforço sísmico ao modelo do PP3141, e a avaliação dos resultados obtidos pela estrutura composta por cada dispositivo de reforço, verificou-se que esta apresentou um melhor comportamento sísmico para ambos os sistemas. No entanto, o sistema composto pelo material SMA, demonstra uma superior eficiência, observada pela resposta estrutural, em particular através do seu reposicionamento após o termino da acção sísmica, não possuindo um deslocamento residual. Deste modo, conclui-se o sistemas de reforço sísmico composto pelas ligas com memória de forma deve ser implementado no passadiço pedonal.

### 9.3 Trabalhos Futuros

Relativamente aos trabalhos futuros a desenvolver, podem ser referidos os seguintes aspectos:

- Recomenda-se a realização de testes experimentais na zona de ligação, por forma a identificar o seu real comportamento. Deste modo, será assim possível modelar numericamente o comportamento exacto, obtendo-se resultados ainda mais realistas;
- Aconselha-se a implementação, num espaço temporal reduzido, de um sistema de protecção sísmico, nomeadamente o sistema composto por dispositivos com ligas de memória de forma (SMA) estudado nesta dissertação e verificada a sua eficiência;
- Realizar a avaliação exposta nesta dissertação para os restantes 16 passadiços pedonais que integram o projecto SUPERB, e averiguar a necessidade de implementação de sistemas de protecção sísmica que melhorem a sua resposta à acção regulamentar.



## Referências bibliográficas

- [1] *BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 5400, PART 2, APPENDIX C. Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges*, 1978.
- [2] *STRUCTURAL VIBRATION SOLUTIONS APS. SVS - ARTeMIS Extractor - Release 5.3.*, Aalborg - Denmark, 2011.
- [3] *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1*, Abril 2004.
- [4] *RSA: Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto-Lei n:235/83, Lisboa, 31 de Maio de 1983.
- [5] *REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Decreto-Lei n:349-c/83, de 30 Julho e Decreto-Lei n:128-99, Lisboa, 21 de Abril.
- [6] *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1*, Março de 2010.
- [7] *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, November 2005.
- [8] ALLEMANG, R.: *The Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty Years of Use and Abuse*. Sound and Vibration, Pages 14-21, August 2003.
- [9] ANDERSEN, P.: *Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models*. Tese de Doutoramento, University of Aalborg, Department of Building Technology and Structural Engineering, Denmark, 1997.
- [10] ANDRAWES, B. e R. DESROCHES: *Effect of hysteretic properties of superelastic shape memory alloys on the seismic performance of structures*. Structural Control and Health Monitoring, Volume 14, Pages 301-320, 2006.
- [11] ANDRAWES, B. e R. DESROCHES: *Comparison Between Shape Memory Alloy Restrainers and and Other Bridge Retrofit Devices*. ASCE Journal of Bridge Engineering, 010706QBE, 2007.
- [12] AURICCHIO, F., D. FUGAZZA e R. DESROCHES: *Earthquake Performance of Steel Frames with Nitinol braces*. Journal of Earthquake Engineering, Volume 10, Special Issue 1, Pages 1-22, March, 2006.

- [13] B., ANDRAWES e R. DESROCHES: *Effect of ambient temperature on the hinge opening in bridges with shape memory alloy seismic restrainers*. Engineering Structures, Volume 29, Pages 2294-2301, 2007.
- [14] BENDAT, J. e A. PIERSOL: *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. 4th edition ed. Wiley, 2010.
- [15] BENDAT, J. e A. PIERSOL: *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*. 2nd edition ed. Wiley - Interscience, Nova Jersey - USA, 1993.
- [16] BRINCKER, R. e C. VENTURA: *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System*. Tese de Doutorado, UCB: University of British Columbia, Vancouver - Canada, 1993.
- [17] BRINCKER, R., C. VENTURA e P. ANDERSEN: *Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition*. Em IMAC XIX, Kissimmee, USA, 2001.
- [18] BRINCKER, R., L. ZHANG e P. ANDERSEN: *Modal Identification from Ambient Responses Using Frequency Domain Decomposition*. Em IMAC XVIII, San Antonio, USA, 2000.
- [19] BRITISH STANDARDS INSTITUTION: *BS 8110, PART 1, Structural Use of Concrete - Code of Practice for Design and Construction*, Londres - Inglaterra, 1985.
- [20] BRUNEAU, M.: *Seismic Retrofit of Steel Structures*. VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Tlaxcala, México, Septiembre de 2004.
- [21] Bulletins fib: *Structural connections for precast concrete buildings*, 2007.
- [22] CAETANO, E.: *Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais*. Tese de Doutorado, FEUP : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992.
- [23] CARVALHAL, F., C. COSTA e F. AZEVEDO: *Elementos de Sistemas e de Análise e Processamento de Sinais*, 1989.
- [24] CASAL, B.: *Ligações Entre Betões de Idades Diferentes Aplicações Diversas*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Julho de 2011.
- [25] CEB-FIP: *Model Code 1990 - design code*, 1990.
- [26] CEB-FIP: *CEB Bulletin No. 238*, 1997.
- [27] CEB-FIP: *Model Code 2010*, September 2011.
- [28] CHOPRA, K.: *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 1999.

- [29] CHRISTOPOULOS, C.: *Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation*. Journal of Structural Engineering ASCE, Volume 134(1), Pages 96-107, 2008.
- [30] CISMASIU, C. e F. SANTOS: *Experimental dynamic characterization and finite element updating of footbridge structures (Preprint submitted to Engineering Structures)*. UNIC/FCT/UNL.
- [31] CLOUGH, R. e J. PENZIEN: *Dynamics of structures*, McGraw-Hill, March, 1993.
- [32] COLOMBO, Project Coordinator: Dr.: *Deliverable 5.1 - Calibrated programs for structural analysis*, 2012.
- [33] Construção, S.A. CIVIBRAL Sistemas de: *Projecto da Passagem Superior de Peões ao Km 000+420, EN 125-10*, Agosto, 2003.
- [34] CUNHA, A. e E. CAETANO: *Experimental modal analysis of civil engineering structures*. Sound and Vibration (June 2006), Pages 12-20.
- [35] CUNHA, A. e E. CAETANO: *Reanálise dos ensaios dinâmicos da Ponte Vasco da Gama com base no Método de Identificação Estocástica por Sub-Espaços*. SÍSMICA 2004 - VI Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [36] DEBS, M., A. MIOTTO e A. DEBS: *Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete*. Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, Volume 163, Issue 1, Pages 41-51, 2010.
- [37] DESROCHES, R. e M. DELEMONT: *Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys*, Engineering Structures, Volume 24, Pages 325-332, 2002.
- [38] DESROCHES, R., T. PFEIFER, R. LEON e T. LAM: *Full-Scale Tests of Seismic Cable Restrainer Retrofits for Simply Supported Bridges*. ASCE Journal of Bridge Engineering, 1084-0702(2003)8:4(191), 2003.
- [39] DOLCE, M.: *Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications 2. Austenite NiTi wires subjected to tension*. International Journal of Mechanical Sciences, Volume 43, Pages 2657-2677, 2001.
- [40] DOLCE, M., D. CARDONE e R. MARNETTO: *Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 29(7), Pages 945-968, Julho 2000.
- [41] E. PATOOR, et al.: *Shape memory alloys, Part I: General properties and modeling of single crystals*. Mechanics of Materials. Mechanics of Materials, Volume 38, Issue 5-6, Pages 391-429, May 2006.
- [42] EDWIN, H.: *Precast concrete connections*, ed. The Aberdeen Group, 1971.

- [43] ELLIOTT, K.: *Precast Concrete Structures*. Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, UK, 2002.
- [44] FELBER, A.: *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System*. Tese de Doutorado, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
- [45] FILIPPOU, F., P. POPOV e V. BOTERO: *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints*. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- [46] FUGAZZA, D.: *Shape-memory alloy device in earthquake engineering: mechanical properties, constitutive modelling and numerical simulations*. Tese de Mestrado, Rose School, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Pavia - Italy, 2003.
- [47] GADE, S., B. M. OLLER, H. HERLUFSEN e H. KONSTANTIN-HANSEN: *Frequency Domain Techniques for Operational Modal Analysis*. Skodsborgvej 307, DK2850 Nærum, Denmark. Company: Brüel and Kjær Sound and Vibration Measurements A/S.
- [48] GUERREIRO, L.: *Espectro de Resposta - R.S.A.* <<http://www.civil.ist.utl.pt/luisg/rsa.htm>>.
- [49] GUERREIRO, L.: *A Borracha na Concepção Anti-sísmica - Textos*. FEUP : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dezembro 2003.
- [50] GUERREIRO, L.: *Danos em Pontes devido á acção sísmica - Textos de Apoio*. IST: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Fevereiro de 2011.
- [51] GUERREIRO, L.: *Accão sísmica - Textos sobre engenharia sísmica de pontes*. IST: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa - Portugal, Fevereiro 2011.
- [52] JLUND-RASMUSSEN, B. HØ: *Load carrying capacity of transversely loaded bolts and dowels imbedded in concrete*. Bygningsstat. Medd., 1963.
- [53] KIRKEGAARD, P. e P. ANDERSEN: *State Space Identification of Civil Engineering Structures from Output Measurements, IMAC XV*. Kissimmee, USA, 1997.
- [54] LIANG, C. e A. ROGERS: *One-dimensional thermomechanical constitutive relations for shape-memory materials*. Journal of Intelligent Systems and Structures, April 1990 Volume 1 no. 2, Pages 207-234.
- [55] LOOV, R. e A. PATNAIK: *Horizontal Shear Strenght of Composite Concrete Beams with Rough Interface*. PCI Journal, Volume 39, no 1, Pages 48-69, 1994.

- [56] LOPES, H.: *Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP, Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Novembro 2007.
- [57] LÚCIO, V.: *Estruturas de Betão Armado I. - Aulas Teóricas*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Monte da Caparica, Setembro, 2009.
- [58] M., DELEMONT e DESROCHES R.: *Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys*. Engineering Structures, Volume 24, Pages 325-332, 2002.
- [59] MAGALHAES, F., A. CUNHA e E. CAETANO: *Ensaios Dinâmicos de Viadutos Ferroviários: Automatização de procedimentos de ensaios e processamento*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, 2007, Volume 14, Pages 1-11.
- [60] MAZZONI, S., F. MCKENNA, M. SCOTT e G. FENVES: *OpenSees Command Language Manual*. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), July, 2006.
- [61] MCCORMICK, J., R. DESROCHES e et al.: *Structural Engineering with NiTi. Part II: Mechanical Behavior and Scaling*. ASCE Journal of Bridge Engineering, 009709QEM, 2006.
- [62] MCCORMICK, J., R. DESROCHES e et al.: *Structural Engineering with NiTi.I: Basic Materials Characterization*. ASCE Journal of Bridge Engineering, 008709QEM, 2006.
- [63] MCKENNA, F. e G. FENVES: *OpenSees Command Language Manual, Version 1.1*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, January, 2000.
- [64] MENDES, P. e OLIVEIRA S.: *Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada De Modelos De Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos*. Tese de Mestrado, LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa - Portugal, 2004.
- [65] MENDONÇA, J. e ALMEIDA: *Memória Descritiva e Justificativa de Passagens Superiores de Peões com Componentes Pré-Fabricados em Betão e Metálicos*. EP: Estradas De Portugal, S.A., Lisboa - Portugal, Novembro 2010.
- [66] MENKULASI, F.: *Horizontal shear connectors for precast prestressed bridge deck panels*. Tese de Doutoramento, Virginia Polytechnic Institute and State University, August 2002.
- [67] NEGRO, P. e G. TONIOLO: *JRC SCIENTIFIC AND POLICY REPORTS - Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions*, 2012.

- [68] NEWMARK, N.: *A Method of Computation for Structural Dynamics*. Journal of Engineering Mechanics Division (1959), Pages 67-94.
- [69] OVERSCHEE, P. e MOOR B.: *Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.
- [70] OVERSCHEE, P. e B. MOOR: *Subspace Algorithm for the Stochastic Identification Problem, Automatica, N. 29, Volume 3, Pages 649-660*, 1993.
- [71] OVERSCHEE, P. e B. MOOR: *Subspace Algorithm for the Stochastic Identification Problem, 30th IEEE Conference on Decision and Control*, Brighton, UK, 1991.
- [72] PEETERS, B.: *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. Tese de Doutoramento, Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, Belgium, 2000.
- [73] PEREIRA, J.: *Métodos probabilísticos em engenharia sísmica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1974.
- [74] PEREIRA, L.: *Ligas com memória de forma - Características e aplicações em engenharia civil*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Março de 2011.
- [75] PREUMONT, A.: *A Method for the Generation of Artificial Earthquake Accelerograms*. Nuclear Engineering and Design, Volume 59 (1980), Pages 357-368, February 1980.
- [76] PRIDHAM, B. e J. WILSON: *Subspace Identification of Vincent Thomas Suspension Bridge Ambient Vibration Data, IMAC XX*. Los Angeles, USA, 2002.
- [77] RAMOS, A. M. P.: *Estruturas de Betão Armado II. - Aulas Teóricas*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Monte da Caparica, 2011.
- [78] REYNOLDS, D.: *Nonlinear thermodynamic model for phase transitions in shape memory alloys wires*. Tese de Doutoramento, Rice University, 2003.
- [79] RIBEIRO, F.: *Análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos sísmicos consecutivos*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2011.
- [80] RODRIGUES, J.: *Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- [81] RÔLO, R.: *Geração de pares de sismos compatíveis com um Espectro de Resposta*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2009.

- [82] SANTOS, F.: *Vibration control with shape-memory alloys in civil engineering structures*. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2011.
- [83] SANTOS, F. e C. CORNELIU: *Unseating prevention of bridge superstructure using SMA based restraining systems*. Centro de Investigação em Estruturas e Construção - UNIC (Preprint submitted to Engineering Structures), 2013.
- [84] SANTOS, F. e C. CORNELIU: *Comparison between two SMA constitutive models for seismic applications*. Journal of Vibration and Control, Volume 16(6), Pages 897-914, April, 2010.
- [85] SANTOS, P.: *Assessment of the Shear Strength*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra, Coimbra, 2009.
- [86] SANTOS, P., F. SANTOS, C. CISMASIU e M. DA SILVA: *Relatório n2 - Projecto PTDC/ECM/117618/2010*. UNIC/FCT/UNL, Fevereiro de 2013.
- [87] SANTOS, P., F. SANTOS, C. CISMASIU e M. DA SILVA: *Relatório n1 - Projecto PTDC/ECM/117618/2010*. UNIC/FCT/UNL, Outubro de 2012.
- [88] SCOTT, M.: *CE 537 - Nonlinear Structural Analysis*. Oregon State University, April, 2012.
- [89] SHING, B. e T. TANABE: *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Under Seismic Loads*. ASCE Publications, 2001.
- [90] SÓLNES, J.: *Stochastic Processes and Random Vibrations*. ed. Wiley, Chichester 1997.
- [91] SYSCOM Instruments SA, Switzerland: *User Manual: MR2002 - CE*.
- [92] TANAKA, K., S. KOBAYASHI e Y. SATO: *Thermomechanics of transformation pseudoelasticity and shape memory effect in alloys*. International Journal of Plasticity, Volume 2, Pages 59-72, 1986.
- [93] TILLY, G., D. CULLINGTON e R. EYRE: *Dynamic behaviour of footbridges*, IABSE Surveys (1984), Pages 26-84.
- [94] VALENTIM, N.: *Análise do Comportamento Dinâmico em Pontes Pedonais*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Dezembro de 2012.
- [95] VARUM, H.: *Modelo Numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Tese de Mestrado, FEUP : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Novembro de 1995.
- [96] ČERVENKA, V., L. JENDELE e J. ČERVENKA: *ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory*. Cervenka Consulting Ltd., Praga, Março 2012.

- [97] VOS, E.: *Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete. A numerical and experimental approach*. Tese de Doutorado, Delf University of Technology, The Netherlands, 1983.
- [98] WELCH, P.: *The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: a method based on time averaging over short, modified periodograms*. *Audio and Electroacoustics, IEEE Transactions on*, Volume 15(2), Pages 70–73, 1967.
- [99] WHEELER, J.: *Prediction and control of pedestrian induced vibrations in footbridges*, *J. Struc Div. ASCE* 108 (1982), Pages 2045-2065.
- [100] YASSIN, M.: *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*. Tese de Doutorado, University of California, Berkeley, 1994.
- [101] ZILCH, K. e R. REINECKE: *Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks*. FIB International Symposium on High Performance Concrete, Orlando, USA, Pages 25-27, September 2000.