



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO  
Universidade Técnica de Lisboa

# **Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes**

**Carlos Luís de Oliveira Serra**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**

## **Júri**

Presidente: Doutor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Vogal: Doutora Rita Nogueira Leite Pereira Bento

Orientador: Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Outubro de 2008



## **Agradecimentos**

Ao Professor Luís Guerreiro pelo apoio e disponibilidade na elaboração da dissertação, pela confiança depositada no meu trabalho e pelo conhecimento transmitido, que ultrapassa o domínio académico.

Ao Engenheiro Perry da Câmara e ao Engenheiro Carlos Vieira por aceitarem e apoiarem o desenvolvimento desta dissertação em paralelo com a actividade de projecto e pelos conselhos prestados nas mais variadas áreas da Engenharia Civil.

À Engenheira Carla Marchão a constante disponibilidade e amizade demonstradas ao longo do tempo.

Ao Engenheiro David Murta pelo grande apoio e interesse pelo tema da dissertação comprovado nas discussões sobre o comportamento de pontes.

Ao Professor Mário Lopes o auxílio prestado na compreensão de alguns fenómenos inerentes ao comportamento sísmico.

À Professora Rita Bento pela oportunidade de participar no Workshop sobre Métodos de Análise Não Linear para Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais.

Ao Professor Rui Pinho pelo apoio bibliográfico em alguns artigos da sua autoria.

Aos familiares e amigos que me apoiaram.



## Resumo

Nas duas últimas décadas a alteração das mentalidades em relação à determinação dos efeitos da acção sísmica tem-se vindo a intensificar com propostas voltadas para a avaliação do comportamento e tomando como base os deslocamentos em detrimento das forças que se desenvolvem na estrutura. Esta mudança resulta, em parte, das novas filosofias de verificação da segurança à acção sísmica, implementadas em determinados regulamentos. Os níveis de desempenho, em concordância com os níveis de acção sísmica, definem o comportamento predefinido com grandes preocupações de controlo de dano, incorporando os custos de manutenção e reparação nas equações de dimensionamento.

A presente dissertação pretende auxiliar, de forma prática, a incorporação de novas metodologias de avaliação de desempenho nos procedimentos correntes.

As metodologias correspondem, na sua maioria, a análises estáticas não lineares onde a estrutura é levada a percorrer vários níveis de deformação pela imposição de uma carga horizontal crescente. Dado que o comportamento fisicamente não linear encontra-se contemplado no modelo de cálculo é possível observar o desenvolvimento da plasticidade pela estrutura e avaliar a capacidade de deformação disponível.

Como procedimentos apoiados na análise estática não linear, apresentam-se o Método N2 (N2), o Método do Espectro de Capacidade (CSM), o Método Adaptativo do Espectro de Capacidade (ACSM), o Método dos Coeficientes de Deslocamento (DCM). Numa abordagem diferente das anteriores, discute-se também a Metodologia de Dimensionamento baseada em Deslocamentos (DDBD) dadas as suas características muito particulares e fundamentação claramente apoiada em deslocamentos.

Os exemplos utilizados abrangem alguns casos correntes de obras de pequena a média dimensão em betão armado e permitiram o estudo do comportamento de algumas características particulares, como o viés, a irregularidade da estrutura e as ligações do tabuleiro aos pilares. Por seu lado, a utilização das características médias das propriedades dos materiais possibilitou o desenvolvimento de algumas questões relacionadas com a avaliação do desempenho destes casos reais e a extrapolação para o panorama geral, no que diz respeito a Obras de Arte correntes, em Portugal.

Palavras-chave: desempenho sísmico, pontes, viadutos, metodologias de análise, análise estática não linear



## **Abstract**

On the last two decades seismic behaviour assessment turned from force based analysis to displacement based criteria. This change is, in part, a consequence of new seismic safety evaluation philosophy, implemented in some design codes. The performance levels, in accordance with the seismic action intensity, define a predefined behaviour, where damage control, maintenance and repair costs are taken into account.

The purpose of this work is to provide some practical support in to incorporation of new performance based methodologies in current procedures.

These methodologies are mainly nonlinear static analysis, where structure deformation levels were imposed through the application of an increasing lateral horizontal load. Since the nonlinear material behaviour is modelled, it is possible to follow the plasticity development throughout the structure and assess the available deformation capacity.

Procedures supported by nonlinear static analysis as the N2 Method, the Capacity Spectrum Method (CSM), the Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM) and the Displacement Coefficient Method (DCM) are presented. The Direct Displacement Based Design (DDBD) is also discussed due to its particular characteristics and the basis clearly sustained on displacements.

The presented examples include some current reinforced concrete bridges of small to medium dimension and allowed the analysis of the influence of some characteristics like the skewness , the structures irregularities and the type of connection between the deck and the piers. The use of the mean values of the material properties enabled the development of some questions about the performance assessment of these real examples and the extrapolation to some general conclusions, concerning common bridges and viaducts in Portugal.

Key words: seismic performance, bridges, analysis methodologies, nonlinear static analysis





# Índice

Capítulo 1 - Introdução	1.1
Capítulo 2 - Avaliação do Desempenho Sísmico	2.3
2.1. Estado da Arte da Avaliação do Desempenho de Estruturas	2.3
2.1.1. Introdução	2.3
2.1.2. Métodos de Análise Disponíveis	2.4
2.1.3. Conceito de Desempenho e Evolução de Mentalidades	2.6
2.1.4. Aplicação da Avaliação do Desempenho	2.8
2.2. Tipos de Análise	2.9
2.2.1. Análise Estática Linear	2.11
2.2.2. Análise Dinâmica Linear	2.13
Análise por Espectro de Resposta	2.13
Integração Directa	2.14
2.2.3. Análise Estática Não Linear	2.15
2.2.4. Análise Dinâmica Não Linear – Time History	2.17
2.3. Metodologias de Análise para a Avaliação do Desempenho	2.18
2.3.1. Metodologia de Dimensionamento Baseada em Forças - Force-Based Design (FBD) e FBD Modificada	2.18
2.3.2. Método N2 – N2 Method (N2)	2.19
2.3.3. Método do Espectro de Capacidade - Capacity Spectrum Method (CSM)	2.23
2.3.4. Método Adaptativo do Espectro de Capacidade - Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)	2.28
2.3.5. Método dos Coeficientes de Deslocamento - Displacement Coefficient Method (DCM)	2.31
2.3.6. Metodologia de Dimensionamento baseada em Deslocamentos - Displacement-Based Design Method (DDBD)	2.35
2.3.7. Outras variantes	2.38
Capítulo 3 - Aplicação dos Conceitos de Desempenho Sísmico e de Análise Não Linear a Pontes	3.41
3.1. Introdução	3.41
3.2. Considerações na Modelação da estrutura	3.41
3.2.1. Aspectos gerais	3.41
3.2.2. Modelação das Fundações	3.43
Fundações Directas	3.43

Fundações Indirectas	3.44
3.2.3. Modelação do comportamento fisicamente não linear	3.46
Modelos de comportamento não linear de flexão	3.47
Construção da lei de comportamento das secções	3.47
Definição do comprimento de rótula plástica	3.49
Efeito do confinamento	3.51
3.2.4. Aspectos particulares à modelação de Obras de Arte	3.53
3.2.5. Definição dos passos necessários à modelação	3.53
3.3. Considerações na Metodologia de Análise	3.54
3.3.1. Introdução	3.54
3.3.2. Considerações gerais	3.54
Condições iniciais	3.54
Simulação do comportamento não linear	3.55
Representação da Acção Sísmica	3.56
3.3.3. Análise Estática Não Linear	3.57
Escolha da metodologia	3.57
Modelação do comportamento não linear das secções	3.59
Configuração dos carregamentos	3.59
Idealização do Espectro de Capacidade	3.60
Interpretação dos resultados	3.62
3.3.4. Análise Dinâmica Não Linear	3.63
Capítulo 4 - Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes em Portugal	4.67
4.1. Introdução	4.67
4.2. Caracterização das Obras	4.68
4.3. Caracterização da Acção Sísmica	4.71
4.4. Resultados da Análise Estática Não Linear	4.74
4.4.1. Método do Espectro de Capacidade - Capacity Spectrum Method (CSM)	4.74
4.5. Comparação entre a Análise Estática e Dinâmica Não Linear	4.110
4.5.1. Conclusões	4.115
4.6. Avaliação do Desempenho Sísmico	4.115
Capítulo 5 - Conclusões	5.121
Referências Bibliográficas	127

*Lista de Anexos*

Anexo A – Caracterização das Obras de Arte em Estudo

Anexo B – Cálculo das Leis de Comportamento ( $M-\chi$ )

Anexo C – Resultados da Análise Estática Não Linear

Anexo D – Cálculo dos Factores de Modificação, C0, C1, C2

Anexo E – Construção das Leis de Comportamento das Secções Transversais



## Índice de Figuras

Figura 2.1 – Esquema da definição do processo de análise de pontes, adaptado de [Priestley et al., 1996]	2.3
Figura 2.2 – Comportamento Sísmico adaptado de [ECS, 2005]	2.13
Figura 2.3 – Exemplo de curva de capacidade com o efeito “Sawtooth”	2.17
Figura 2.4 – Idealização bilinear elastoplástica perfeita da relação $F^* - d^*$ [ECS, 2003]	2.21
Figura 2.5 – Representação gráfica do método N2 adaptado de [ECS, 2003]	2.23
Figura 2.6 – Cálculo do Amortecimento. Procedimento exacto	2.25
Figura 2.7 – Cálculo do Amortecimento. Procedimento aproximado proposto pelo ATC-40	2.25
Figura 2.8 – Esquema representativo do procedimento A	2.28
Figura 2.9 – Idealização da relação entre força basal e deslocamentos pelo FEMA 356 [ASCE, 2000]. Rigidez após cedência positiva (Esq.), Rigidez após cedência negativa (Dir.).	2.31
Figura 2.10 – Definição do deslocamento de cedência e do deslocamento último, adaptado de [Priestley, 2000]	2.35
Figura 2.11 – Fundamentos do Displacement-Based Design Method, adaptado de [Priestley et al., 2007]	2.36
Figura 3.1 – Esquema ilustrativo da rigidez de cada grau de liberdade	3.44
Figura 3.2 – Exemplo de uma solução de fundações indirectas e de uma sondagem (PI12B1) (Esq) e Cálculo da rigidez do sistema maciço-estaca-solo (Dir)	3.45
Figura 3.3 – Esquema das relações entre tensões e deformações numa secção genérica	3.47
Figura 3.4 – Discretização da secção transversal em fatias	3.48
Figura 3.5 – Ilustração da construção do diagrama Momento-Curvatura real (em cima) e idealizado (em baixo)	3.49
Figura 3.6 – Curvatura de cedência, curvatura plástica e comprimento de rótula plástica, adaptado de EC8-2, Anexo E [ECS, 2005]	3.50
Figura 3.7 – Esquema representativo das dispensas num pilar	3.52
Figura 3.8 – Representação do comportamento das rótulas plásticas. Introdução do valor absoluto (Esq.). Introdução da relação com os valores de cedência (Dir.)	3.55
Figura 3.9 – Comportamento hysterético adoptado	3.56
Figura 3.10 – Comparação entre idealização sem rigidez pós-cedência (Esq.) e com rigidez pós-cedência (Dir.) – Exemplo 1	3.61
Figura 3.11 – Comparação entre idealização sem rigidez pós-cedência (Esq.) e com rigidez pós-cedência (Dir.) – Exemplo 2	3.61
Figura 3.12 – Cálculo do amortecimento	3.64
Figura 4.1 – Corte Longitudinal e Transversal de PI12B1	4.68

Figura 4.2 – Corte Longitudinal e Transversal de PS12D	4.68
Figura 4.3 – Corte Longitudinal e Transversal de PS12E	4.69
Figura 4.4 – Corte Longitudinal e Transversal de VIADUTO	4.69
Figura 4.5 – Corte Longitudinal de PI14	4.69
Figura 4.6 – Corte Transversal da PI14	4.69
Figura 4.7 – Corte Longitudinal de PI14a	4.69
Figura 4.8 – Corte Transversal da PI14a	4.70
Figura 4.9 – Corte Longitudinal do VIADUTO DE MESSEJANA (1)	4.70
Figura 4.10 – Corte Longitudinal do VIADUTO DE MESSEJANA (2)	4.70
Figura 4.11 – Corte Transversal do VIADUTO MESSEJANA	4.70
Figura 4.12 – Imagem do modelo numérico de PI12B1	4.74
Figura 4.13 - Imagem do modelo numérico de PS12D	4.80
Figura 4.14 - Imagem do modelo numérico de PS12E	4.84
Figura 4.15 – Imagem do modelo numérico do VIADUTO	4.89
Figura 4.16 - Imagens do modelo numérico de PI14 Esq	4.92
Figura 4.17 - Imagens do modelo numérico de PI14a Esq	4.96
Figura 4.18 - Imagem do modelo numérico de MESSEJANA	4.103
Figura 4.19 – Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 da PI12B1	4.116
Figura 4.20 - Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 da PI14 Esq	4.117
Figura 4.21 - Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 de MESSEJANA	4.117
Figura 5.1 – Comparação Dimensionamento e Verificação da Segurança	5.124

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Tabela com os objectivos de desempenho preconizados em VISION 2000 [Melro, 2006]	2.6
Tabela 2.2 - Combinação de Níveis de Desempenho de Elementos Estruturais e Não Estruturais, adaptado de [ATC-40, 1996]	2.7
Tabela 2.3– Tabela Resumo dos Tipos de Análise disponíveis e as suas aplicações, adaptado de [Priestley et al., 1996]	2.10
Tabela 2.4 – Comparação dos parâmetros de conversão no Método N2 e no Capacity Spectrum Method (CSM – ACT-40)	2.24
Tabela 2.5 – Tabela para a determinação do factor de correcção do amortecimento, $\kappa$ , adaptado de [ATC-40, 1996].	2.26
Tabela 2.6 – Comparação entre os métodos CSM e ACSM	2.30
Tabela 2.7 – Factores de Modificação, $C_0$ , $C_1$ , $C_2$ , $C_3$	2.33
Tabela 3.1 – Cálculo dos valores de rigidez de interacção de fundações directas com o solo [ATC-40, 1996]	3.44
Tabela 4.1 – Acção Sísmica e Tipo de Terreno utilizados em cada Obra	4.72
Tabela 4.2 - Parâmetros de caracterização da Acção Sísmica	4.72
Tabela 4.3 – Características Dinâmicas de PI12B1	4.74
Tabela 4.4 - Análise dos resultados da PI12B1	4.77
Tabela 4.5 - Características Dinâmicas de PS12D	4.80
Tabela 4.6 – Análise dos resultados da PS12D	4.81
Tabela 4.7 - Características Dinâmicas de PS12E	4.84
Tabela 4.8 – Análise dos resultados da PS12E	4.86
Tabela 4.9 - Características Dinâmicas de VIADUTO	4.89
Tabela 4.10 – Análise dos resultados do VIADUTO	4.90
Tabela 4.11 - Características Dinâmicas de PI14 Esq	4.92
Tabela 4.12 – Análise dos resultados do PI14 Esq	4.94
Tabela 4.13 - Características Dinâmicas de PI14a Esq	4.96
Tabela 4.14 – Análise dos resultados do PI14 aEsq	4.97
Tabela 4.15 - Características Dinâmicas de MESSEJANA	4.102
Tabela 4.16 – Análise dos resultados de MESSEJANA	4.104
Tabela 4.17 – Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI12B1)	4.110

Tabela 4.18 – Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI12B1)	4.111
Tabela 4.19 – Comparação directa do ponto de desempenho para PI12B1	4.111
Tabela 4.20 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)	4.112
Tabela 4.21 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PS12D)	4.112
Tabela 4.22 – Comparação directa do ponto de desempenho para PS12D	4.113
Tabela 4.23 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)	4.113
Tabela 4.24 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI14 Esq)	4.114
Tabela 4.25 - Comparação directa do ponto de desempenho para PI14 Esq	4.115



## Índice de Gráficos

Gráfico 4.1 – Representação da acção sísmica Tipo 1.2, Terreno Tipo B	4.72
Gráfico 4.2 - Representação da acção sísmica Tipo 1.3, Terreno Tipo C	4.73
Gráfico 4.3 – Representação da acção sísmica Tipo 2.3, Terreno Tipo C	4.73
Gráfico 4.4 – Representação da acção sísmica Tipo 2.4, Terreno Tipo B	4.73
Gráfico 4.5 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PI12B1 – Sistema MDOF	4.75
Gráfico 4.6 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PI12B1 – Sistema SDOF	4.75
Gráfico 4.7 - Análise <i>Pushover</i> Transversal de PI12B1 – Sistema MDOF	4.76
Gráfico 4.8 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de PI12B1 – Sistema SDOF	4.76
Gráfico 4.9 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme	4.78
Gráfico 4.10 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo	4.78
Gráfico 4.11 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme	4.79
Gráfico 4.12 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – 1ºModo	4.79
Gráfico 4.13 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PS12D – Sistema SDOF	4.80
Gráfico 4.14 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de PS12D – Sistema SDOF	4.81
Gráfico 4.15 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme	4.82
Gráfico 4.16 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo	4.82
Gráfico 4.17 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme	4.83
Gráfico 4.18 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – 1ºModo	4.83
Gráfico 4.19 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PS12E – Sistema SDOF	4.84
Gráfico 4.20 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de PS12E – Sistema SDOF	4.85
Gráfico 4.21 – Estudo paramétrico da influência do módulo de elasticidade do solo na análise longitudinal – Configuração Uniforme	4.85
Gráfico 4.22 – Estudo paramétrico da influência do módulo de elasticidade do solo na análise transversal – Configuração Uniforme	4.86

Gráfico 4.23 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13B – Uniforme	4.87
Gráfico 4.24 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13B – 1ºModo	4.87
Gráfico 4.25 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23B – Uniforme	4.88
Gráfico 4.26 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23B – 1ºModo	4.88
Gráfico 4.27 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de VIADUTO – Sistema SDOF	4.89
Gráfico 4.28 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de VIADUTO – Sistema SDOF	4.89
Gráfico 4.29 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme	4.91
Gráfico 4.30 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo	4.91
Gráfico 4.31 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme	4.91
Gráfico 4.32 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – 1ºModo	4.92
Gráfico 4.33 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PI14 Esq – Sistema SDOF	4.93
Gráfico 4.34 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de PI14 Esq – Sistema SDOF	4.93
Gráfico 4.35 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 12B – Uniforme	4.95
Gráfico 4.36 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 12B – 1ºModo	4.95
Gráfico 4.37 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 24B – Uniforme	4.95
Gráfico 4.38 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 24B – 1ºModo	4.96
Gráfico 4.39 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de PI14a Esq – Sistema SDOF	4.97
Gráfico 4.40 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de PI14a Esq – Sistema SDOF	4.97
Gráfico 4.41 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – Uniforme	4.98
Gráfico 4.42 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – 1ºModo	4.99
Gráfico 4.43 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – Uniforme	4.99

Gráfico 4.44 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – 1ºModo	4.100
Gráfico 4.45 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – Uniforme	4.100
Gráfico 4.46 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – 1ºModo	4.101
Gráfico 4.47 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – Uniforme	4.101
Gráfico 4.48 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – 1ºModo	4.102
Gráfico 4.49 - Análise <i>Pushover</i> Longitudinal de MESSEJANA – Sistema SDOF	4.103
Gráfico 4.50 – Análise <i>Pushover</i> Transversal de MESSEJANA – Sistema SDOF	4.103
Gráfico 4.51 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – Uniforme	4.105
Gráfico 4.52 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – 1ºModo	4.105
Gráfico 4.53 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – Uniforme	4.106
Gráfico 4.54 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – 1ºModo	4.106
Gráfico 4.55 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – Uniforme	4.107
Gráfico 4.56 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – 1ºModo	4.107
Gráfico 4.57 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – Uniforme	4.107
Gráfico 4.58 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – 1ºModo	4.108
Gráfico 4.59 - Influência da escolha do ponto de controlo – Análise <i>Pushover</i> Transversal, Configuração Uniforme – MESSEJANA (Ver Figura 4.9 e 4.10)	4.109
Gráfico 4.60 – Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI12B1)	4.110
Gráfico 4.61 – Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI12B1)	4.111
Gráfico 4.62 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)	4.112
Gráfico 4.63 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PS12D)	4.113

Gráfico 4.64 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI14 Esq)	4.114
Gráfico 4.65 - Comparação entre os resultados da Análise <i>Pushover</i> Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI14 Esq)	4.114
Gráfico 4.66 – Análise global de PI12B1	4.116
Gráfico 4.67 - Análise global de PI14 Esq	4.117
Gráfico 4.68 - Análise global de MESSEJANA	4.118

## Lista de Siglas

ACSM – *Adaptive Capacity Spectrum Method*;

ADRS – *Acceleration-Displacement Response Spectra* (Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento);

ATC – *Applied Technology Council*;

CEB – *Comite Euro-International du Béton*;

CSM – *Capacity Spectrum Method*;

DCM – *Displacement Coefficient Method*;

DDBD – *Displacement-Based Design Method*;

DLS – *Damage Limit State* (Eurocódigo 8);

ELU – Estado Limite Último (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes);

ELUt – Estado Limite de Utilização (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes);

FBD – *Force-Based Design*;

FEMA – *Federal Emergency Management Agency*;

MDOF – *Multiple Degrees of Freedom*;

MPA – *Modal Pushover Analysis*;

NCHRP – *National Cooperative Highway Research Program*;

NEHRP – *National Earthquake Hazard Reduction Program*;

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;

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

SDOF – *Single Degree of Freedom*;

SEAOC – *Structural Engineeres Association of California* (Associação de Engenheiros de Estruturas da Califórnia);

THA – *Time History Analysis*;

ULS – *Ultimate Limite State* (Eurocódigo 8).



# Lista de Símbolos

## Letras Gregas Maiúsculas

$\Delta_d$  – deslocamento equivalente máximo ou de dimensionamento;

$\Delta_i$  – deslocamento do nó  $i$ ;

$\Delta_{i,k}$  – deslocamento no nó  $i$  para o passo  $k$  (Método ACSM);

$\Delta_{roof}$  – deslocamento no topo da estrutura;

$\Gamma$  – factor de transformação de um sistema MDOF para um sistema SDOF;

$\psi_{E,i}$  – coeficiente de combinação para acção variável  $i$  ( $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$ ).

## Letras Gregas Minúsculas

$\alpha$  - relação entre a rigidez elástica equivalente,  $K_e$ , e a rigidez pós-cedência, para curva de capacidade bilinear idealizada;

$\epsilon_c$  – extensão no aço;

$\epsilon_c$  – extensão no betão;

$\epsilon_g$  – extensão no centro de massa

$\epsilon_y$  – extensão de cedência do aço;

$\chi$  – curvatura da secção;

$\chi_u$  – curvatura total da secção;

$\chi_y$  – curvatura de cedência da secção;

$\delta_t$  - deslocamento objectivo, *target displacement* (Método DCM);

$\{\Phi\}$  – vector que determina a configuração de deslocamentos;

$\Phi_{estaca}$  – diâmetro da estaca;

$\Phi_{j1}$  – amplitude do modo 1 no nível  $j$ ;

$\eta$  – factor de correcção do amortecimento com o valor unitário para um amortecimento de 5%;

$\varphi$  - factor que depende do tipo de acção variável e do piso em questão;

$\kappa$  – parâmetro que tem em consideração a aproximação dos ciclos histeréticos a um paralelograma (Método CSM);

$\mu$  – coeficiente de Poisson do solo;

$\mu$  – ductilidade, relação entre o máximo deslocamento e o deslocamento correspondente à cedência;

$\theta_{p,u}$  – capacidade de rotação da rótula plástica;

$\theta_u$  – capacidade de rotação total na secção;

$\theta_y$  – capacidade de rotação correspondente à cedência da secção;

$\sigma_c$  – tensão no betão;

$\sigma_s$  – tensão no aço;

$\sigma_s^i$  – tensão na armadura correspondente à camada  $i$ ;

$\omega_i$  – frequência angular do modo  $i$ ;

$\xi$  – amortecimento total;

$\xi_h$  – amortecimento hysterético;

$\xi_i$  – amortecimento relativo ao modo  $i$  ou ao pilar  $i$ ;

$\xi_0$  – amortecimento elástico.

### **Letras Árabes Maiúsculas**

$A$  – área de betão;

$A_{\text{ciclo}}$  – área definida por um ciclo hysterético;

$A_{\text{rect}}$  – área definida pelo rectângulo envolvente dos ciclos hysteréticos;

$B$  – dimensão da sapata em planta segundo o eixo longitudinal;

$[C]$  – matriz de amortecimento material do sistema;

$C_m$  – factor de massa efectiva (Método DCM);

$C_{\text{so}}$  – módulo de reacção do solo;

$C_{\text{ST}}$  – parâmetro definido em função do período efectivo (Dwairi et al., 2007);

$E_D$  – energia dissipada por amortecimento;

$E_{\text{so}}$  – energia de deformação elástica;

$E_{\text{cm}}$  – módulo de elasticidade do betão secante para  $f_{\text{cm}}$ ;

$E_{\text{co}}$  – módulo de elasticidade tangente do betão para  $\epsilon_c = 0$ ;

$E_{\text{ct}}$  – módulo de elasticidade tangente do betão;

$E_s$  – módulo de elasticidade da camada de solo em questão;

$E_{\text{sh}}$  – módulo de elasticidade do aço no troço de endurecimento;

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço;

$F^*$  – força basal equivalente do sistema SDOF (Método N2);

$G$  – módulo de distorção do solo;

$G_{k,i}$  – massa resultante da acção permanente  $j$ ;

$[K]$  – matriz de rigidez do sistema;



$K_e$  – rigidez efectiva na direcção em consideração;  
 $K_e$  – rigidez secante no ponto de deslocamento máximo,  $\Delta_d$  (Método DDBD);  
 $K_i$  – rigidez da estrutura na direcção em análise;  
 $L$  – dimensão da sapata em planta segundo o eixo transversal ou distância entre a secção da rótula plástica e o ponto de momento nulo no pilar;  
 $L_p$  – comprimento da rótula plástica;  
 $[M]$  – matriz de massa do sistema;  
 $M$  – momento-flector;  
 $M_c$  – parcela de momento flector relativo ao betão;  
 $M_s$  – parcela de momento flector relativo à armadura;  
 $N$  – esforço normal ou esforço axial;  
 $N_c$  – parcela de esforço normal relativo ao betão;  
 $N_s$  – parcela de esforço normal relativo à armadura;  
 $Q_{k,i}$  – massa correspondente à acção variável  $i$ ;  
 $\{P\}$  – vector de forças exteriores aplicadas;  
 $\{R\}$  – vector das forças internas;  
 $R$  – mede a relação entre a acção e o valor definido para a cedência (Método DCM);  
 $R_{\mu}$  – factor de redução;  
 $S$  – parâmetro relativo ao tipo de solo;  
 $S_a$  – aceleração espectral para o período efectivo,  $T_e$  (Método DCM);  
 $S_{ae}$  – aceleração espectral elástica;  
 $S_{ai}$  – aceleração espectral no ponto  $i$  do espectro de capacidade (Método CSM);  
 $S_{api}$  – aceleração espectral correspondente ao valor máximo (Método CSM);  
 $S_{ay}$  – aceleração espectral correspondente ao ponto de cedência;  
 $S_{de}$  – deslocamento espectral elástico;  
 $S_{di}$  – deslocamento espectral no ponto  $i$  do espectro de capacidade;  
 $S_{dpi}$  – deslocamento espectral correspondente ao valor máximo (Método CSM);  
 $S_{dy}$  – deslocamento espectral correspondente ao ponto de cedência;  
 $T^*$  – período do sistema equivalente SDOF;  
 $T_B, T_C$  – limites do troço correspondente à aceleração constante;  
 $T_C$  – período característico da acção sísmica, corresponde ao período de transição entre o domínio de aceleração constante e velocidade constante do espectro de resposta;  
 $T_D$  – período a partir do qual começa o troço do espectro com deslocamentos constantes;

$T_e$  – período efectivo da estrutura na direcção em análise (Método ACSM);  
 $T_e$  – período fundamental equivalente do sistema SDOF (Método DDBD);  
 $T_i$  – período fundamental correspondente à direcção em análise;  
 $T_S$  – período característico do espectro de resposta correspondente à passagem da zona de aceleração constante para velocidade constante (Método DCM);  
 $V$  – força basal do sistema MDOF;  
 $V_B$  – força basal total na estrutura;  
 $V_{b,k}$  – força Basal para o passo  $k$  (Método ACSM);  
 $V_i$  – esforço transversal no pilar  $i$ ;  
 $V_i$  – força basal no ponto  $i$  da curva de capacidade;  
 $V_y$  – força basal correspondente à cedência;  
 $W$  – peso da estrutura para a combinação de acções em questão.

### **Letras Árabes Minúsculas**

$a$  – aceleração na base;  
 $a_g$  – aceleração de dimensionamento do solo,  $a_g = a_{gR} \gamma_I$ ;  
 $d$  – altura útil da secção transversal;  
 $d^*$  – deslocamento equivalente do sistema SDOF (Método N2);  
 $d_{bL}$  – diâmetro dos varões de aço utilizados;  
 $d_t$  – deslocamento no ponto de controlo do sistema MDOF;  
 $f_{cm}$  – valor médio da tensão de rotura por compressão do betão;  
 $f_{su}$  – valor da tensão correspondente à rotura do aço;  
 $f_{sy}$  – valor da tensão correspondente à cedência do aço;  
 $f_{yk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço;  
 $g$  – aceleração da gravidade ( $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ );  
 $k$  – factor de modificação para ter em consideração situações especiais relativas a condições regionais ( $k=1$ );  
 $m^*$  – massa equivalente do sistema SDOF (Método N2);  
 $m_e$  – massa equivalente ou efectiva (Método DDBD);  
 $m_i$  – massa do nó  $i$ ;  
 $n$  – número de nós dotados de massa;  
 $p$  – factor que traduz a intensidade da acção;  
 $\{u\}$  – vector de deslocamentos;

$\ddot{u}_t$  - aceleração no instante t (m/s<sup>2</sup>);

$\dot{u}_t$  - velocidade no instante t (m/s);

$u_t$  - deslocamentos no instante t (m);

$\ddot{u}_{t+\Delta t}$  - aceleração no instante t+  $\Delta t$  (m/s<sup>2</sup>);

$\dot{u}_{t+\Delta t}$  - velocidade no instante t+ $\Delta t$  (m/s);

$u_{t+\Delta t}$  - deslocamentos no instante t+ $\Delta t$  (m);

$w_j$  – peso associado ao nível N;

$y$  – distância ao eixo de referência paralelo ao eixo de rotação da secção;

$y_s^i$  – posição da armadura correspondente à camada i em relação ao eixo de referência paralelo ao eixo de rotação da secção.



# Capítulo 1 - Introdução

Este trabalho surge como parte integrante do currículo do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, resultante da reestruturação do processo de Bolonha implementado no Instituto Superior Técnico. Deste modo, tem como propósito o desenvolvimento de capacidades teóricas e técnicas do corpo estudantil formado nesta escola. Em paralelo com o primeiro objectivo e de igual importância, as dissertações oferecem a oportunidade de crescimento de conhecimento em diferentes áreas da Engenharia Civil e permite abrir os horizontes para além do projecto.

O projecto de investigação abordado na presente dissertação diz respeito exactamente a novas formas de encarar o comportamento das estruturas.

A avaliação do desempenho das estruturas constitui prática comum no processo de dimensionamento e de projecto. A cada decisão tomada estão subjacentes hipóteses e conceitos que determinam o comportamento esperado da estrutura. No entanto, segundo os procedimentos tradicionais essas hipóteses restringem-se a determinadas situações, consideradas correntes em projecto. Com o desenvolvimento tecnológico dos últimos anos e as crescentes necessidades sociais, económicas e estéticas, surgiram novos desafios de Engenharia que levaram à exploração mais rigorosa do campo não linear e das capacidades de deformação da estrutura. Associado a este facto, a avaliação formal do desempenho das estruturas ganha terreno nos novos regulamentos e no próprio processo de dimensionamento.

As preocupações relativas aos conceitos de desempenho sísmico relacionam-se intimamente com o contexto político, social e económico em que se vive. As políticas de prevenção sísmica em países onde o risco sísmico é mais elevado começam a ter maior peso no discurso actual. Em resposta a essas preocupações, a Engenharia contribui para que se obtenha, para além de um controlo dos efeitos da acção sísmica, ou seja, verificação da segurança, a optimização dos recursos tendo em atenção a sua importância e o seu significado nos custos globais a longo prazo. A partir deste ponto surge o conceito de desempenho sísmico e as novas metodologias orientadas directamente para o controlo do dano originado por diferentes níveis de acção sísmica, levando para segundo plano a resistência e a rigidez.

No caso deste trabalho, houve a preocupação de concentrar as atenções nas Obras de Arte correntes espalhadas ao longo das grandes vias de comunicação. As Obras de Arte correntes apesar de, por vezes, a sua dimensão ser pequena, apresentam-se como elementos chave na operacionalidade do sistema viário. Por outro lado, vários condicionalismos muito particulares tornam o seu comportamento muito próprio, em comparação com outras obras.

Assim, os objectivos deste trabalho dividem-se em duas vertentes. A primeira diz respeito à apresentação de alguns dos métodos de análise disponíveis actualmente e relacioná-los com as novas exigências e mudanças de mentalidade referidas. O segundo objectivo compromete-se na

aplicação desses métodos de análise a diversos casos reais, possibilitando algumas conclusões sobre o desempenho deste tipo de estruturas.

No Capítulo 2 estabelecem-se alguns princípios de metodologias de análise. Neste capítulo faz-se a distinção entre Análises Estáticas e Dinâmicas, e Análises Lineares e Não Lineares, seguida de uma exposição das algumas metodologias às quais se pode recorrer para a avaliação do desempenho de uma estrutura.

No Capítulo 3 encontram-se os conceitos inerentes à aplicação dos métodos a pontes. A modelação da estrutura, incluindo a modelação do comportamento não linear, as hipóteses associadas a cada situação e a interpretação dos resultados são alguns dos pontos abordados.

O Capítulo 4 consiste na exposição dos resultados obtidos da aplicação de um método de análise estática não linear a sete Obras distintas em termos geométricos, utilizando diferentes hipóteses de cálculo. Por outro lado, efectuou-se a comparação destes resultados com os resultados de uma análise dinâmica não linear de forma a obter mais conclusões sobre a aplicabilidade de cada processo de análise. Por fim é feita a avaliação do desempenho sísmico de algumas obras.

No Capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais deste trabalho, tanto no que diz respeito às vantagens e desvantagens de cada método como na avaliação preliminar de algumas tipologias de Obras de Arte correntes em Portugal.

## Capítulo 2 - Avaliação do Desempenho Sísmico

### 2.1. Estado da Arte da Avaliação do Desempenho de Estruturas

#### 2.1.1. Introdução

O dimensionamento de uma estrutura e a avaliação do seu comportamento têm na sua origem os mesmos fundamentos, as principais diferenças resultam da abordagem e nos objectivos finais distintos. Na prática comum de projecto os objectivos centram-se na determinação das características físicas apoiadas em hipóteses de comportamento e os modelos de cálculo centram-se na determinação dos efeitos elásticos da acção. No processo de avaliação é necessário uma correcta quantificação da resposta da estrutura face à acção imposta.

Em [Priestley et al., 1996], os autores apresentam um esquema resumo que reúne os aspectos mais importantes da diferença referida anteriormente. Em função dos objectivos, definição dos efeitos da acção sísmica ou avaliação da capacidade da estrutura, são tomadas algumas considerações que determinam os procedimentos seguintes em termos de análise e, por sua vez, os parâmetros resultantes dos cálculos.

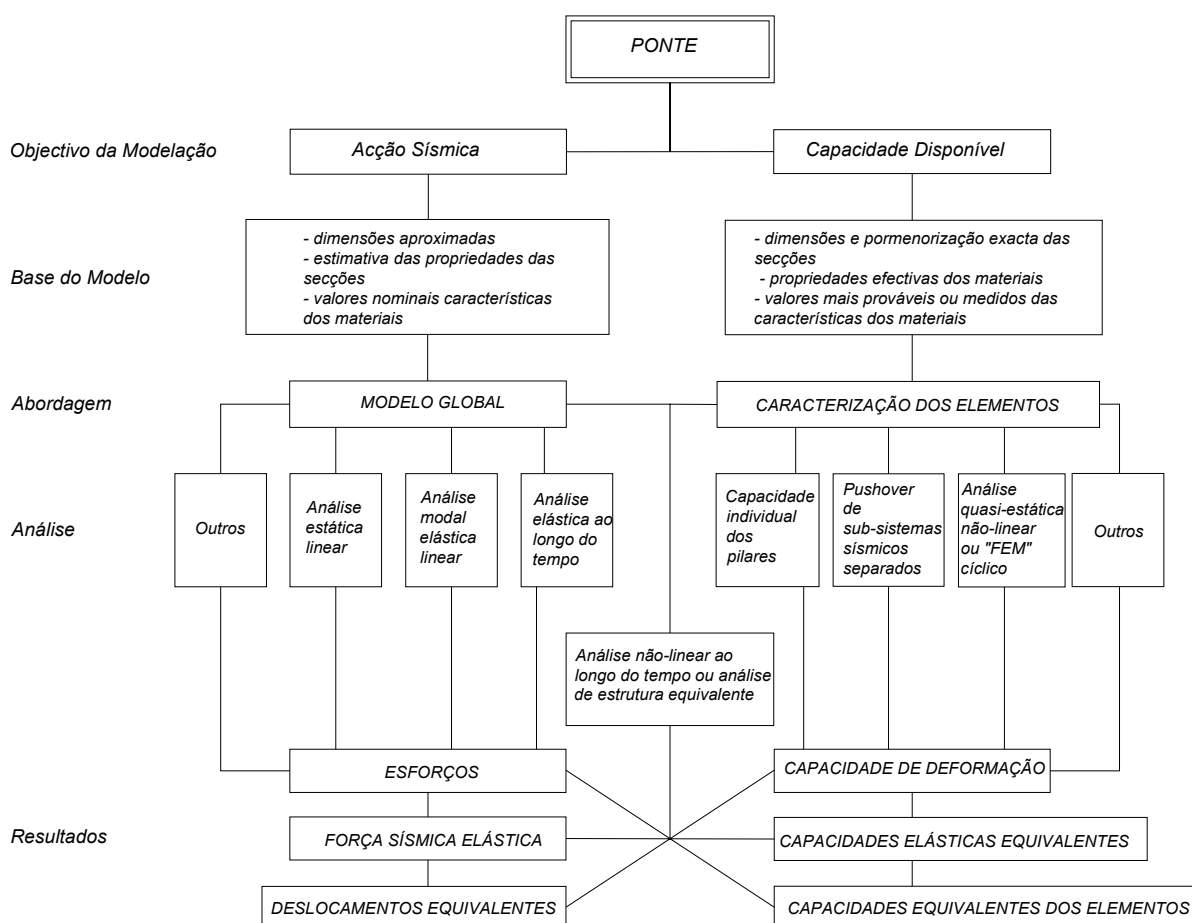


Figura 2.1 – Esquema da definição do processo de análise de pontes, adaptado de [Priestley et al., 1996]

### **2.1.2. Métodos de Análise Disponíveis**

Neste momento e de acordo com a regulamentação em vigor em Portugal [RSA, 1983] e [REBAP, 1983] é possível efectuar um número restrito de análises que não foram concebidas para responder às novas tendências de análise centradas na definição dos níveis de desempenho e controlo de danos.

Na determinação dos efeitos da acção sísmica, o Regulamento de Segurança e Acções, RSA [RSA, 1983] determina a utilização de métodos de análise dinâmica com a hipótese de comportamento linear da estrutura e posterior correcção dos resultados através dos coeficientes de comportamento. Por outro lado, para determinadas condições é possível a utilização de análises estáticas, consideradas como métodos simplificados (§ 2.2.1).

Quanto aos regulamentos que entrarão brevemente em vigor em Portugal, nos Eurocódigos [ECS, 2003], [ECS, 2005] são recomendados alguns métodos de análise e quais os procedimentos associados. O método de referência consiste na análise modal por espectro de resposta, no entanto, é possível optar pelo método das forças laterais equivalentes caso sejam respeitadas algumas condições, como por exemplo, uma fraca contribuição dos modos de ordem elevada na resposta da estrutura ou a classificação da estrutura como regular em altura. Para se efectuar uma análise modal por espectro de resposta, as condições necessárias são semelhantes às impostas pelo REBAP e RSA.

Para além disso, os Eurocódigos permitem uma alternativa aos métodos de análise linear e referem explicitamente as análises estáticas e dinâmicas não lineares como alternativas. O regulamento chama a atenção para os cuidados na definição da acção sísmica (EC8-1 [ECS, 2003]), nas leis constitutivas utilizadas (EC8-2, ANEXO E [ECS, 2005]) no método de interpretação dos resultados (EC8-2, ANEXO H) e nas verificações ao estabelecimento das condições de segurança (EC8-1/2).

A referência a este tipo de análises opcionais é reforçada pelo EC8-2 no que diz respeito a pontes irregulares. Nestes casos, a utilização dos coeficientes de comportamento tabelados no processo de dimensionamento baseado nos esforços elásticos pode deixar de fazer sentido, devido a incertezas quanto à sequência de formação das rótulas plásticas em pontes irregulares, principalmente após a primeira cedência.

Obviamente que a mudança generalizada para metodologias baseadas em deslocamentos é gradual e envolve inúmeros factores que têm de ser tidos em conta. Os exemplos onde esta nova mentalidade está a ser patente constituem o relatório ATC-40 [ATC-40, 1996], da Associação de Transportes da Califórnia e os documentos FEMA-273 *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* e FEMA-356 *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* [ASCE, 2000] produzido pela Federal Emergency Management Agency para o NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program).

Assim, tendo como base de cálculo as análises estáticas não lineares surgem métodos distintos:

- Método N2, desenvolvido por Fajfar [1999], [2000], [ECS, 2003], [Bhatt, 2007], [Fajfar et al., 2008];



- Método do Espectro de Capacidade (CSM), referido no ATC-40 [1996] e em [Symans et al., 2003], [Freeman, 2008];
- Método Adaptativo do Espectro de Capacidade (ACSM), uma variante do CSM [Pinho et al., 2006], [Pinho e Casarotti, 2007], [Pinho et al., 2007], [Pinho et al., 2008];
- Método dos Coeficientes de Deslocamento (DCM), apresentado em FEMA-273 [ASCE, 2000].

De acordo com o ATC-40 é possível avaliar o desempenho de uma estrutura recorrendo ao *Capacity Spectrum Method* (Método do Espectro de Capacidade), desenvolvido originalmente por Freeman [ATC-40, 1996], [Freeman, 2008], [Symans et al., 2003] e que consiste numa abordagem gráfica onde a curva de capacidade da estrutura é sobreposta a um espectro de resposta reduzido. No caso de FEMA-273 e FEMA-356 [ASCE, 2000], recorre-se ao *Displacement Coefficient Method* (Método dos Coeficientes de Deslocamento) para determinar o nível de desempenho da estrutura a partir de um espectro inelástico de deslocamentos [Fajfar, 2000], [Symans et al., 2003].

Diferentes propostas têm sido apresentadas ao longo dos anos baseadas nestes dois métodos que permitiram sobrepor algumas dificuldades e melhorar tanto a sua aplicabilidade em termos práticos como a sua adaptação a diferentes estruturas.

De facto, apesar da sua formulação de cálculo ser genérica, a aplicabilidade dos métodos foi originalmente direccionada a edifícios e posteriormente adaptada a estruturas como as pontes e os viadutos. Este tipo de estruturas, por terem um comportamento distinto das estruturas de edifícios, requer algumas considerações particulares, essencialmente nas hipóteses de cálculo utilizadas [Symans et al., 2003], [Pinho e Casarotti, 2007].

ATC tem caminhado nesse sentido ao preparar um documento específico de aplicação da metodologia a pontes e viadutos, *Report 472 – Comprehensive Specifications for the Seismic Design of Highway Bridges*, inserido no *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)* e no *ATC-49 Project* [Symans et al., 2003].

Para além destes, o Método de Dimensionamento Baseado em Deslocamentos (DDBD) desenvolvido por Priestley permite estabelecer as relações entre os deslocamentos sísmicos e os restantes efeitos da acção sísmica [Priestley, 2000].

Este tipo de abordagens rompe radicalmente com as tradicionais considerações e hipóteses de dimensionamento. Pelo facto de se basearem primordialmente no desempenho das estruturas são designadas por metodologias baseadas em desempenho e todos os cálculos derivam do controlo de determinados parâmetros, como por exemplo, os deslocamentos [Priestley et al., 2007]. A partir da determinação destes parâmetros são obtidas as restantes características, necessárias à verificação da segurança.

### 2.1.3. Conceito de Desempenho e Evolução de Mentalidades

O conceito de desempenho sísmico consiste, em sentido lato, na avaliação da resposta global de uma estrutura face a um nível de acção sísmica, engloba diversos conceitos de controlo das características dos materiais, elementos e estrutura em geral. Normalmente é avaliado estabelecendo um conjunto de relações entre limites pré-definidos e características da estrutura para um dado nível da acção sísmica. Por exemplo, os deslocamentos limite no tabuleiro de uma ponte encontram-se relacionados directamente com os níveis de extensão admissíveis no aço e no betão.

A avaliação do desempenho tendo em atenção apenas alguns factores de risco é limitativo e pode subestimar o comportamento global. É da maior importância referir que a avaliação das tensões nas fundações, da capacidade dos aparelhos de apoio ou da existência de roturas frágeis são pontos fundamentais para o desempenho geral e podem ocorrer antes da rotura dúctil convencional, por flexão.

Na tentativa de introduzir nas novas regulamentações o maior número de conceitos directamente relacionado com o controlo do desempenho das estruturas, foi elaborado o documento VISION 2000 pela Associação de Engenheiros de Estruturas da Califórnia (SEAOC), em 1995 [Melro, 2006]. A grande referência consistiu numa tabela de correspondência entre níveis de desempenho, divididos entre Totalmente Operacional, Operacional, Salvaguarda de Vidas e Prevenção ao Colapso, e intensidades de acção sísmica, reflectidas em categorias: Sismo Freqüente, Sismo Ocasional, Sismo Raro e Sismo Muito Raro.

A referida tabela é apresentada de seguida e demonstra as situações que são desejáveis em função da importância das estruturas. Apresenta, como era de esperar um maior nível de exigência para estruturas com maior importância.

Tabela 2.1 - Tabela com os objectivos de desempenho preconizados em VISION 2000 [Melro, 2006]

Casualidade / Perigosidade Sísmica	Nível de Desempenho			
	Total. Operacional	Operacional	Salvaguarda de Vidas	Prevenção de Colapso
Freqüente (50% em 30 anos)				
Ocasional (50% em 50 anos)				
Rara (10% em 50 anos)				
Muito Rara (10% em 100 anos)				

Legenda:

	Objectivo de desempenho inaceitável
	Objectivo de desempenho para instalações correntes
	Objectivo de desempenho para instalações importantes ou perigosas
	Objectivo de desempenho para instalações críticas

Na continuação da aplicação dos conceitos de desempenho, em 1996 surge uma nova formulação proposta pelo ATC-40 [ATC-40, 1996] e pelo FEMA-356 [ASCE, 2000]. Esta proposta consiste em

definir o nível de desempenho a partir do comportamento exigido para elementos estruturais, definidos como SP-1 Ocupação Imediata, SP-2 Controlo de Danos, SP-3 Salvaguarda de Vidas, SP-4 Segurança Limitada, SP-5 Estabilidade Estrutural e SP-6 Não Considerado, e não estruturais, NP-A Operacional, NP-B Ocupação Imediata, NP-C Salvaguarda de Vidas, NP-D Perigos Reduzidos, NP-E Não Considerado. A

Tabela 2.2 - Combinação de Níveis de Desempenho de Elementos Estruturais e Não Estruturais, adaptado de [ATC-40, 1996]

Níveis de Desempenho em Elementos Não-Estruturais (NP)	Níveis de Desempenho em Elementos Estruturais (SP)					
	SP-1 Ocupação Imediata	SP-2 Controlo de Danos	SP-3 Salvaguarda de Vidas	SP-4 Segurança Limitada	SP-5 Estabilidade Estrutural	SP-6 Não Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado
NP-B Ocupação Imediata	1-B Ocup. Imediata	2-B	3-B	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado
NP-C Salvaguarda de Vidas	1-C	2-C	3-C Salv. De Vidas	4-C	5-C	6-C
NP-D Perigos Reduzidos	Não Recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Não Considerado			3-E	4-E	5-E Estab. Estrutural	Não Aplicável

Legenda:

	Níveis de Desempenho mais Comuns
	Outras Possíveis Combinações de Níveis de Desempenho
	Níveis de Desempenho Inaceitáveis ou Não Recomendados

A definição dos objectivos de desempenho é da responsabilidade do Dono de Obra em conjunto com o Projectista [Melro, 2006]. Uma vez formalizados os objectivos, existem parâmetros específicos a controlar e limites a cumprir, baseados na manutenção dos níveis de desempenho correspondente. Em edifícios, um exemplo da definição pormenorizada dos parâmetros de resposta a monitorizar, constitui a Tabela 11-1 em [ATC-40, 1996], onde para cada nível de desempenho pré-definido é descrito o grau de dano admitido, para cada tipo de elemento estrutural (pilares, vigas, lajes, paredes, fundações) e para os elementos não estruturais. Quanto à definição destes limites para o caso de Obras de Arte, ainda não existe especificação nos regulamentos mais recentes.

Deste modo, apesar de se encontrarem muito ligados ao controlo do desempenho sísmico em edifícios, estes mecanismos de definição de objectivos, os quais a estrutura deve cumprir, podem ser adaptados para a sua aplicação a obras de arte com alguns cuidados.

A evolução das mentalidades em relação ao dimensionamento e avaliação de comportamento das estruturas já é notória em alguns casos. Encontra-se, apesar de tudo, limitada a obras cuja complexidade e/ou importância exijam novas metodologias de análise para posterior avaliação do desempenho. O passo seguinte constitui a aplicação generalizada às estruturas correntes que apesar de tudo podem sofrer um processo de optimização. Este processo de optimização não deverá

restringir-se a custos de material ou execução mas também a uma adequação do comportamento em fase de serviço face a sismos de intensidade moderada. Actualmente torna-se claro que os custos de manutenção derivados de diferentes níveis da acção sísmica entram cada vez mais nas equações de concepção estrutural e podem determinar a solução final a adoptar.

#### **2.1.4. Aplicação da Avaliação do Desempenho**

As novas metodologias de análise e avaliação de dano têm como base a hipótese de que o comportamento real da estrutura relaciona-se mais directamente com os deslocamentos e com a capacidade de deformação do que com os esforços e tensões. Deste ponto essencial parte o conceito dos métodos baseado em deslocamentos.

Apesar de a regulamentação actual não servir adequadamente estes conceitos, a EC8-1 [ECS, 2005] admite, de uma forma moderada e indirecta, o controlo do desempenho das estruturas para a acção sísmica. No caso de edifícios, o Eurocódigo 8 introduz um Estado Limite de Dano (*Damage Limitation State* - DLS), para o qual existe uma limitação das deformações sob a forma de controlo de derivas entre pisos. Para além disso, define classes de importância que determinam o período de vida útil a considerar e daí a intensidade da acção, bem como os parâmetros limites de referência. No EC8-2 este estado limite, com maior probabilidade de ocorrência, define uma restrição de danos a elementos secundários não estruturais e a componentes da ponte cujo objectivo seja a dissipação de energia.

A abordagem constitui um passo em direcção às novas metodologias baseadas em deslocamentos, no entanto, o dimensionamento continua a ter origem em análises baseadas em forças e são introduzidas medidas que permitem algum controlo do desempenho, mas à posteriori.

Em comparação com os métodos baseados em deslocamentos ou no desempenho em geral, estas considerações falham em pontos de importância crescente nos parâmetros actuais relacionados com o controlo dos níveis de dano. As metodologias baseadas em deslocamentos permitem uma estimativa mais exacta da capacidade de deformação, da distribuição e evolução das forças para um determinado patamar da acção sísmica e elimina algumas simplificações e hipóteses recorrentes nos métodos tradicionais.

Em [2000, 2007], Priestley et al. refere alguns pontos onde as metodologias de análise baseadas em forças colocam hipóteses desadequadas ao comportamento real das estruturas.

Uma das questões mais abordadas, e que tem grande importância no dimensionamento, corresponde à hipótese, tomada pela metodologia tradicional, de que a rigidez inicial dos elementos pode ser utilizada para o cálculo das características dinâmicas da estrutura e que as relações entre os valores de rigidez determinam a distribuição das forças pela estrutura. Este princípio fundamental constitui por si uma grande restrição à avaliação do desempenho, dado que não tem em consideração a degradação de rigidez diferenciada dos vários elementos da estrutura sob a acção sísmica.

A consideração de factores de redução dos esforços (coeficientes de comportamento) generalizados para uma solução estrutural e para um tipo de material constitui outra das limitações ao conhecimento das características reais de cada estrutura e ao desenvolvimento das suas capacidades de deformação. De facto, em [Priestley, 2000] Priestley mostra que a ductilidade por si só, não possibilita a quantificação dos danos expectáveis para diferentes níveis de acção sísmica.

Para um determinado nível de acção sísmica, considerações comuns no dimensionamento tradicional levam a valores de risco sísmico não uniformes dentro da estrutura e entre estruturas semelhantes.

Nas metodologias de dimensionamento que têm por base o desempenho, o intuito principal é obter uma estrutura que esteja preparada para alcançar determinado nível de desempenho preestabelecido, tomando partido por inteiro da capacidade das estruturas e conhecendo melhor o seu comportamento real. Nas metodologias tradicionais, a verificação de determinado desempenho, como o controlo dos deslocamentos, é tomada como secundária e efectuada após a definição completa da estrutura.

## **2.2. Tipos de Análise**

Tendo em conta determinados objectivos podem-se escolher, com algumas condições, o tipo de análise a efectuar para a determinação dos vários efeitos e a forma como é feita a quantificação das tensões e deformações nos vários elementos.

No que diz respeito à análise não linear, esta envolve a aplicação de maior número de conceitos ao nível do comportamento das estruturas e dos materiais. Pode ser efectuada uma análise geométrica e fisicamente não linear de forma a contabilizar os efeitos de 2ª ordem decorrentes da posição deformada e a evolução das características físicas dos elementos ao longo do carregamento, respectivamente.

Existem duas metodologias de análise não linear que podem ser efectuadas na avaliação do comportamento da estrutura. Uma análise estática não linear, que ao dividir a análise num processo incremental de aumento de carga, permite ter em consideração a evolução do comportamento geométrico e fisicamente não linear, derivando numa análise da estrutura para além do seu comportamento elástico. Ou uma análise dinâmica não linear que, por seu lado, constitui o procedimento mais exacto considerando todas as parcelas do movimento e procedendo à integração directa da equação de equilíbrio dinâmico.

Neste trabalho foram efectuadas análises estáticas e dinâmicas não lineares que contemplavam apenas o comportamento fisicamente não linear. Apenas em casos particulares, onde a altura da ponte e a esbelteza dos pilares possa influenciar significativamente o comportamento da estrutura, é necessária a consideração da posição deformada devida às cargas verticais (efeitos  $P-\Delta$ ) [Priestley et al., 1996].

Em [Priestley et al., 1996], os autores reúnem numa tabela resumo as análises disponíveis em conjunto com os principais objectivos de cada uma. Dada a sua importância, apresenta-se essa tabela como introdução a este capítulo.

Tabela 2.3– Tabela Resumo dos Tipos de Análise disponíveis e as suas aplicações, adaptado de [Priestley et al., 1996]

<i>Priestley et al. – Seismic Design and Retrofit of Bridges, Tabela 4.1 Ferramentas de Análise Sísmica de Pontes (pág. 228)</i>					<i>Classificação do Autor</i>
<i>Introdução dos Carregamentos</i>	<i>Tipo de Análise<sup>a</sup></i>	<i>Objectivo<sup>b</sup></i>		<i>Comentários</i>	<i>Metodologia baseada em</i>
		<i>Efeitos da Acção</i>	<i>Capacidade</i>		
Estática <E>	<L>	X		Análise elástica linear de elementos finitos de barra ou placa com forças laterais equivalentes para a determinação dos esforços e deslocamentos equivalentes	Forças
	<N>	x	X	Análise não linear ou Pushover para determinar a capacidade de deformação disponível, esforços elásticos ou a deformação plástica sob uma determinada acção	Forças / Deslocamentos
	<L, P>	X		Análise elástica linear de pontes de altos ou pilares esbeltos ou elementos onde a deformação e as cargas axiais podem alterar o comportamento dos elementos	Forças
	<N, P>	x	X	Pushover ou análise cíclica para pontes altas ou pilares esbeltos com redução das capacidades em função dos efeitos $P-\Delta$	Forças / Deslocamentos
Espectro de Resposta <ER>	<L>	X		Análise sísmica baseada na máxima resposta modal e numa combinação modal; os esforços inelásticos nos elementos podem ser obtidos de uma redução no espectro de resposta ou num espectro de resposta não linear mas com origem numa análise modal linear	Forças
Dinâmica <D>	<N>	X	X	Análise não linear ao longo do tempo (Time History) onde se obtém a resposta sísmica completa com as características não lineares de cada elemento e para registos sísmicos específicos	Forças / Deslocamentos
	<N, P>	X	X	Análise não linear ao longo do tempo (Time History) para pontes altas ou pilares esbeltos, incluindo os efeitos $P-\Delta$	Forças / Deslocamentos

<sup>a</sup> L, propriedades lineares dos materiais, N, propriedades não lineares dos materiais; P, efeitos  $P-\Delta$ .

<sup>b</sup> X, Objectivo Principal; x, Objectivo secundário.

De seguida, os principais conceitos de cada um destes procedimentos são brevemente enumerados.

### **2.2.1. Análise Estática Linear**

Esta análise tem por base a consideração das propriedades elásticas dos materiais em conjunto com a simulação da acção sísmica através de uma distribuição de forças a actuar na estrutura. A maioria dos regulamentos admite a utilização desta metodologia, embora com algumas restrições. Por exemplo, o RSA, no Art. 30.4º, permite a utilização de forças estáticas equivalentes em pontes ou viadutos que satisfaçam as seguintes condições:

- *“Terem a superestrutura suportada por pilares verticais;*
- *Terem o eixo longitudinal em planta praticamente recto e o viés, caso exista, pouco acentuado;*
- *Terem vãos não excessivamente desiguais e apresentem estruturas sensivelmente simétricas em relação a um plano perpendicular ao seu eixo longitudinal.”*

Verificados estes pontos, deve ser efectuada uma análise longitudinal e transversal onde a aplicação das forças pela estrutura, por regra, não é óbvia para casos mais complexos. O regulamento admite a aplicação de forças proporcionais às cargas permanente e quase permanentes segundo a direcção em análise de modo a obter uma configuração deformada que poderá servir de base ao cálculo da distribuição das forças pela massa da estrutura.

No caso do EC8, esta opção está disponível apenas para edifícios que apresentem regularidade em planta e em alçado, sendo que a parte referente a pontes, a Parte 2 [ECS, 2005] não refere nos seus métodos de análise a hipótese de aplicação de forças laterais equivalentes.

Este tipo de análise, dado que utiliza como base de cálculo a rigidez elástica da estrutura, não permite ter directamente a influência dos efeitos não lineares. Dado que, durante a acção de um sismo se admite a ocorrência de algum tipo de dano, esta hipótese não é razoável. Deste modo, recorre-se a um factor de redução que permite a conversão dos esforços elásticos para esforços inelásticos que, em princípio, deverão surgir na estrutura para o nível de acção considerada.

Este factor de redução envolve diversos conceitos e depende de inúmeras variáveis, tornando-o de muito difícil determinação e adaptação a todos os casos. Em geral, este parâmetro é função do tipo de estrutura, dos materiais utilizados, do grau admissível de exploração da ductilidade e do efeito em estudo.

Segundo o REBAP [REBAP, 1983], este factor de redução é designado de coeficiente de comportamento, está definido especificamente para pontes correntes e diferencia-se a partir de dois factores, o tipo de comportamento da estrutura e o nível de ductilidade que a estrutura poderá apresentar. No caso de pontes onde o comportamento é dominado pela flexão, os níveis de redução são maiores, ou seja, admite-se que a estrutura tem maior capacidade de absorção de deformações não lineares, sem diminuir a sua resistência. Para estruturas onde o comportamento por esforço transversal é importante e grande parte da energia dissipada faz-se através de deformações por esforço transversal, os coeficientes de comportamento permitidos são menores que os anteriores, tendo presente o conceito de rotura frágil com menor capacidade de deformação antes do colapso.

Por último, em pontes onde os encontros absorvem a maioria das forças sísmicas, o coeficiente de comportamento a utilizar ainda é menor.

O REBAP diferencia ainda o nível de pormenorização dos elementos através de algumas considerações de dimensionamento de forma a garantir um nível de ductilidade superior. Estas estruturas designadas de ductilidade melhorada, em comparação com estruturas de ductilidade normal, requerem uma série de verificações e disposições construtivas que levam a um melhor comportamento sísmico, um maior grau de ductilidade e num controlo da distribuição de rótulas plásticas pelas vigas. Estas disposições são, em certa medida, uma versão simplificada do disposto no EC8, nomeadamente nos conceitos de *Capacity Design*. Os procedimentos associados ao *Capacity Design* correspondem a medidas de dimensionamento que procuram uma melhoria da ductilidade da estrutura, por exemplo, através do controlo da relação entre os momentos resistentes das vigas e dos pilares.

Segundo o EC8 – Parte 2 [ECS, 2005], estes conceitos e recomendações são expostos de forma mais pormenorizada e rigorosa. Os coeficientes de comportamento são mais abrangentes, o conceito de estrutura dúctil pode ser quantificado e a aplicação dos conceitos de *Capacity Design* são considerados obrigatórios<sup>1</sup>.

O cálculo do coeficiente de comportamento pelo EC8 (Parte 1 e 2) apresenta-se mais formal e tem a influência explícita de alguns dos vários parâmetros envolvidos. No que diz respeito a pontes pelo EC8-2, o nível de ductilidade exigido é determinado pelo comportamento da estrutura e pode ser considerado Essencialmente Elástico, de Ductilidade Limitada ou Dúctil em função da relação Força-Deslocamento obtida para a acção sísmica de dimensionamento (Figura 2.2, onde  $q$  que corresponde ao valor de coeficiente de comportamento).

---

<sup>1</sup> Para as classes de ductilidade DCM e DCH.



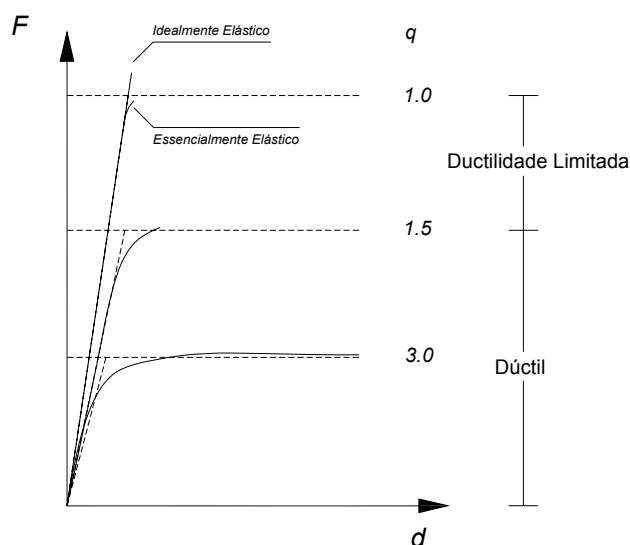


Figura 2.2 – Comportamento Sísmico adaptado de [ECS, 2005]

A referência ao tipo de material, à configuração geométrica da ponte e às condições de apoio adoptadas é feita com maior variedade abarcando um maior número de casos práticos, por exemplo, a inclusão de uma categoria correspondente a arcos. Por outro lado, a influência do esforço transversal no comportamento é introduzida pelo factor de corte que relaciona a distância entre a rótula plástica e o ponto de momentos nulos e as dimensões da secção transversal (§3.2.3). Nos casos onde o factor de corte é pequeno, o coeficiente de comportamento é reduzido evitando o desenvolvimento de roturas frágeis.

### 2.2.2. *Análise Dinâmica Linear*

Nesta categoria incluem-se dois tipos de análise distintos que têm por base o comportamento dinâmico da estrutura, isto é, introduzem na sua formulação todas as componentes do movimento, a aceleração, a velocidade e os deslocamentos da estrutura. O primeiro tipo de análise corresponde à análise através de espectros de resposta e o segundo diz respeito à análise da resposta da estrutura ao longo do tempo sob uma acção de uma aceleração na base.

#### Análise por Espectro de Resposta

A análise por espectros de resposta consiste num método de resolução de equações de movimento com a acção de uma aceleração espectral. A análise passa pela transformação da estrutura com vários graus de liberdade (MDOF) em várias estruturas de apenas um grau de liberdade (SDOF) cujas propriedades dinâmicas correspondem a cada um dos modos de vibração da estrutura original. Uma vez efectuada a resolução do sistema de equações de cada sistema SDOF, considerando o valor máximo da resposta correspondente ao modo de vibração, as respostas de cada um são ponderadas através de combinações modais (SRSS, *Square Root of the Sum of the Squares* ou

CQC, *Complete Quadratic Combination*). Os valores máximos das respostas referentes à acção estão disponíveis em espectros de resposta elásticos que, de acordo com as características da acção sísmica, amortecimento da estrutura e tipo de terreno, fornecem os valores máximos de aceleração em função do período da estrutura.

Neste ponto é importante referir que a análise por espectros de resposta encontra-se contemplada explicitamente no RSA [RSA, 1983] com a indicação dos espectros de resposta a utilizar em cada situação. Em Portugal, com a utilização generalizada dos programas de computador, onde se desenvolvem modelos numéricos com rapidez, a utilização de análises por espectros de resposta tornou-se muito comum e constitui a ferramenta mais utilizada na verificação e dimensionamento de estruturas, incluindo pontes e viadutos correntes.

### **Integração Directa**

A análise dinâmica ao longo do tempo consiste na integração directa das equações dinâmicas onde a acção, neste caso a aceleração, é pré-definida em cada intervalo de tempo, nos quais é determinada a resposta da estrutura com base nas condições de movimento nesse intervalo [Azevedo e Proença, 1991]. Os resultados desta análise são considerados “exactos” dado que todos os valores são obtidos directamente da resolução das equações do movimento e são consequência da aplicação de acelerogramas representativos da acção sísmica, apesar da sua discretização no tempo.

Na base da formulação do método encontram-se conceitos e procedimentos que são importantes referir, assim são apresentados de seguida os fundamentos do método de análise.

A equação do equilíbrio dinâmico (2.1) concentra em si as parcelas que constituem o movimento dinâmico: a massa, a rigidez e o amortecimento; e dela pode-se extrair a informação necessária para caracterizar a resposta, em cada instante da acção.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P\} \quad (2.1)$$

$[M]$  - matriz de massa do sistema (ton);

$[K]$  - matriz de rigidez do sistema (kN/m);

$[C]$  - matriz de amortecimento material do sistema;

$\{u\}$  - vector de deslocamentos (m);

$\{\dot{u}\}$  - vector de velocidades (m/s);

$\{\ddot{u}\}$  - vector de acelerações (m/s<sup>2</sup>);

$\{P\}$  - vector das forças exteriores (kN);

A resposta da estrutura para determinadas condições de massa, rigidez e amortecimento, definidas pela modelação, e para determinadas condições iniciais, é dada pela resolução do sistema de equações diferenciais resultantes da equação de equilíbrio.

A forma de resolução dessas equações implica a escolha do método de integração através de métodos de sobreposição modal e métodos de integração numérica. Os métodos de sobreposição

modal recorrem a conceitos de análise modal para transformar o sistema de equações de equilíbrio dinâmico em várias equações de um grau de liberdade relativas a cada modo de vibração e calculam a resposta final através do princípio da sobreposição de efeitos [Bento e Lopes, 1999].

No caso dos métodos de integração numérica, a sua formulação consiste na integração ao longo do tempo do sistema de equações diferenciais recorrendo a métodos numéricos. Dentro deste método, existem ainda diferenças na abordagem de resolução que resultam em métodos explícitos e métodos implícitos. A diferença consiste na definição das equações no instante  $t$  e na obtenção da resposta no instante  $t+\Delta t$ , para os métodos explícitos, como por exemplo, o método das diferenças centrais, enquanto que, para o caso dos métodos implícitos, a evolução da resposta encontra-se pré-definida entre os instantes  $t$  e  $t+\Delta t$  [Bento e Lopes, 1999].

O facto de se utilizarem as características elásticas na determinação da resposta leva, tal como anteriormente, à utilização dos factores de redução para a transformação da solução elástica nos correspondentes valores não lineares.

Apesar de tudo, a Análise Estática Linear e a Análise por Espectro de Resposta, encontram-se na categoria de metodologias baseadas em forças, dado que a formulação concentra-se em torno das forças e dos esforços em detrimento dos deslocamentos e deformações. Por outro lado, no que diz respeito à avaliação do desempenho, nenhuma das metodologias anteriores é considerada apropriada para estruturas muito irregulares, onde o comportamento pós-cedência não se encontra bem caracterizado pelos coeficientes de comportamento disponíveis. A determinação dos deslocamentos inelásticos torna-se assim limitada dado que as análises lineares não prevêm o comportamento não linear dos materiais e podem não contabilizar determinados mecanismos de colapso local.

### **2.2.3. Análise Estática Não Linear**

Este tipo de análise resume-se a uma sequência de análises estáticas tendo em consideração as características não lineares dos materiais e dos elementos. Em cada passo das análises estáticas, onde as características da estrutura são consideradas constantes, são aplicadas forças, que provocam a evolução do estado de degradação das secções transversais, dos elementos e da estrutura até atingir o estado limite correspondente ao colapso local ou global.

Através de uma análise estática não linear é possível o cálculo explícito da ductilidade da estrutura, a definição de estádios de deformação directamente relacionáveis com os danos nos vários elementos e, a partir deste ponto, constituir uma base de cálculo para metodologias baseadas em deslocamentos. Apesar da evolução dos resultados depender da aplicação de forças, são os deslocamentos registados ao longo da análise que determinam o comportamento final da estrutura durante a actuação de um determinado sismo, ou seja, definem o ponto de desempenho em termos de acção e de deformação.

Uma vez que o comportamento não linear é contabilizado, o nível de complexidade e o número de conceitos envolvidos aumenta. As questões relacionadas com a escolha do coeficiente de comportamento, inerentes às análises lineares, desaparecem. No entanto têm de ser tomadas outras hipóteses de cálculo relacionadas maioritariamente com a formulação dos métodos de análise.

Algumas das hipóteses relacionadas com a definição rigorosa das propriedades não lineares nos modelos de cálculo, a selecção mais adequada para a distribuição das forças pela estrutura, a utilização de análises tridimensionais, mais concretamente na consideração dos efeitos de torção, são, ainda hoje em dia, objecto de investigação e requerem alguma sensibilidade na avaliação do comportamento da estrutura.

Diversos investigadores têm desenvolvido o seu trabalho neste âmbito de forma a ultrapassar os problemas encontrados neste tipo de análise e refinar os procedimentos. O principal objectivo constitui a generalização dos procedimentos para regulamentos do futuro, transformando o desempenho das estruturas a prioridade central.

Tal como referido anteriormente (§2.1.2), na linha da frente destes desenvolvimentos encontram-se dois regulamentos que referem duas metodologias distintas, o Método do Espectro de Capacidade, CSM, e o Método dos Coeficientes de Deslocamento, DCM. Cada um destes métodos incide fortemente numa análise estática não linear, daí ser necessária uma breve exposição sobre os princípios deste tipo de análise.

Com base nos elementos da análise estática não linear, também designada de *Pushover*, de um modelo com vários graus de liberdade (MDOF) é possível obter as características de um sistema equivalente com apenas um grau de liberdade.

A obtenção da chamada curva de capacidade resume-se na aplicação contínua e crescente de um determinado carregamento sobre a estrutura e em cada incremento é actualizado o estado de deformação de cada secção. Em simultâneo, um determinado grau de liberdade de um ponto de controlo é monitorizado até atingir um limite imposto ou a estrutura alcançar a capacidade última, correspondente ao fim da análise [Symans et al., 2003].

O procedimento é apresentado de seguida:

- Modelação da estrutura (incluindo elementos não lineares);
- Aplicação na estrutura de forças horizontais com uma determinada configuração até que o(s) primeiro(s) elemento(s) entrem em cedência. Existem diferentes formas de considerar essa configuração (por exemplo, uniforme, proporcional ao primeiro modo de vibração correspondente à direcção em análise, proporcional à distribuição de massas ou ambas as hipóteses anteriores);
- Registo da evolução do valor de força basal e deslocamento no ponto de controlo, de forma a obter a curva de capacidade no formato F-d (caso seja necessária à avaliação do desempenho, devem-se registar os esforços e rotações nos elementos e secções críticas);
- Aplicação das forças horizontais à nova estrutura onde os elementos que já cederam contribuem para o comportamento em regime plástico, até que novo(s) elemento(s) entrem em cedência;

- Repetir o processo até ser atingida a instabilidade por efeitos P- $\Delta$ , um nível de desempenho considerado como último ou um nível de degradação de um ou mais elementos que levem ao colapso da estrutura.

Caso se pretenda continuar com a análise após ser atingido o nível último de deformação de uma secção, isto é, que comecem a surgir sinais de degradação da estrutura é gerada uma nova curva de capacidade com as características restantes no modelo. A este tipo de curvas de capacidade designa-se, em inglês, de “sawtooth” (Figura 2.3), [ASCE, 2000].

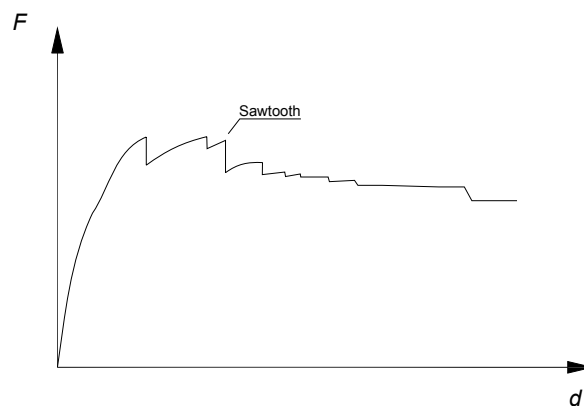


Figura 2.3 – Exemplo de curva de capacidade com o efeito “Sawtooth”

A partir dos resultados em cada incremento podem-se tirar conclusões sobre a evolução da rigidez da estrutura, da distribuição da plasticidade pelos elementos, do padrão e intensidade de deslocamentos observados e do mecanismo de colapso esperado. Conclui-se, deste modo, que os resultados desta metodologia adequam-se à monitorização do comportamento de uma determinada estrutura.

As considerações a tomar neste tipo de análise são várias e algumas delas específicas a pontes e viadutos, logo, no §3.3.3 serão enumeradas as diversas questões a ter em consideração na preparação dos dados e do tratamento e observação dos resultados.

Nas metodologias apresentadas no §2.3, os resultados da análise *pushover* são utilizados para construir o espectro de capacidade da estrutura e permitir a comparação directa entre esta e a acção sísmica.

#### **2.2.4. Análise Dinâmica Não Linear – Time History**

Este tipo de análise é em tudo semelhante à Integração Directa da Análise Dinâmica Linear, excepto na consideração do comportamento não linear dos vários materiais, secções transversais e elementos. Para além das questões relacionadas com o cálculo relativo à análise dinâmica através da integração “passo-a-passo” surgem novas hipóteses de cálculo a considerar. Em comparação com as análises estáticas não lineares, esta análise introduz directamente o modelo histerético e considera a acção sísmica directamente através de acelerogramas [Falcão, 2002].

Para análises que incorporam características não lineares não é possível a utilização da sobreposição modal, uma vez que não é válido o princípio da sobreposição dos efeitos [Bento e Lopes, 1999].

A definição das leis de carga/descarga determina a quantidade de energia que uma determinada secção é capaz de dissipar sob a actuação de acções cíclicas e qual o seu comportamento nos troços de recarga.

Alguns dos problemas associados a esta análise prendem-se com dificuldades em estabelecer modelos realistas para todos os componentes estruturais e os resultados serem muito sensíveis a alterações na modelação. Por outro lado, o número de dados, a quantidade e forma de apresentação dos resultados envolve grande capacidade de análise e organização e pode originar problemas de interpretação.

Apesar de tudo, este tipo de análise continua a ser o mais exacto e constitui a referência de comparação e confirmação das hipóteses consideradas noutros métodos.

### **2.3. Metodologias de Análise para a Avaliação do Desempenho**

#### **2.3.1. Metodologia de Dimensionamento Baseada em Forças - Force-Based Design (FBD) e FBD Modificada**

Este método corresponde ao procedimento tradicional de dimensionamento de estruturas que tem vindo a ser utilizado recorrentemente em projecto e que se encontra preconizado na maioria dos regulamentos.

Em Obras de Arte correntes, o processo de dimensionamento para acção sísmica baseia-se na aplicação de uma análise estática ou dinâmica linear, onde as características mecânicas da estrutura no modelo de cálculo correspondem às propriedades elásticas e são invariantes ao longo da análise.

Independentemente do tipo de análise efectuada, os esforços obtidos são aqueles que surgiriam caso a estrutura respondesse elasticamente à actuação do sismo. A parcela não linear do comportamento é introduzida pela correcção dos esforços elásticos através dos coeficientes de comportamento. Por seu lado, as regiões onde se esperam a formação das rótulas plásticas, ou seja, onde se espera a concentração de maiores deformações plásticas são pormenorizadas em correspondência com o coeficiente de comportamento utilizado.

A diferença introduzida pela metodologia baseada em forças modificada consiste na avaliação à posteriori de alguns parâmetros e na comparação com os valores recomendados para a acção sísmica. Alguns regulamentos já prevêem esta metodologia como sendo a de base do dimensionamento [ECS, 2003] e têm como principais parâmetros de controlo dos deslocamentos, da deriva entre pisos, da rotação e curvatura últimas nas rótulas plásticas.

### 2.3.2. Método N2 – N2 Method (N2)

Este método de análise teve a sua base no Q-model [Fajfar, 2000] e tem vindo a ser desenvolvido e adaptado principalmente por Fajfar em [1999, 2000], incluindo a sua aplicabilidade a estruturas irregulares [Fajfar et al., 2008]. A generalização do método encontra-se formalizada através da introdução do procedimento de análise no Eurocódigo 8 – Parte 1 Anexo B e Parte 2 – Anexo H [ECS, 2003] e [ECS, 2005], onde se encontram explicitados os pressupostos e condições para a determinação do deslocamento objectivo numa análise estática não linear.

O método apresentado corresponde a uma versão simplificada e permite a determinação do deslocamento objectivo através de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) e da utilização de espectros inelásticos da acção sísmica.

Deste modo, é necessária a construção de um modelo de cálculo onde as características geométricas e reológicas da estrutura estão definidas (aspectos relativos a este ponto são desenvolvidos em §3.2). Através desse modelo é possível efectuar a transformação de um modelo com vários graus de liberdade (MDOF) num modelo equivalente de um grau de liberdade (SDOF) que se torna representativo das características dinâmicas globais da estrutura e onde as seguintes relações são válidas:

$$S_{de} = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.2)$$

$T^*$  – período do sistema equivalente SDOF (seg);

$S_{ae}$  – aceleração espectral elástica ( $m/s^2$ );

$S_{de}$  – deslocamento espectral elástico (m).

O espectro de capacidade corresponde aos pares de valores aceleração/deslocamento espectrais,  $S_a$ - $S_d$ , que representam a resposta do sistema equivalente SDOF, obtido da transformação da curva de capacidade, função que relaciona o valor da força basal da estrutura e os deslocamentos observados no ponto de controlo ao longo dos vários incrementos de carga (obtida a partir do modelo original MDOF).

A transformação de um sistema MDOF para o sistema SDOF e mais concretamente de forças basais/deslocamentos para acelerações espectrais/deslocamentos espectrais faz-se a partir da equação fundamental do movimento sem a parcela relativa ao amortecimento e através de relações modais [Fajfar, 2000].

$$[M] \{\ddot{u}\} + \{R\} = [M] \{f\} a \quad (2.3)$$

$[M]$  - matriz de massa (ton);

$\{u\}$  – vector de deslocamentos (m);

$\{R\}$  – vector das forças internas (kN);

$\{1\}$  – vector unitário que determina a direcção da acção;

$a$  – aceleração na base (m);

O campo de deslocamentos pode ser escrito como função da configuração de deformada e permanece proporcional a esta durante todo o cálculo. Este ponto é considerado por Fajfar numa hipótese determinante para os resultados e para a análise.

$$\{u\} = \{\Phi\} d_t \quad (2.4)$$

$\{\Phi\}$  – vector que determina a configuração de deslocamentos;

$d_t$  – deslocamento no ponto de controlo do sistema MDOF (m).

Por seu lado, a distribuição de forças aplicadas à estrutura,  $\{P\}$ , depende da mesma configuração  $\{\Phi\}$ .

$$\{P\} = p \{\psi\} = p [M] \{\Phi\} \quad (2.5)$$

$\{P\}$  – vector de forças exteriores aplicadas (kN);

$p$  – factor que traduz a intensidade da acção.

A forma mais adequada para a configuração de deslocamentos e, por sua vez, da configuração de carga depende do tipo de estrutura e da forma de interpretação dos resultados (§ 3.3.3).

Recorrendo ao equilíbrio de forças, as forças internas são iguais às forças exteriores, logo, surge

$$\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \ddot{d}_t + \{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} p = \{\Phi\}^T [M] \{1\} a \quad (2.6)$$

e de onde resulta a equação de fundamental do sistema SDOF

$$m^* \ddot{d}^* + F^* = m^* a \quad (2.7)$$

$$m^* = \{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \quad (2.8)$$

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (2.9)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.10)$$

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (2.11)$$

$m^*$  – massa equivalente do sistema SDOF (ton);

$d^*$  – deslocamento equivalente do sistema SDOF (m);



$F^*$  – força basal equivalente do sistema SDOF (kN);

$V$  – força basal do sistema MDOF (kN);

$\Gamma$  – factor de transformação de um sistema MDOF para um sistema SDOF.

Através desta transformação é possível obter o diagrama que relaciona a força basal e os deslocamentos equivalentes do sistema SDOF e a relação idealizada do comportamento. O tipo de idealização é discutível e pode gerar alguma controvérsia, nomeadamente no cálculo dos valores correspondentes à cedência do sistema.

O Eurocódigo 8, Anexo B apresenta apenas a representação bilinear sem rigidez pós-cedência para a idealização do comportamento. Segundo os resultados obtidos por Bhatt em [Bhatt, 2007] na sua análise ao edifício SPEAR, relativo ao programa europeu SPEAR, a aproximação bilinear sem rigidez após cedência (idealização bilinear elastoplástica perfeita) constitui uma boa aproximação face aos resultados de uma análise dinâmica não linear. É importante referir que esta idealização não constitui uma regra, sendo que deve ser adaptada a cada caso, conforme o comportamento global e os objectivos da análise (§3.3.3).

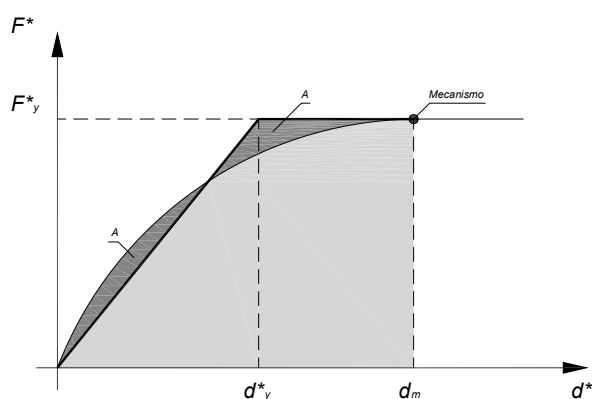


Figura 2.4 – Idealização bilinear elastoplástica perfeita da relação  $F^* - d^*$  [ECS, 2003]

Assumida esta idealização surge o valor do período relativo ao sistema equivalente de um grau de liberdade resultante desta transformação e a respectiva aceleração espectral:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.12)$$

$$S_a = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.13)$$

$d_y^*$  – deslocamento equivalente do sistema SDOF correspondente à cedência (m);

$F_y^*$  – força basal equivalente do sistema SDOF correspondente à cedência (kN).

Neste caso, a plasticidade e a capacidade de deformação inerente à estrutura está patente na definição da acção. Parte-se de um espectro elástico, correntemente no formato acelerações/deslocamentos espectrais e recorre-se ao factor de correcção para ter em conta a dissipação de energia através dos ciclos histeréticos.

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2.14)$$

$S_{ay}$  – aceleração espectral correspondente ao ponto de cedência ( $m/s^2$ );

Dependendo do comportamento dinâmico da estrutura o factor de redução é aplicado de forma distinta:

$$T^* < T_C \quad \text{e} \quad S_a = \frac{F_y^*}{m^*} \geq S_{ae}(T^*) \quad S_d = S_{de}(T^*) \quad (2.15)$$

$$T^* < T_C \quad \text{e} \quad S_a = \frac{F_y^*}{m^*} < S_{ae}(T^*) \quad S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_{\mu}} \left( 1 + (R_{\mu} - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (2.16)$$

$$T^* \geq T_C \quad S_d = S_{de}(T^*) \quad (2.17)$$

$R_{\mu}$  – factor de redução;

$\mu$  – ductilidade, relação entre o máximo deslocamento e o deslocamento correspondente à cedência;

$T_C$  – período característico da acção sísmica, corresponde ao período de transição entre o domínio de aceleração constante e velocidade constante do espectro de resposta (seg).

As expressões utilizadas reflectem uma distinção entre períodos longos e médios, e períodos curtos. Esta diferença resume-se à evidência de que, para períodos curtos, o princípio dos deslocamentos iguais é inválida [Fajfar, 1999], [Fajfar, 2000], ou seja, os deslocamentos elásticos não correspondem directamente aos deslocamentos inelásticos.

A Figura 2.5 ilustra graficamente as condições definidas para  $T^*$  maior e menor que  $T_C$ .

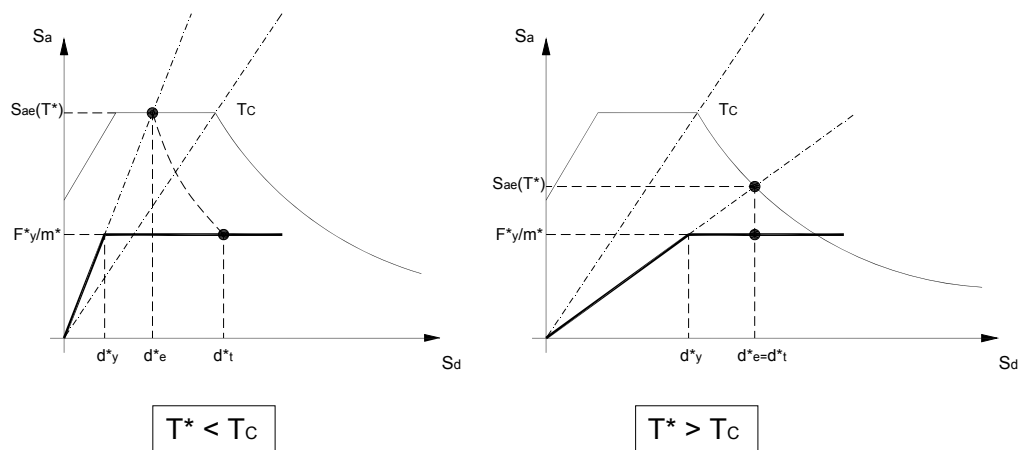


Figura 2.5 – Representação gráfica do método N2 adaptado de [ECS, 2003]

### 2.3.3. Método do Espectro de Capacidade - Capacity Spectrum Method (CSM)

O procedimento designado por Método de Espectro de Capacidade ou *Capacity Spectrum Method* corresponde a uma das metodologias mais utilizadas e sobre a qual incidem maior número de estudos e variantes. Os seus fundamentos encontram-se descritos no ATC-40 *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* [ATC-40, 1996], mais concretamente, na secção 8 sobre procedimentos de análises estáticas não lineares.

De seguida é apresentado, simplificada, o procedimento base para a aplicação da metodologia. O método divide-se em duas partes, uma das quais diz respeito à construção da curva de capacidade e a sua transformação para o formato ADRS relativo a um sistema SDOF.

Os princípios de conversão de um sistema MDOF para um sistema SDOF e por conseguinte da curva de capacidade (F-d) para o espectro de capacidade (Sa-Sd), coincidem com os do método N2, no entanto, a formalização descrita no ATC-40 é distinta.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \alpha_1} \quad (2.18)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \Phi_{1,roof}} \quad (2.19)$$

$S_{ai}$  – aceleração espectral no ponto i do espectro de capacidade ( $m/s^2$ );

$V_i$  – força basal no ponto i da curva de capacidade (kN);

$W$  – peso da estrutura para a combinação de acções em questão (kN);

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{j=1}^N (w_j \Phi_{j1}) / g}{\sum_{j=1}^N w_j / g \times \sum_{j=1}^N (w_j \Phi_{j1}^2) / g} \quad (2.20)$$

N – nível N;

$w_j$  – peso associado ao nível j (kN);

g – aceleração da gravidade ( $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ );

$\Phi_{j1}$  – amplitude do modo 1 no nível j;

$S_{di}$  – deslocamento espectral no ponto i do espectro de capacidade (m);

$\Delta_{\text{roof}}$  – deslocamento no topo da estrutura (m);

$$PF_1 = \frac{\sum_{j=1}^N (w_j \Phi_{j1}) / g}{\sum_{j=1}^N (w_j \Phi_{j1}^2) / g} \quad (2.21)$$

De notar que a apresentação da conversão, tal como se encontra no ATC-40, centra-se na aplicação do método a edifícios. Comparando com a transformação referida no método N2, pode-se concluir algumas equivalências.

Tabela 2.4 – Comparação dos parâmetros de conversão no Método N2 e no Capacity Spectrum Method (CSM – ACT-40)

<i>Parâmetro de conversão</i>	<i>Método N2</i>	<i>Capacity Spectrum Method (CSM – ACT-40)</i>
Massa equivalente do sistema SDOF	$m^*$	$W \alpha_1$
Factor de transformação do sistema MDOF para o sistema SDOF	$\Gamma$	$PF_1 \Phi_{\text{roof},1}$

Tendo em consideração este facto, tornam-se evidentes as possibilidades de adaptação do método a vários tipos de estrutura e à utilização de outra configuração de deslocamentos ao longo da estrutura que não seja necessariamente o primeiro modo.

O programa de cálculo utilizado neste trabalho, o SAP2000 NL [CSI, 2004], permite a aplicação da metodologia presente no ATC-40, com a capacidade de diversificação na análise da estrutura, tanto ao nível do tipo de estrutura como na forma de distribuição das forças.

A segunda parte da metodologia diz respeito à forma como, a partir do espectro de capacidade definido para o SDOF no formato ADRS, se obtém a resposta da estrutura para uma determinada acção sísmica.

De forma a obter uma rotina expedita para a resolução do problema, o ATC-40 propõe a bilinearização do espectro de capacidade. As propostas para efectuar esta aproximação são variadas e devem ser adaptadas a cada situação. O ATC-40 refere a manutenção da rigidez inicial do espectro e uma avaliação do melhor declive após cedência para que as áreas acima e abaixo do espectro simplificado sejam iguais (conservação da energia dissipada).

Sabendo que o cálculo do amortecimento é definido pela expressão (2.22) [Clough e Penzien, 1995] e tendo em consideração a representação bilinear, é possível calcular directamente o valor de amortecimento para um ponto do espectro de capacidade.

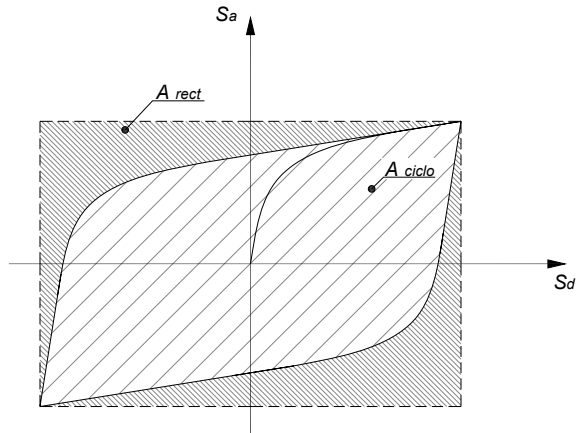


Figura 2.6 – Cálculo do Amortecimento. Procedimento exacto

$$\xi_h = \frac{2}{\pi} \frac{A_{ciclo}}{A_{rect}} \quad (2.22)$$

$\xi_h$  – Amortecimento histerético;

$A_{ciclo}$  – Área definida por um ciclo histerético;

$A_{rect}$  – Área definida pelo rectângulo envolvente dos ciclos histeréticos.

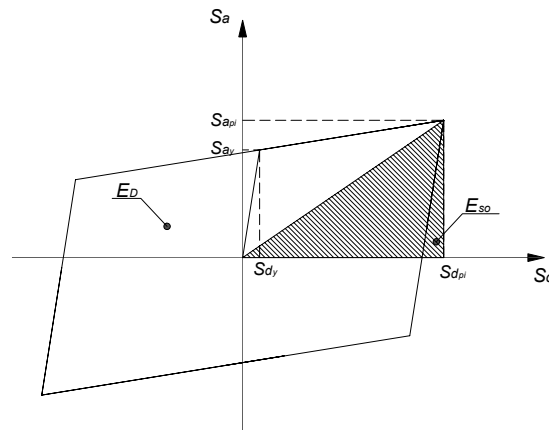


Figura 2.7 – Cálculo do Amortecimento. Procedimento aproximado proposto pelo ATC-40

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \frac{S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api}}{S_{api}S_{dpi}} \quad (2.23)$$

$S_{ay}$  – Aceleração espectral correspondente ao ponto de cedência ( $m/s^2$ );

$S_{dy}$  – Deslocamento espectral correspondente ao ponto de cedência (m);

$S_{api}$  – Aceleração espectral correspondente ao valor máximo ( $m/s^2$ );

$S_{dpi}$  – Deslocamento espectral correspondente ao valor máximo (m);

$E_D$  – Energia dissipada por amortecimento ( $m^2/s^2$ );

$E_{so}$  – Energia de deformação elástica ( $m^2/s^2$ )

$$\xi = \kappa \xi_h + \xi_0 \quad (2.24)$$

$\xi$  – Amortecimento total;

$\xi_0$  – Amortecimento elástico;

$\kappa$  - Factor de correcção do amortecimento hysterético.

Por outro lado, o ATC-40 permite ainda a consideração de uma correcção  $\kappa$  que contempla o efeito de elevados níveis de amortecimento em estruturas pouco dúcteis e que simulam imperfeições dos ciclos hysteréticos (por exemplo, o efeito de *Baushinger* ou o efeito de *Pinching*). Neste trabalho considerou-se que o comportamento estrutural era do tipo B (*Essentially New Building, Long Shaking Duration*), logo os níveis de amortecimento hysterético relativamente baixos ( $\leq 25\%$ ) a correcção é de 0.67 (Tabela 2.5). A razão para esta escolha deve-se principalmente à idade das obras, aos resultados obtidos que mostram níveis de amortecimento relativamente baixos e à acção condicionante ser o sismo afastado de longa duração.

Tabela 2.5 – Tabela para a determinação do factor de correcção do amortecimento,  $\kappa$ , adaptado de [ATC-40, 1996].

Tipo de Comportamento Estrutural	$\beta_0$	$\kappa$
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Qualquer valor	0.33

A redução do espectro de resposta regulamentar, referente à acção sísmica com 5% de amortecimento, pode ser efectuada recorrendo ao factor definido em [ECS, 2003], através da expressões (2.25), (2.26) e (2.27).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (2.25)$$

$$S'_a = S_a \times \eta \quad (2.26)$$

$$S'_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S'_a \quad (2.27)$$

$T^*$  – período do sistema equivalente SDOF (seg);

$S_{ae}$  – Aceleração espectral elástica ( $m/s^2$ );

$S_{de}$  – Deslocamento espectral elástico (m).

O ponto de desempenho representa a intersecção do espectro de capacidade com o espectro de resposta referente à acção sísmica em análise para o mesmo nível de energia dissipada, isto é, para o mesmo nível de amortecimento.

Esta determinação implica um processo iterativo onde, através de algumas aproximações, tenta-se encontrar o ponto de intersecção onde o amortecimento resultante do espectro de capacidade corresponde igualmente ao factor de redução do espectro de resposta da acção sísmica, definindo assim o ponto de desempenho da estrutura.

O ATC-40 propõe três procedimentos, A, B e C para o cálculo deste ponto de intersecção, no entanto, neste trabalho apenas será apresentado o procedimento A, que corresponde ao mais simples e directo [ATC-40, 1996].

De uma forma simplificada, o procedimento A tem como base os seguintes passos fundamentais: i) juntar num mesmo gráfico o espectro elástico correspondente à acção sísmica, com 5% de amortecimento, e o espectro de capacidade calculado através dos procedimentos anteriores; ii) escolher um primeiro ponto de desempenho para iniciar o processo iterativo; iii) construir uma representação bilinear do espectro de capacidade até ao ponto definido; iv) calcular o valor de amortecimento, o respectivo factor de redução e proceder ao traçado do espectro de resposta reduzido; v) calcular os pares de valores  $a_{pi}$  e  $d_{pi}$  relativos à intersecção do espectro de capacidade com o espectro de resposta reduzido; vi) verificar se a diferença entre os valores de aceleração e deslocamento espectral correspondentes à intersecção e os valores da primeira iteração é inferior a um determinado valor de tolerância; vii) caso essa tolerância seja excedida é necessário iniciar o processo iterativo até atingir a convergência.

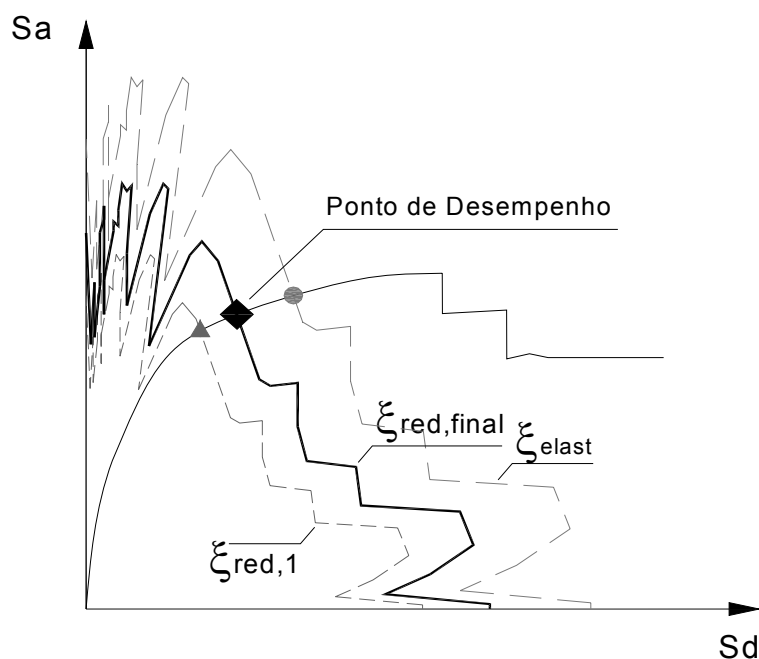


Figura 2.8 – Esquema representativo do procedimento A

### 2.3.4. Método Adaptativo do Espectro de Capacidade - Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)

Resultado do trabalho de Pinho e Casarotti surge um método de análise que apresenta referências ao *Capacity Spectrum Method* (CSM) e ao *Displacement Based Design Method* (DDBD) e que tem vindo a ser desenvolvido e calibrado ao longo dos últimos anos.

Apesar de os procedimentos serem semelhantes ao CSM, os conceitos e hipóteses utilizadas divergem um pouco desta metodologia. De facto, a principal diferença reside no facto de a transformação do sistema MDOF para SDOF ser baseada na configuração deformada em cada passo e actualizada à medida que a estrutura se deforma. A partir deste ponto eliminam-se algumas das dificuldades inerentes ao CSM, como a escolha do ponto de monitorização dos deslocamentos principalmente na direcção transversal e a escolha da configuração de carregamentos que permite a melhor representação do comportamento.

Em [2007], Pinho e Casarotti expõem os conceitos e o algoritmo referente ao método com uma aplicação prática em pontes validando os seus resultados através de uma Análise Dinâmica Não Linear.



De seguida apresentam-se os passos que constituem o método:

- Determinação da curva de capacidade adaptativa do SDOF equivalente – o cálculo desta curva baseia-se na aplicação de uma análise *pushover* ao sistema MDOF e posterior transformação no sistema SDOF tendo em atenção a deformada da estrutura neste ponto. Em [Pinho e Casarotti, 2007] refere-se que Casarotti concluiu que a aplicação de algoritmos modais adaptativos resultavam em melhores estimativas da deformada inelástica e da distribuição de forças pela estrutura independentemente da regularidade estrutural.

$$\Delta_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \Delta_{i,k}} \quad (2.28)$$

$$S_{a\ cap,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k}g} \quad (2.29)$$

$$M_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}} \quad (2.30)$$

$\Delta_{i,k}$  – deslocamento no nó i para o passo k (m);

$m_i$  – massa do nó i (ton);

$V_{b,k}$  – força Basal para o passo k (kN).

- Intersecção da curva de capacidade adaptativa do SDOF equivalente com a representação da acção sísmica. Este passo constitui um processo iterativo até que o valor de amortecimento adoptado para a acção sísmica seja igual ao amortecimento do sistema SDOF no ponto de desempenho. O cálculo do amortecimento pode, tal como exemplificado em [Pinho et al., 2007] por Pinho et al., basear-se em várias propostas.

*ATC-40 (1996) com base no modelo modificado de Rosenblueth e Herrera (1964)*

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \kappa \frac{2}{\pi} \left[ \frac{(1-\alpha)(\mu-1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad (2.31)$$

*Kowalsky (1994) baseado no modelo hysterético de Takeda com endurecimento pós-cedência*

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \kappa \frac{1}{\pi} \left[ 1 - \frac{(1-\alpha)}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu} \right] \quad (2.32)$$

*Gulkan e Sozen baseado no modelo hysterético de Takeda sem endurecimento pós-cedência*

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad (2.33)$$

*Dwairi et al. (2007)*

$$\xi_{eq} = \xi_0 + C_{ST} \left[ \frac{\mu - 1}{\mu} \right] \quad (2.34)$$

$\xi_0$  – amortecimento elástico ( $\xi_0 = 0.05$ );

$\mu$  – ductilidade, parâmetro variável em função da intensidade da acção e da resposta da estrutura;

$\alpha$  – razão entre a rigidez inicial e a rigidez pós-cedência;

$\kappa$  – parâmetro que tem em consideração a aproximação dos ciclos histeréticos a um paralelograma (ATC-40, 1996);

$C_{ST}$  – parâmetro definido em função do período efectivo (Dwairi et al., 2007).

- Determinação da distribuição dos deslocamentos e das forças de corte basal para o sistema MDOF.
- Avaliação da capacidade resistente e de deformação dos elementos.

De seguida, apresenta-se uma comparação directa entre o método CSM e ACSM clarificando as principais diferenças entre eles.

Tabela 2.6 – Comparação entre os métodos CSM e ACSM

<i>Capacity Spectrum Method – CSM (ATC-40)</i>	<i>Adaptative Capacity Spectrum Method - ACSM</i>
Curva de capacidade convencional baseada em forças (recorrendo ao primeiro modo ou a uma análise multi-modal).	Curva de capacidade baseada em deslocamentos, considerada mais fiável.
Curva de capacidade do sistema SDOF equivalente resultante da configuração do primeiro modo ou de uma determinada configuração deformada e da transformação baseada num deslocamento de um ponto de referência escolhido.	Curva de capacidade do sistema SDOF equivalente resultante da configuração deformada em cada passo de iteração.

Algumas das críticas a este método de análise, apontadas por M. Savoia no *Workshop sobre Métodos de Análise Não Linear para Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais (2008)* consistem na dificuldade em escolher a primeira distribuição de deslocamentos, que poderá induzir o comportamento da estrutura e a formação de rótulas plásticas, e no facto de existirem diferentes parâmetros, deslocamentos máximos em diferentes direcções, rotação de cedência ou extensões máximas, que podem ocorrer em instantes diferentes da acção sísmica e podem não coincidir com o valor máximo de força basal.

### 2.3.5. Método dos Coeficientes de Deslocamento - Displacement Coefficient Method (DCM)

O documento ATC-40 [ATC-40, 1996] faz uma referência a este método, apesar de ressaltar que a descrição completa e mais pormenorizada encontra-se em FEMA-273, antiga designação para o actual FEMA-356 [ASCE, 2000]. Este método desenvolvido pela *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) consiste num método de obtenção do deslocamento objectivo ou do ponto de desempenho a partir de sucessivas correcções dos deslocamentos espectrais. A correcção consiste na sobreposição da influência da altura do edifício, dos efeitos não lineares da forma dos ciclos histeréticos e dos efeitos P- $\Delta$ .

Neste caso, a partir da análise estática não linear obtém-se a curva de capacidade no formato força-deslocamento. A construção do diagrama força-deslocamentos simplificado e o desenvolvimento da análise estática não linear é semelhante ao explicitado anteriormente mas a idealização proposta pelo FEMA-356 é diferente e refere explicitamente a possibilidade de o patamar plástico ter uma rigidez negativa.

A idealização bilinear proposta corresponde àquela ilustrada na Figura 2.9 e baseia-se em dois princípios base:

- A área abaixo e acima da curva real e a curva idealizada devem ser iguais;
- A rigidez inicial é definida pela recta secante à curva de capacidade no ponto referente a  $0.6F_y$ .

O processo de determinação da aproximação bilinear faz-se de forma iterativa [Lakshmanann, 2006] [ASCE, 2000].

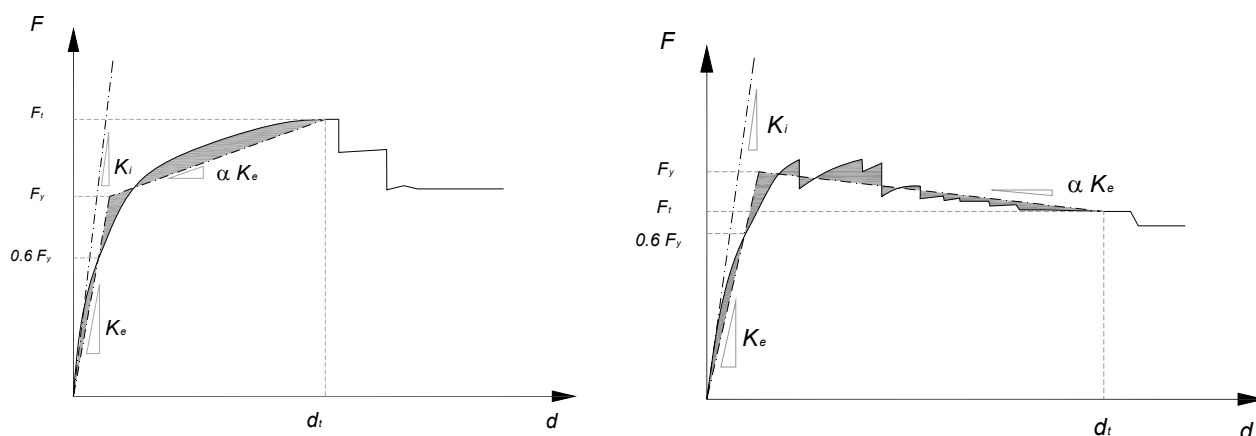


Figura 2.9 – Idealização da relação entre força basal e deslocamentos pelo FEMA 356 [ASCE, 2000]. Rigidez após cedência positiva (Esq.), Rigidez após cedência negativa (Dir.).

A partir da curva de capacidade idealizada, o período efectivo da estrutura é calculado com base na expressão (2.35).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.35)$$

$T_e$  – período efectivo da estrutura na direcção em análise (seg);

$T_i$  – período fundamental correspondente à direcção em análise (seg);

$K_i$  – rigidez da estrutura na direcção em análise (kN/m);

$K_e$  – rigidez efectiva na direcção em consideração, Figura 2.9 (kN/m).

A metodologia de análise consiste na determinação do deslocamento objectivo correspondente ao ponto de desempenho (*target displacement*) através de uma expressão genérica, que contabiliza as diversas questões em jogo. Essa expressão e o significado dos respectivos parâmetros encontram-se descritos de seguida.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.36)$$

$\delta_t$  - deslocamento objectivo, *target displacement* (m);

$S_a$  – aceleração espectral para o período efectivo,  $T_e$  ( $m/s^2$ );

Cada um dos factores de modificação  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  acarretam alguns cálculos auxiliares e uma explicação mais pormenorizada daí encontrarem-se apresentados em forma de tabela (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 – Factores de Modificação, C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>

Factor de Modificação	Significado	Procedimentos de Cálculo	Comentários
C <sub>0</sub>	Relaciona o deslocamento espectral do sistema SDOF equivalente e o deslocamento no topo do edifício no sistema MDOF	<p>C<sub>0</sub> = factor de participação modal ao nível do ponto de controlo;</p> <p>ou</p> <p>C<sub>0</sub> = factor de participação modal referente à deformada no ponto de desempenho (caso se tenha utilizado uma distribuição de cargas adaptativa);</p> <p>ou</p> <p>Consultar Tabela D.1 presente no ANEXO D.</p>	Os valores da Tabela D.1 do ANEXO D são especificamente destinados a edifícios.
C <sub>1</sub>	Relaciona os deslocamentos não lineares máximos com os deslocamentos elásticos lineares	<p>C<sub>1</sub> = 1.0                      T<sub>e</sub> ≥ T<sub>s</sub></p> <p><math>\left[ 1.0 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e} \right] / R</math>      T<sub>e</sub> &lt; T<sub>s</sub></p>	<p>T<sub>s</sub> – período característico do espectro de resposta correspondente à passagem da zona de aceleração constante para velocidade constante (T<sub>C</sub> no EC8)</p> <p>R – mede a relação entre a acção e o valor definido para a cedência,</p> <p><math>R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m</math>;</p> <p>V<sub>y</sub> – força basal correspondente à cedência (Figura 2.9) (kN);</p> <p>C<sub>m</sub> – factor de massa efectiva (Tabela D.3 ANEXO D).</p>
C <sub>2</sub>	Corrige o deslocamento de acordo com o efeito de aperto ou “pinching” e da degradação de rigidez e resistência ao longo dos ciclos histeréticos reais	Consultar Tabela D.2 presente no ANEXO D.	Dependendo do nível de desempenho desejado e do tipo de estrutura é possível obter uma estimativa do comportamento histerético real

$C_3$	Tem em consideração os efeitos P- $\Delta$ directamente nos deslocamentos	$C_3 = 1.0$  $C_3 = 1.0 + \frac{ \alpha  R^{-1} \frac{3}{2}}{T_e}$	Estruturas com rigidez pós-cedência positiva  Estruturas com rigidez pós-cedência positiva  $\alpha$ - relação entre a rigidez elástica equivalente, $K_e$ , e a rigidez pós-cedência, par a curva de capacidade bilinear idealizada (Figura 2.9).
-------	---	--	--

### 2.3.6. Metodologia de Dimensionamento baseada em Deslocamentos - Displacement-Based Design Method (DDBD)

Segundo [Priestley et al., 2007], o método designado por Displacement-Based Design Method pretende impor-se como um procedimento de dimensionamento, ao contrário dos outros autores que estabelecem ainda grandes limitações à sua aplicação generalizada. A metodologia de dimensionamento tem sido desenvolvida por Priestley e Calvi baseada no trabalho de Gulkan e Sozen [1974] e Shibata e Sozen [1976] na análise de estruturas substitutas.

A base do modelo de cálculo assenta na rigidez secante ao ponto de deslocamentos máximos, na consideração de um amortecimento viscoso representativo do amortecimento elástico e da energia absorvida durante a acção sísmica e na limitação dos deslocamentos através de nível de desempenho a atingir de acordo com os objectivos pretendidos para cada estrutura.

Este novo procedimento de dimensionamento rompe com algumas das hipóteses generalizadas de dimensionamento associadas aos métodos baseados em força e consiste numa metodologia fundada em conceitos de desempenho.

Uma das hipóteses, já discutida anteriormente, diz respeito à consideração da rigidez da estrutura dependente em grande medida da inércia dos elementos. Por outro lado, Priestley refere ainda que a distribuição dos esforços segundo a rigidez elástica dos pilares e que a hipótese de que todos os pilares entram em cedência simultaneamente são considerações irrealistas [2007, 2007a].

Em [2000], Priestley chama a atenção para a complexidade associada ao cálculo da ductilidade das estruturas, dependendo do nível de esforço axial, da taxa e distribuição das armaduras, da geometria da estrutura e das condições de fundação, para além das dificuldades em definir os pontos teóricos dos deslocamentos correspondentes à cedência e à rotura,  $d_y$  e  $d_u$ . A partir de tantas variáveis, o valor do factor de redução,  $R$ , ou coeficiente de comportamento, segundo o RSA, mostra-se pouco abrangente e pouco apropriado em determinadas situações, como por exemplo, em estruturas com períodos muito pequenos ou muito elevados.

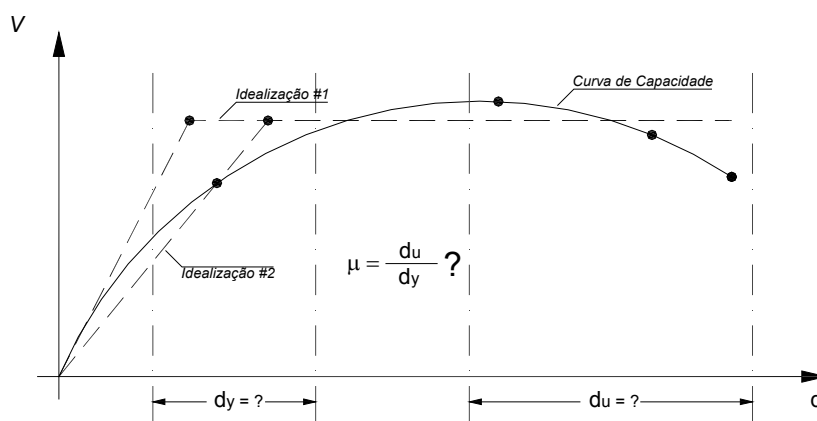


Figura 2.10 – Definição do deslocamento de cedência e do deslocamento último, adaptado de [Priestley, 2000]

De seguida, apresentam-se, muito simplificadamente, a base do método e a sua aplicação a pontes, tal como é proposta em [Priestley et al., 2007a].

Para a estrutura equivalente de um grau de liberdade é possível definir as propriedades dinâmicas fundamentais equivalentes.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (2.37)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.38)$$

$$V_B = K_e \Delta_d \quad (2.39)$$

$T_e$  – período fundamental equivalente do sistema SDOF (seg);

$m_e$  – massa equivalente ou efectiva (ton);

$K_e$  – Rrgidez secante no ponto de deslocamento máximo,  $\Delta_d$  (kN/m);

$V_B$  – força basal total na estrutura (kN);

$\Delta_d$  – deslocamento equivalente máximo ou de dimensionamento (m).

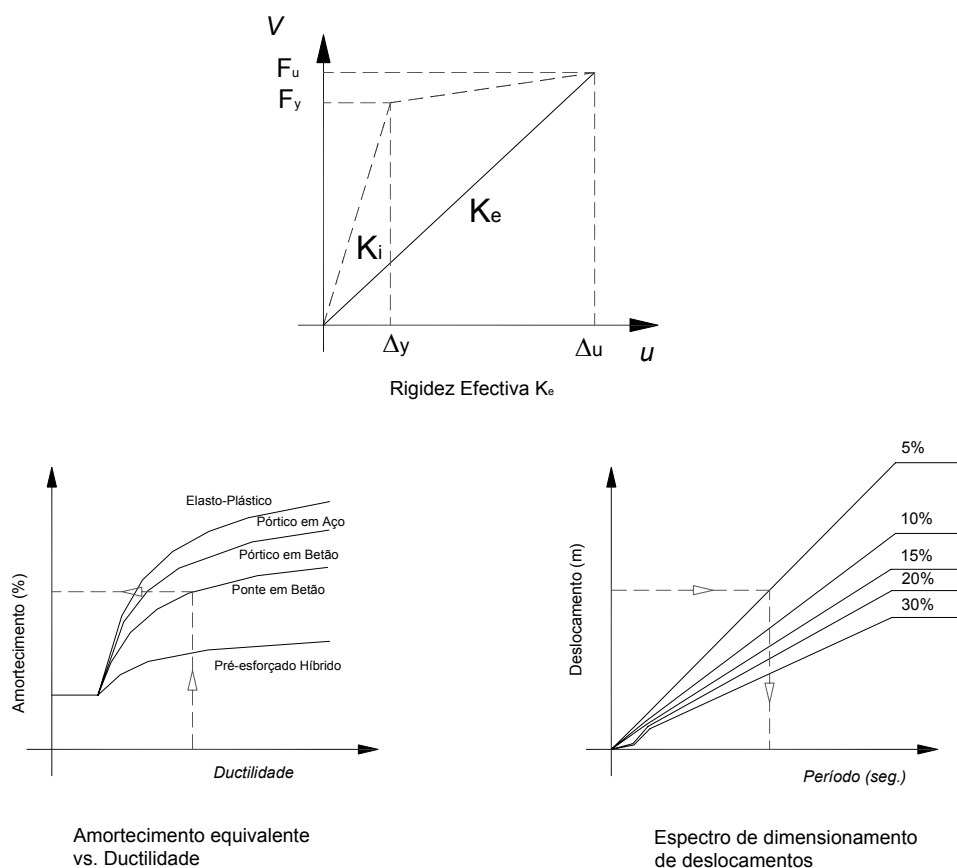


Figura 2.11 – Fundamentos do Displacement-Based Design Method, adaptado de [Priestley et al., 2007]



De acordo com o nível de ductilidade da estrutura é possível obter, para cada tipo de estrutura e material utilizado, o valor de amortecimento equivalente (Figura 2.11) e, por sua vez, através de um espectro de dimensionamento de deslocamentos, pode ser calculado o período da estrutura equivalente.

O deslocamento equivalente de dimensionamento e a massa equivalente podem ser obtidas a partir das seguintes expressões:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.40)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.41)$$

n – número de nós dotados de massa;

$m_i$  – massa do nó i (ton);

$\Delta_i$  – deslocamento do nó i (m).

No caso de pontes, na análise longitudinal, os deslocamentos  $\Delta_i$  são iguais ou muito parecidos e daí  $\Delta_d$  é igual a  $\Delta_i$  e  $m_e$  é igual a  $m_i$ . Na análise transversal existe a influência de outros factores, como a relação entre a rigidez transversal do tabuleiro e entre os pilares, a existência e localização de juntas de dilatação e as condições de ligação do tabuleiro aos pilares [Priestley et al., 2007]. Assim, se para a direcção longitudinal o processo de cálculo é simples e directo, na direcção transversal existe a necessidade de proceder a algumas iterações até que se encontre convergência dos deslocamentos ao longo da ponte.

O amortecimento do sistema pode ser definido a partir de uma ponderação dos amortecimentos de cada pilar com base na distribuição do esforço transversal.

$$\xi_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^m V_i \xi_i}{\sum_{i=1}^m V_i} \quad (2.42)$$

$V_i$  – Esforço transversal no pilar i (kN);

$\xi_i$  – amortecimento relativo ao pilar i;

Por exemplo, o amortecimento relativo a pilares de pontes em betão armado segue a lei expressa na equação (2.43), função da ductilidade do elemento.

$$\xi_i = 0.05 + 0.444 \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \quad (2.43)$$

$\mu$  – ductilidade do elemento em questão, definida pela relação entre o deslocamento de dimensionamento,  $\Delta_d$ , e o deslocamento correspondente à cedência.

A principal influência dos conceitos de desempenho reside na consideração do deslocamento de dimensionamento,  $\Delta_d$ , como resultante dos limites de extensão nas fibras dos elementos. Estes valores poderão estar definidos para cada estado limite, de forma a controlar o comportamento para diferentes níveis de desempenho sísmico.

Os documentos [Priestley et al., 2007] [Falcão, 2002] concentram em si as problemáticas envolvidas no método tradicional de dimensionamento e apresentam os fundamentos do método DDBD. No capítulo referente a pontes é demonstrada a aplicabilidade dos procedimentos a este tipo de obras e abordadas de forma sistemática as principais questões relacionadas com o comportamento de pontes. Entre estas questões encontram-se a ligação do tabuleiro aos pilares, a interacção solo-estrutura, a influência do tipo de encontro e do tipo de ligações ao tabuleiro, o comprimento da ponte, os efeitos P- $\Delta$  nos pilares, os conceitos de *Capacity Design* e ainda o comportamento em estruturas isoladas.

Tal como existem algumas relações entre os valores de deslocamentos, ou de deriva, e os valores limite das extensões nas fibras mais esforçadas para vigas e pilares de edifícios, Priestley descreve, para o caso específico de pontes, as correspondências entre os deslocamentos no tabuleiro e, por exemplo, a curvatura de cedência, tendo em atenção os diversos pontos referidos anteriormente. Deste modo, existe a possibilidade de avaliar o desempenho da estrutura tanto ao nível dos Estados Limite Últimos, com a limitação das extensões no betão e no aço, e também os Estados Limite de Utilização (RSA) ou os Estados Limite de Danos (EC8), com o controlo dos deslocamentos.

### 2.3.7. Outras variantes

Como resultado das metodologias descritas nas secções anteriores, tomadas como a base dos métodos de análise estática não linear, surgem actualmente novas variantes dos procedimentos gerais que introduzem questões importantes, uma visão alternativa aos resultados habituais e a expansão a estruturas mais irregulares.

Um exemplo desta visão alternativa é dado por Rakesh K. Goel em [Goel, 2008] onde apresenta uma proposta de generalização para a obtenção das curvas *pushover*. Nesse artigo é demonstrado que o caso da curva de capacidade clássica, F-d, é um caso particular de uma curva de capacidade generalizada. Goel refere-se ao factor  $\beta_n$  como que a um factor de escala das forças aplicadas à estrutura independentemente da sua distribuição e que permite a determinação de uma curva de capacidade generalizada  $\beta_n - d$ . Esta particularidade é especialmente interessante para análises

*pushover* modais (*Modal Pushover Analysis* – MPA) e útil para análises a estruturas tridimensionais irregulares onde existe a contribuição de vários modos.

Tomando em consideração a aplicação do *pushover* a estruturas mais irregulares, com a influência de vários modos e efeito de *coupling* entre modos, surge uma proposta desenvolvida por Chopra e Goel (Chopra e Goel, 2002,2004; Goel e Chopra, 2004; Goel, 2005; Chopra, 2008) [Chopra, 2008] [Goel, 2008] [Kappos e Paraskeva, 2008] que tem em consideração essa influência na resposta da estrutura. O método designa-se por *Análise Pushover Modal (Modal Pushover Analysis – MPA)* e recorre à combinação de várias análises *pushover* com base em diferentes modos de vibração para obter a resposta final [Chopra, 2008].



## **Capítulo 3 - Aplicação dos Conceitos de Desempenho Sísmico e de Análise Não Linear a Pontes**

### **3.1. Introdução**

Cada uma das metodologias apresentadas no capítulo anterior permite, de uma forma ou de outra, a definição do ponto de desempenho de uma determinada estrutura. Cada uma delas baseia-se em hipóteses e procedimentos distintos daí ser natural que os resultados sejam também diferentes.

A questão essencial consiste na ponderação correcta dessas hipóteses de forma a obter resultados que reflectam a realidade e que permitam uma boa aproximação ao comportamento da estrutura.

Por outro lado, cada um dos métodos apoia-se fortemente num modelo de cálculo, através do qual se procede à análise da estrutura. Estes modelos de cálculo podem resumir-se a modelos de poucos graus de liberdade ou a modelos numéricos com vários graus de liberdade, desenvolvidos normalmente em programas de cálculo específicos. Este último caso, envolve conceitos de modelação dos vários elementos que são do conhecimento geral e podem ser de complexidade variável, conforme a dimensão da estrutura e o nível de detalhe requerido.

Os aspectos mais comuns respeitantes à modelação de estruturas, como por exemplo, a utilização de elementos finitos de barra ou de placa, a definição geométrica das estruturas, a introdução das condições de apoio, têm uma importância crucial nos resultados. No entanto, no caso de análises não lineares são necessárias considerações que são pouco abordadas nos currículos actuais ou na actividade de projecto corrente.

Para além disso, existem considerações importantes associadas directamente à modelação de pontes e viadutos que convém explicitar.

### **3.2. Considerações na Modelação da estrutura**

#### ***3.2.1. Aspectos gerais***

Nesta secção são mencionados os aspectos mais importantes na construção dos modelos numéricos, em particular de pontes e viadutos e são referidos pontos que merecem especial atenção numa análise não linear.

Dentro da categoria mais geral, a definição geométrica dos elementos representa um ponto que merece especial atenção. A dimensão e posição relativa dos elementos nas várias direcções deve ser rigorosa, tendo em consideração que os vários elementos base da modelação (nós, barras e elementos de placa) devem desenvolver-se pelos eixos dos elementos da estrutura. Este ponto toma particular importância em peças de grandes dimensões e pode levar a resultados incorrectos.

A discretização da estrutura toma também um papel importante na precisão da análise e na interpretação dos resultados. A regra base para a construção de modelos numéricos consiste na utilização de uma discretização mais fina nas zonas dos elementos onde deverá ocorrer uma maior variação no andamento dos esforços. Neste caso, dado que a análise centra-se principalmente na observação da evolução dos deslocamentos horizontais do tabuleiro e esforços nos pilares, estes últimos devem ter uma maior discretização face ao tabuleiro.

A massa a considerar na análise dinâmica deve ser referente à combinação da acção sísmica, no caso do RSA [RSA, 1983] esta corresponde à combinação quase-permanente de acções e no Eurocódigo 8 [ECS, 2003] existe uma combinação que especifica os valores da massa a utilizar no modelo e que coincide genericamente à combinação quase-permanente.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.1)$$

$G_{k,j}$  – massa resultante da acção permanente j (ton);

$Q_{k,i}$  – massa correspondente à acção variável i (ton);

$\psi_{E,i}$  – coeficiente de combinação para acção variável i ( $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$ );

$\varphi$  - factor que depende do tipo de acção variável e do piso em questão.

A consideração do módulo de elasticidade a utilizar na análise deve ser ponderada considerando os aspectos da análise e consoante a regulamentação em questão.

Para o caso de estruturas de betão armado, segundo a regulamentação em vigor em Portugal [RSA, 1983] e [REBAP, 1983], para as acções consideradas lentas o módulo de elasticidade a utilizar corresponde ao módulo de elasticidade secante (metade do valor à idade de 28 dias), no caso de acções rápidas este valor deverá ser tomado igual ao módulo de elasticidade tangente, 1.25 vezes maior que o valor base aos 28 dias.

No entanto, segundo o Eurocódigo 8, em geral, o valor de rigidez de flexão e de corte para elementos fendilhados pode ser considerada como metade do valor em elementos não fendilhados. Por outro lado, o documento FEMA-356 [ASCE, 2000] refere, no capítulo sobre a modelação de estruturas de betão (capítulo 6), os valores de rigidez de flexão, de corte e axial a utilizar nos vários elementos estruturais, dos quais resultam em reduções semelhantes no valor do módulo de elasticidade.

Este facto entra em contradição com o disposto em REBAP e tem resultados díspares na análise. O cálculo da rigidez fendilhada de uma determinada secção pode ser estimada através do procedimento descrito no Anexo C do EC8 e verifica-se que a rigidez diminui cerca de 50% em relação à rigidez não fendilhada, para secções correntes com uma taxa de armadura usual.

Numa análise sísmica baseada em espectros de resposta, corrente em projecto, o procedimento descrito no REBAP pode levar à consideração de valores de aceleração modal excessivos, dado que os principais modos de vibração terão uma frequência superior àquela que corresponde a uma situação pós-fendilhação. No caso de pontes e viadutos foi considerado que, caso o tabuleiro seja

pré-esforçado e dimensionado à descompressão, deveria ser modelado com o valor total do módulo de elasticidade aos 28 dias. Quanto aos outros elementos, encontram-se em estado fendilhado para a combinação das cargas permanentes, logo, considerou-se metade do módulo de elasticidade.

### **3.2.2. Modelação das Fundações**

A ligação ao solo a partir das fundações divide-se em dois grandes grupos: fundações directas e indirectas. Para as fundações directas deve ser tomado em consideração o valor do módulo de deformabilidade do solo de fundação e as dimensões das fundações no cálculo da rigidez de rotação nas duas direcções. No caso de fundações indirectas, a interacção solo-estaca deve ser devidamente estudada, tendo em atenção as características do solo e as dimensões das fundações. Em relação a esta questão, pode-se recorrer à modelação das estacas na continuidade da estrutura ou à modelação da rigidez do maciço de estacas no centro elástico.

Neste trabalho foram utilizadas as características presentes nas sondagens efectuadas para os respectivos Projectos de Execução, mais concretamente os valores de NSPT e caracterização geológica e seguiram-se as recomendações presentes em [Castro, 1977], [Branco e Correia, 1990], [ATC-40, 1996] na estimação dos módulos de deformabilidade,  $E$ , e coeficientes de Poisson,  $\nu$ .

Tendo em atenção que numa avaliação do desempenho as características da estrutura utilizadas no modelo tendem a aproximar-se o mais possível da realidade através dos valores médios das resistências é essencial que os parâmetros representativos das propriedades do solo sejam fiéis ao comportamento real. No entanto, a variabilidade das características do terreno de fundação tornam a escolha de um valor médio de difícil validação quando comparado, por exemplo, com os valores de resistência dos materiais de construção.

Na verdade, a sofisticação dos modelos numéricos e a determinação rigorosa do comportamento não linear das secções transversais torna-se ineficaz face a uma má estimativa das propriedades do terreno de fundação e a uma pobre representação das fundações no modelo.

#### **Fundações Directas**

No caso das fundações directas, a rigidez resultante da interacção solo-sapata foi considerada tendo em atenção as relações indicadas na Tabela 3.1 para cada um dos graus de liberdade. A rigidez relativa aos graus de liberdade correspondentes às rotações em torno dos eixos longitudinal e transversal foi calculada com base nas expressões presentes em [ATC-40, 1996], enquanto que os restantes graus de liberdade foram considerados restringidos.

Tabela 3.1 – Cálculo dos valores de rigidez de interacção de fundações directas com o solo [ATC-40, 1996]

Grau de liberdade	Valor de rigidez a utilizar (Figura 3.1)
Translação longitudinal	$K_{Long} = 10^{15} \text{ kN/m}$ (Rígido)
Translação transversal	$K_{Trans} = 10^{15} \text{ kN/m}$ (Rígido)
Translação vertical	$K_{Vert} = 10^{15} \text{ kN/m}$ (Rígido)
Rotação em torno do eixo paralelo ao eixo transversal	$K_{\theta, Long} = \frac{G}{1-\nu} \times I_{Long}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left(24 + 0.5 \frac{B}{L}\right) \text{ [kNm/m]}$
Rotação em torno do eixo paralelo ao eixo longitudinal	$K_{\theta, Trans} = \frac{G}{1-\nu} \times I_{Trans}^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right] \text{ [kN/m]}$
Rotação em torno do eixo vertical	$K_{\theta, Vert} = 10^{15} \text{ kNm/m}$ (Rígido)
$I_{Long} = \frac{LB^3}{12} \text{ [m}^4\text{]}, I_{Trans} = \frac{BL^3}{12} \text{ [m}^4\text{]}$	

Assim, B corresponde à dimensão em planta segundo o eixo longitudinal e L segundo o eixo transversal [m]. O valor de G corresponde ao módulo de distorção do solo e é calculado a partir da expressão (3.2).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.2)$$

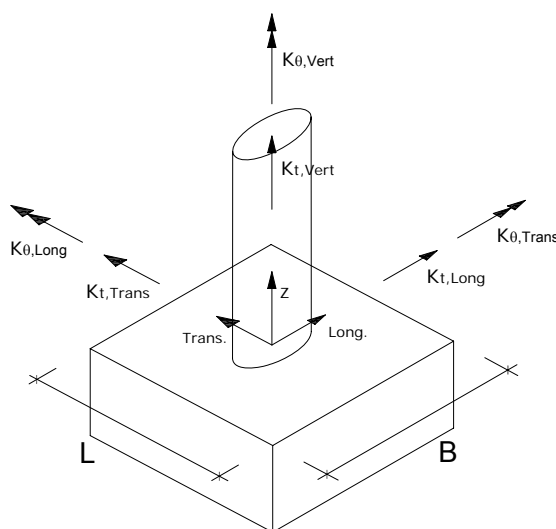


Figura 3.1 – Esquema ilustrativo da rigidez de cada grau de liberdade

### **Fundações Indirectas**

No caso de fundações indirectas, em particular de maciços de estacas, o cálculo da rigidez é mais complexo e envolve o conhecimento das características das camadas de solo ao longo das estacas (Figura 3.2). A correcta determinação da rigidez do conjunto maciço-estaca-solo é essencial na



avaliação do comportamento da estrutura, nomeadamente na estimativa dos esforços e deformações globais da estrutura.

Para cada uma das direcções principais das fundações, longitudinal e transversal, foi seguido um procedimento de cálculo da rigidez do conjunto maciço, estacas e terreno de fundação que tem a sua base na matriz de flexibilidade do sistema. Esta matriz de flexibilidade, é obtida a partir das características geométricas da fundação, do módulo de elasticidade das estacas,  $E_c$ , do coeficiente de reacção do solo de fundação em profundidade,  $C_{so}$  [Castro, 1978] [Bowles, 1988], e das acções actuantes no sistema.

$$C_{so} = \frac{0.6 E_s}{\Phi_{estaca} (1 - \mu^2)} \quad (3.3)$$

$C_{so}$  – módulo de reacção do solo ( $\text{kN/m}^3$ );

$E_s$  – módulo de elasticidade da camada de solo em questão ( $\text{kN/m}^2$ );

$\Phi_{estaca}$  – diâmetro da estaca (m);

$\mu$  – coeficiente de Poisson do solo.

De notar que existem algumas simplificações nesta metodologia como a não consideração directa do efeito do estado de tensão das camadas de solo em profundidade e o facto de se desprezar o efeito de grupo [Hall e Oliveto, 2003].

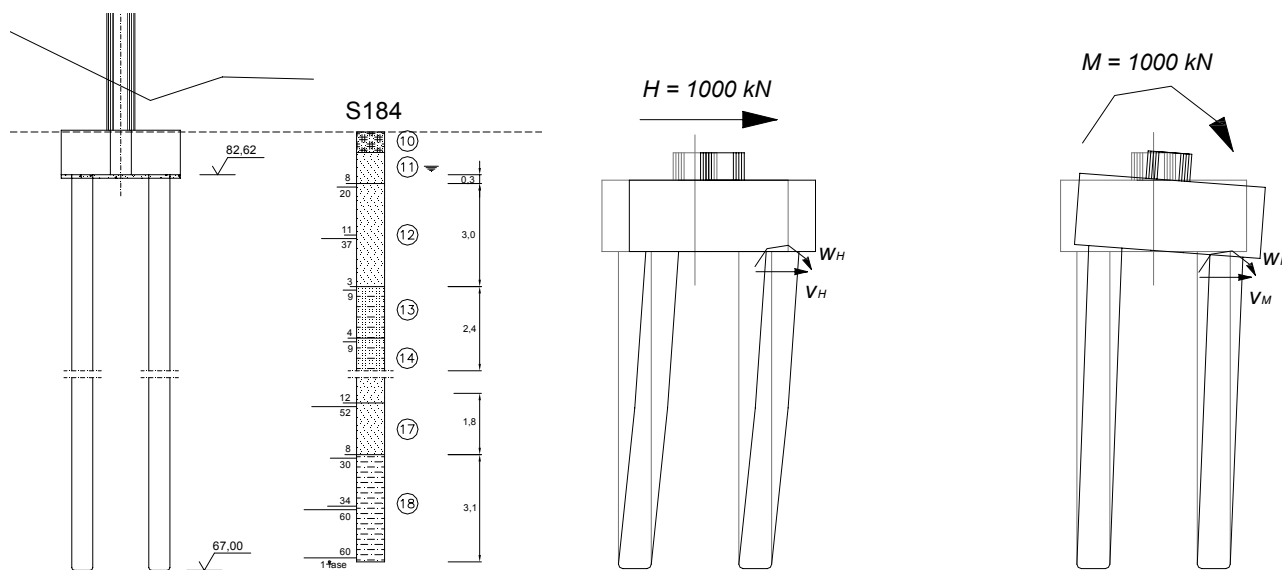


Figura 3.2 – Exemplo de uma solução de fundações indirectas e de uma sondagem (PI12B1) (Esq) e Cálculo da rigidez do sistema maciço-estaca-solo (Dir)

Através da matriz de flexibilidade do sistema de cada uma das direcções é possível determinar a matriz de rigidez diagonal referida ao centro elástico.

$$[F] = \begin{bmatrix} v_H & v_M \\ H & M \\ w_H & w_M \\ H & M \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$[K_1] = [F]^{-1} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$[K^i] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 \\ 0 & K_{22} - \left( \frac{K_{12}^2}{K_{11}} \right) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$y_{c,elast} = \frac{K_{12}}{K_{11}} \quad (3.7)$$

Onde  $v_H$ ,  $v_M$ ,  $w_H$  e  $w_M$  corresponde aos deslocamentos e rotações ( $v$  e  $w$ ) resultantes da aplicação de forças horizontais e momentos flectores ( $H$ ,  $M$ ) no topo do maciço.

Para os casos em análise os valores de  $K_{t,vert}$  e  $K_{\theta,vert}$  apresentam valores muito elevados<sup>2</sup>, daí poder-se considerar que estes dois graus de liberdade são considerados restringidos.

### 3.2.3. Modelação do comportamento fisicamente não linear

Existem outros aspectos a ter em consideração na modelação dos elementos que se prendem directamente com a análise fisicamente não linear e que determinam grandemente o comportamento da estrutura e os resultados finais. Chama-se a atenção para a necessidade destas considerações serem tomadas com ponderação e adaptadas a cada situação, uma vez que reúnem um número de conceitos muito alargado, complexo e pouco utilizado pela maioria dos projectistas.

A não linearidade física inerente ao betão armado deriva principalmente da não linearidade das relações constitutivas dos seus materiais constituintes, do facto de o betão ter pouca resistência à tracção e da profunda alteração da rigidez dos materiais à medida que as deformações aumentam.

A definição do comportamento não linear das secções transversais dos elementos é feita a partir de leis de comportamento para os diversos pares acções-deformações:

M- $\chi$  Momento – Curvatura ou M- $\theta$  - Momento – Rotação

V-d Esforço Transverso – Deformação Transversal

N-u Esforço Axial – Deformação Axial

T- $\phi$  Torção – Rotação de torção

Os modelos podem-se dividir em modelos de plasticidade concentrada ou modelos de plasticidade distribuída, sendo o primeiro tipo mais comum [Bento e Lopes, 1999] e o utilizado neste trabalho. Este

---

<sup>2</sup> A ponta das estacas encontram-se, em geral, encastradas num substrato de grande rigidez.

modelo permite a concentração de deformações inelásticas em pontos definidos à partida, designados por rótulas plásticas.

### **Modelos de comportamento não linear de flexão**

A lei de comportamento definida para uma secção transversal determina a sua capacidade de deformação quando sujeita a um valor de momento-flector e, em geral, é idealizada através de um comportamento elástico-perfeitamente plástico. No que diz respeito à idealização deste comportamento existem estudos que comparam a influência das várias hipóteses associadas à idealização da lei de comportamento [Bhatt, 2007].

A determinação dos diagramas momento-curvatura relativos a cada secção transversal e em cada direcção principal foi obtida a partir do conhecimento das relações constitutivas dos materiais constituintes, do betão (confinado ou não confinado) e do aço, das equações de compatibilidade e das equações de equilíbrio e tendo em consideração algumas hipóteses de fundo [Virtuoso et al., 1998] [Chen, 2003]:

- Existe compatibilidade de deformações entre o aço e o betão (Figura 3.3);
- A secção é solicitada apenas num plano;
- As deformações por corte e por torção são desprezáveis;

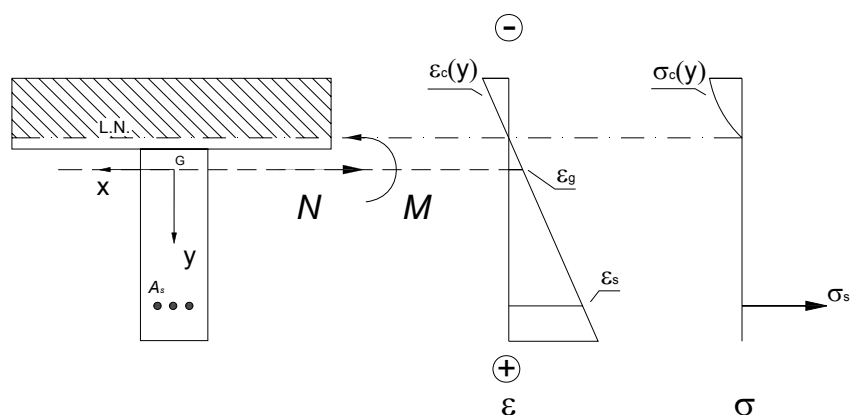


Figura 3.3 – Esquema das relações entre tensões e deformações numa secção genérica

No Anexo E encontram-se presentes os procedimentos necessários à construção destes diagramas de comportamento, incluindo a definição das relações constitutivas do aço e do betão (confinado e não confinado), das equações de compatibilidade e de equilíbrio.

### ***Construção da lei de comportamento das secções***

Através da definição das leis de comportamento de cada material, das equações de compatibilidade e das equações de equilíbrio é possível determinar o momento-flector que equilibra um determinado valor de curvatura imposto e um nível de esforço normal pré-definido [Virtuoso et al., 1998]. De forma

a conseguir equilibrar as extensões impostas com as tensões na secção transversal é necessário recorrer a um processo iterativo. Assim, com base na discretização da secção transversal, é possível ter em cada fibra e em cada passo do processo a evolução das tensões/extensões (Figura 3.4). De seguida é apresentado, simplificada, o procedimento necessário à construção do diagrama momento-curvatura com base nesta metodologia:

- Definição das relações constitutivas dos materiais, das equações de compatibilidade e das equações de equilíbrio que regem o comportamento;
- Divisão da secção em pequenas fatias conforme a direcção em análise (uma maior pormenorização implica menor erro no cálculo dos momentos flectores);
- Definição de um nível de esforço normal,  $N$ ;
- Imposição de uma curvatura,  $\chi_1$ ;
- Cálculo das extensões  $\epsilon$ , conseqüentemente, das tensões em cada fatia;
- Cálculo dos esforços,  $N_{i,k}$  e  $M_{i,k}$ , que equilibram as tensões resultantes em cada fatia;
- Caso  $N - N_{i,k}$  seja maior que um determinado valor  $\epsilon$  (erro), então é necessário corrigir o valor de esforço normal resultante através de um processo iterativo, e a partir daí obter o correspondente valor de momento flector;
- Repetição do processo para valores crescentes de curvatura,  $\chi_2, \chi_3, \chi_4, \dots$ ;

Apesar de o comportamento não linear de uma secção transversal ser explicado através da sobreposição das leis de comportamento não linear,  $M-\chi$ ,  $V-d$ ,  $N-u$ ,  $T-\theta$ , para cada acção, neste trabalho foi apenas considerado o comportamento não linear referente à flexão nas duas direcções, para um dado nível de esforço axial. Esta opção vem ao encontro do facto de as estruturas terem um comportamento dúctil e que a diminuição de ductilidade devida ao esforço transversal encontra-se controlada de forma indirecta através da correcção do comprimento de rótula plástica.

Neste trabalho foi adoptado o critério referido no Eurocódigo 8 – Parte 2 Bridges [ECS, 2005] que prevê que a rigidez inicial deve ser considerada como a rigidez secante no ponto teórico correspondente à cedência e que o troço pós-cedência de rigidez nula deverá garantir um valor de energia igual ao da função original.

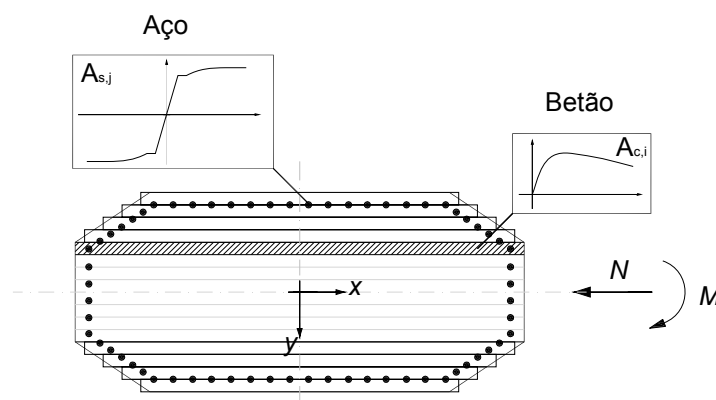


Figura 3.4 – Discretização da secção transversal em fatias

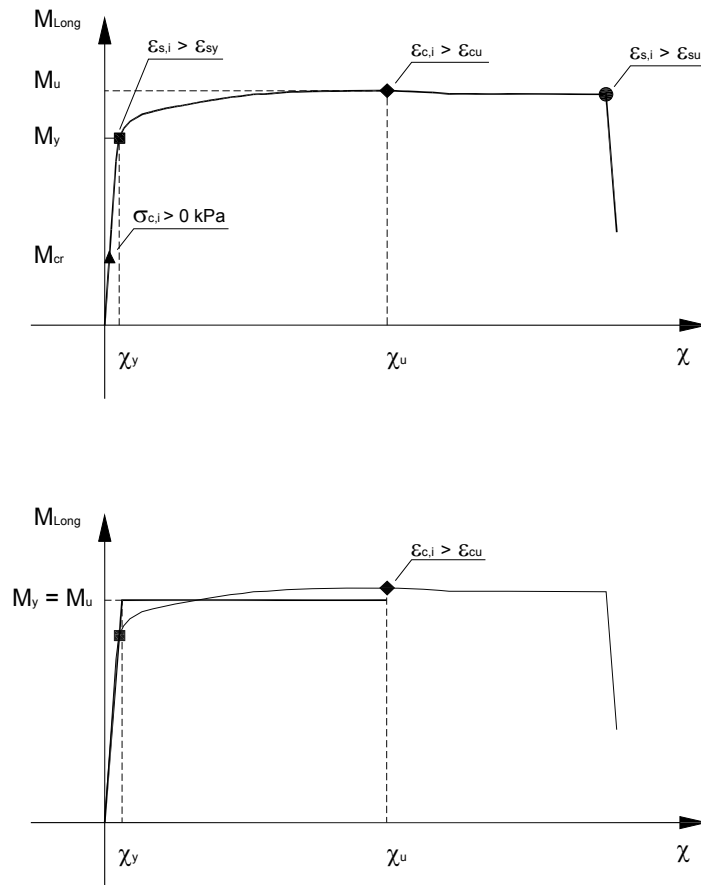


Figura 3.5 – Ilustração da construção do diagrama Momento-Curvatura real (em cima) e idealizado (em baixo)

O critério utilizado para a determinação do diagrama momento-curvatura idealizado foi o de não excedência da extensão última do aço ou do betão. Considerou-se que a integridade da secção transversal começa a estar comprometida a partir do momento em que a extensão última da primeira fibra é atingida.

### **Definição do comprimento de rótula plástica**

Associado a lei de comportamento descrita anteriormente encontra-se o conceito de rótula plástica que corresponde a uma adaptação do comportamento real ao modelo em questão. A partir do ponto de cedência, a estrutura é levada a propagar a plasticidade ao longo do comprimento da estrutura, sendo que, na prática, a rótula não corresponde a um ponto mas sim a um determinado comprimento onde se vão concentrar as deformações inelásticas.

O comprimento da rótula plástica condiciona em larga medida os deslocamentos observados na estrutura e a partir daí os diversos parâmetros a utilizar na análise do desempenho, nomeadamente a rotação última das rótulas plásticas e os deslocamentos totais da estrutura.

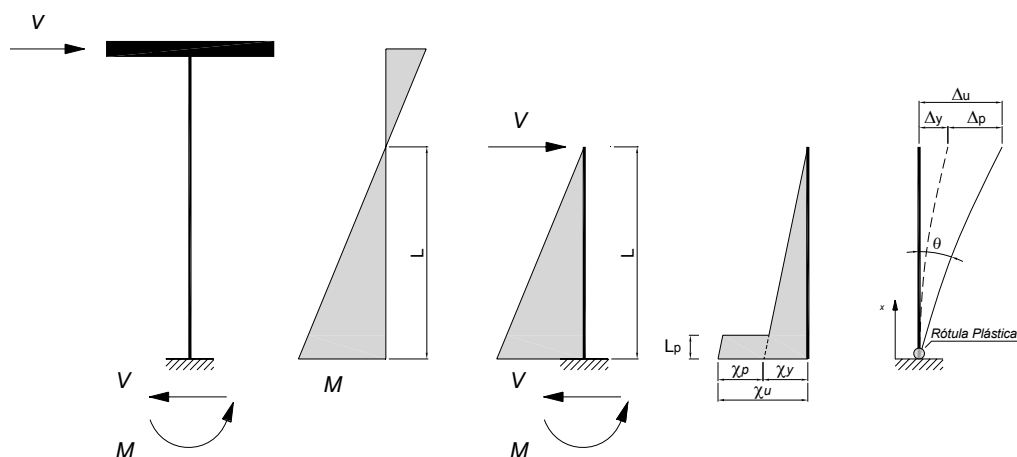


Figura 3.6 – Curvatura de cedência, curvatura plástica e comprimento de rótula plástica, adaptado de EC8-2, Anexo E [ECS, 2005]

$$\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \chi \times dx \quad (3.8)$$

Recorrendo às indicações do EC8-2, Anexo E [ECS, 2005], o valor da rotação última da rótula plástica foi calculado através da seguinte expressão:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (3.9)$$

$$\theta_y = \frac{\chi_y L}{3} \quad (3.10)$$

$$\theta_{p,u} = (\chi_u - \chi_y) L_p \left( 1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (3.11)$$

$\theta_u$  – capacidade de rotação total na secção (rad);

$\theta_y$  – capacidade de rotação correspondente à cedência da secção (rad);

$\theta_{p,u}$  – capacidade de rotação da rótula plástica (rad);

$\chi_y$  – curvatura de cedência da secção (1/m);

$\chi_u$  – curvatura total da secção (1/m);

$L$  – distância entre a secção da rótula plástica e o ponto de momento nulo no pilar (m);

$L_p$  – comprimento da rótula plástica (m).

Os valores de curvatura referidos foram obtidos a partir do diagrama momento-curvatura bilinear mencionado anteriormente, o valor de  $L$  pode ser estimado a partir de uma análise sísmica linear preliminar, por exemplo, recorrendo à análise espectral. O cálculo do comprimento da rótula plástica,  $L_p$ , baseou-se no Anexo E do Eurocódigo 8 – Parte 2 [ECS, 2005]:

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bL} \quad (3.12)$$

$f_{yk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço (MPa);

$d_{bL}$  – diâmetro dos varões de aço utilizados (m).

O Eurocódigo 8 chama a atenção de que esta expressão é válida apenas para secções onde o comportamento de rotura frágil não é significativo (rotura associada à influência do esforço transversal na resposta, como o *sliding-shear* ou a rotura diagonal da alma). Assim, no caso de o factor de corte (*shear-ratio*) apresentar um valor reduzido é necessário corrigir a capacidade de rotação plástica associada à secção em questão ([ECS, 2005] EC8-2 Anexo E):

- $\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3,0$  - não é necessária correcção;
- $1,0 \leq \alpha_s = \frac{L}{d} \leq 3,0$  - é necessário corrigir o valor de  $\theta_{p,u}$ , com o valor de  $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$ .

$d$  – altura útil da secção transversal (m);

Este factor correctivo permite contabilizar de forma indirecta a diminuição de ductilidade pela influência do esforço transversal no comportamento da estrutura.

A posição das rótulas plásticas no modelo deve ser arbitrada de acordo com o bom-senso e com as previsões de progresso de colapso da estrutura. Se para edifícios esta escolha não é necessariamente óbvia, dado o elevado número de elementos, em pontes e viadutos a localização das rótulas plásticas é de escolha fácil e o seu número é bastante inferior a uma estrutura de um edifício.

### **Efeito do confinamento**

O confinamento toma grande importância no comportamento da estrutura, uma vez que aumenta a capacidade de rotação plástica e a ductilidade da secção transversal, e permite o controlo da encurvadura dos varões longitudinais. Num determinado elemento de betão armado, a transição entre secções com diferentes níveis de confinamento pode constituir uma fragilidade da estrutura, caso seja feita numa secção próxima dos esforços máximos e, por sua vez, próxima das secções onde são esperadas as maiores exigências de deformações.

Em relação a este ponto, a transição entre a solução de cintas deve estar patente no modelo através da modelação das diferentes secções (Figura 3.7). Esta consideração pode conduzir a incertezas em relação à sequência de formação de rótulas plásticas ao longo do pilar e daí a sua importância.

Segundo o REBAP [REBAP, 1983] no Art. 122º, as disposições construtivas relacionadas com este ponto dizem respeito à limitação do espaçamento entre cintas, ao diâmetro a utilizar nas cintas e à forma das armaduras transversais ao longo da secção transversal, sendo que a distância de qualquer

varão a um varão cintado não seja mais de 15 centímetros. Refere também, a título de recomendação, que a armadura transversal deve ser reforçada “nas zonas dos pilares situadas junto à sua ligação com outros elementos (vigas, fundações) ou em zonas de mudanças de direcção das armaduras longitudinais” através da diminuição do espaçamento das cintas ou do aumento do diâmetro.

Por seu lado o Eurocódigo 8, tanto na Parte 1 [ECS, 2003] como na Parte 2 [ECS, 2005], o confinamento é tratado de forma muito pormenorizada e exaustiva, permitindo não só o dimensionamento e pormenorização das armadura transversais necessárias a um confinamento adequado, como o cálculo das características do betão confinado resultante de uma determinada solução.

Uma vez que a legislação actualmente em vigor constitui o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBA) datado de 1983, é natural que as obras construídas em Portugal apresentem um valor de confinamento que não se coaduna com os valores mínimos de referência dos Eurocódigos. No entanto, é comum, principalmente em obras mais recentes e com maior importância relativa, a aplicação de medidas que permitem um melhor confinamento, como um maior número de cintas e menores espaçamentos entre cintas. Para além disso, existem vários documentos de auxílio aos projectistas para quantificar o confinamento adequado a aplicar e qual a sua importância nas suas estruturas, como por exemplo o *CEB-FIP Model Code 1990* [CEB, 1991] a partir do qual os Eurocódigos formularam a regulamentação neste ponto.

Neste trabalho o cálculo da lei de comportamento do betão contemplou o nível efectivo de confinamento indicado em projecto, o que resultou numa melhor adaptação do modelo à realidade. Assim, conforme a solução de cintas utilizada ao longo de cada pilar, foram adoptadas diferentes leis de comportamento do betão.

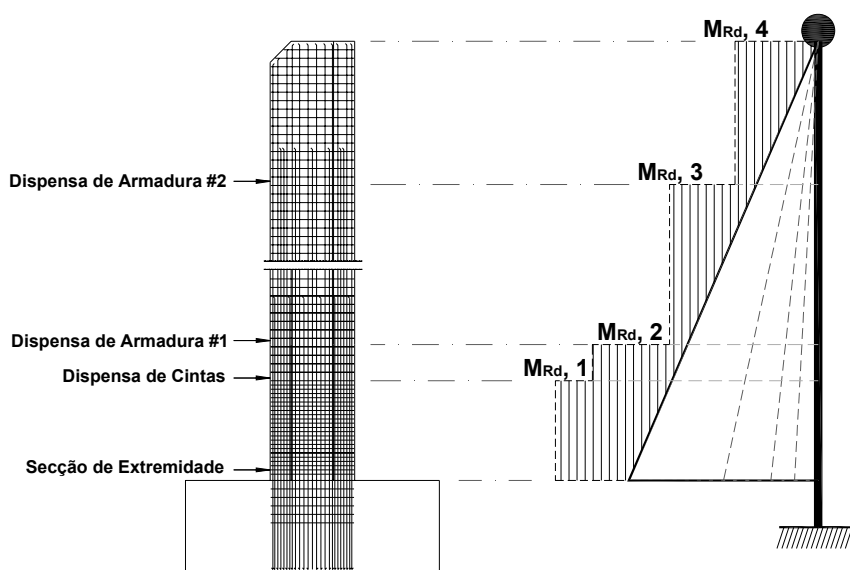


Figura 3.7 – Esquema representativo das dispensas num pilar



### **3.2.4. Aspectos particulares à modelação de Obras de Arte**

Um aspecto específico da modelação de pontes e viadutos, diz respeito à consideração do viés na modelação da estrutura. Esta característica implica a introdução de irregularidade no comportamento global da estrutura, desde logo, pela introdução de componentes de torção nos primeiros modos de vibração e na existência de importantes parcelas de movimento nas duas direcções em cada um dos modos.

Outra particularidade da modelação destas estruturas diz respeito à ligação entre os vários elementos e às condições de apoio da estrutura. A ligação entre os elementos deve representar as condições existentes na estrutura, mais concretamente a distribuição da rigidez pelos elementos, com especial atenção às estruturas isoladas sismicamente com recurso a aparelhos de apoio elastoméricos. Quanto às condições de apoio, estas caracterizam a ligação da estrutura a elementos exteriores, neste caso particular, aos encontros e ao solo.

Assim, dependendo do tipo de encontro, monolíticos ao tabuleiro, com aparelhos de apoio deslizantes ou fixos, em cofre ou perdidos, diferentes considerações podem ser tomadas, como por exemplo, a influência da rigidez do encontro na estrutura.

### **3.2.5. Definição dos passos necessários à modelação**

Em conclusão apresentam-se os principais passos e a ordem necessária à construção de modelos numéricos especialmente vocacionados a análises não lineares, em particular, análises estáticas não lineares de Obras de Arte correntes.

1. Definição das características geométricas da estrutura;
2. Definição das características elásticas dos materiais;
3. Definição de casos de análise correspondentes às acções actuantes em simultâneo com a acção sísmica: Peso Próprio, Pré-Esforço, Restantes Cargas Permanentes e eventuais Sobrecargas. Os esforços resultantes destas acções devem constituir as condições iniciais da análise não linear. A massa resultante das Restantes Cargas Permanentes e das Sobrecargas envolvidas na combinação sísmica (§3.2.1) deve ser introduzida no modelo;
4. Cálculo da rigidez na ligação da estrutura aos elementos exteriores (fundações e ligação aos encontros);
5. Determinação dos modos de vibração da estrutura e avaliação do comportamento da estrutura através dos valores de frequência das características dos primeiros modos longitudinal e transversal (valores de frequência, e factores de participação de massa);
6. Análise preliminar da estrutura com a aplicação de forças ao nível do tabuleiro para a estimação do ponto de momentos nulos nos pilares e calcular o valor de L (Figura 3.6 em §3.2.3);
7. Definição das propriedades não lineares dos materiais –  $\sigma_c / \epsilon_c$  e  $\sigma_s / \epsilon_s$ ;
8. Construção do modelo simplificado de comportamento da secção –  $M / \chi$  ou  $M / \theta$ ;

9. Atribuição das propriedades não lineares às secções onde é previsível o desenvolvimento de deformações inelásticas;
10. Análise da estrutura.

### **3.3. Considerações na Metodologia de Análise**

#### **3.3.1. Introdução**

Neste capítulo serão apresentados alguns aspectos intrínsecos a cada metodologia e que resultam do estudo efectuado. Nestes aspectos incluem-se as considerações e hipóteses a tomar ao longo do processo de análise, os tipos de análise mais relevantes, a aplicabilidade do programa utilizado e de outros programas disponíveis.

Por outro lado, tendo como referência o programa utilizado na presente dissertação, serão descritos os procedimentos essenciais aos tipos de análise.

#### **3.3.2. Considerações gerais**

A título de exemplo apresentam-se de seguida alguns programas aos quais se pode recorrer para efectuar os tipos de análise referidos neste trabalho. Alguns deles constituem programas especialmente concebidos para análises não lineares e daí serem mais completos e mais fáceis de adaptar a cada situação.

Em [Symans et al., 2003] são comparadas análises estáticas não lineares de um viaduto através de três programas distintos, o *SC-Puh3D* ([www.scsolutions.com](http://www.scsolutions.com)), o *SAP2000 NL* [CSI, 2004] ([www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com)) e o *GT-STRUDL* ([www.gtstrudl.gatech.edu](http://www.gtstrudl.gatech.edu)), são discutidos os resultados obtidos e, por último, referem-se as condições de aplicabilidade e funcionalidade de cada um. O programa *Seismostruct* ([www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)) é outro exemplo de um programa com grande potencial no meio académico devido às capacidades de cálculo diversificadas e à sua utilização gratuita.

Em resultado dos avanços mais recentes nas análises estáticas não lineares e do desenvolvimento das potencialidades do *SAP2000 NL* nesta matéria surgiu o *PERFORM-3D* ([www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com)), que vem aprofundar e condensar num só programa a aplicação de análises não lineares.

Dependendo do tipo de análise a efectuar existem procedimentos e hipóteses a considerar, no entanto, alguns aspectos são comuns e fazem sentido ser discutidos em conjunto.

#### **Condições iniciais**

Para obter resultados mais fiéis à realidade devem tomar-se como condições iniciais de análise os esforços e deslocamentos resultantes da acção do peso próprio, restantes cargas permanentes e do

pré-esforço da obra de arte, correspondentes ao estado inicial aquando da actuação da acção sísmica. Em termos práticos, o facto de se considerar estas acções à partida implica que as tensões introduzidas pela acção sísmica se sobreponham ao estado de tensão inicial, daí serem atingidos os pontos de cedência das secções para uma intensidade sísmica mais reduzida.

### **Simulação do comportamento não linear**

Na construção dos modelos numéricos é necessária especial atenção à introdução das características mecânicas da obra. Se por um lado a introdução das características elásticas dos materiais é idêntica em ambos os tipos de análise, as propriedades que simulam o comportamento não linear das secções podem ser introduzidas de formas distintas.

No que diz respeito ao programa utilizado, o *SAP2000 NL*, a introdução do comportamento não linear das secções consiste na utilização de modelos de plasticidade concentrada nas secções críticas. Recorrendo às leis de comportamento de cada secção para um dado nível de esforço axial é possível a criação de um modelo de comportamento simplificado, com o formato Momento-Curvatura ou Momento-Rotação (§3.2.3)

As análises estáticas não lineares permitem a utilização de rótulas plásticas (*Hinges*) que contêm em si o comportamento simplificado através da representação bilinear, com ou sem rigidez após cedência, e com possibilidade de consideração da degradação da capacidade resistente. Esta representação, utilizada pelo programa, encontra-se referenciada no ATC-40 [ATC-40, 1996] e no FEMA-356 [ASCE, 2000], onde cada ponto do diagrama está definido.

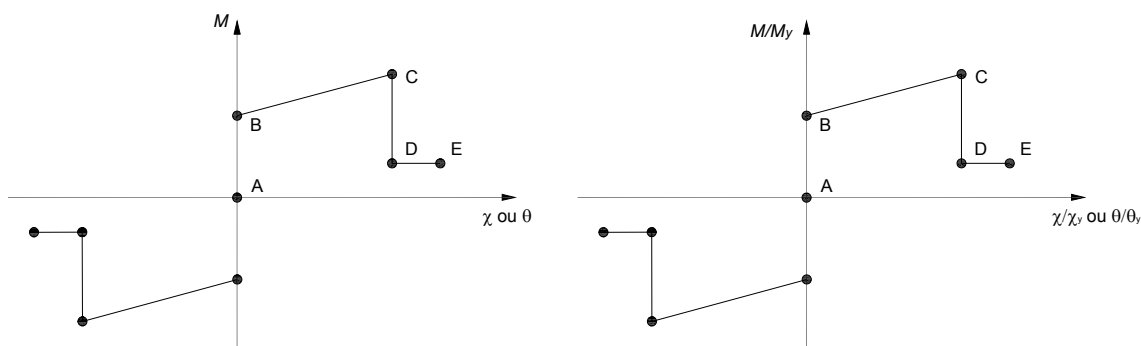


Figura 3.8 – Representação do comportamento das rótulas plásticas. Introdução do valor absoluto (Esq.). Introdução da relação com os valores de cedência (Dir.)

Quanto à análise dinâmica não linear, a representação do comportamento plástico das secções é efectuada recorrendo a elementos (*Links*) que simulam o comportamento não linear de um determinado grau de liberdade e incorporam uma lei de carga-descarga através da qual o comportamento histerético pode ser simulado. Neste caso, apenas existe a possibilidade da introdução de dados no formato Momento-Rotação. A lei de carga-descarga *Kinematic*, corresponde àquela que foi utilizada no trabalho e encontra-se representada na Figura 3.9.

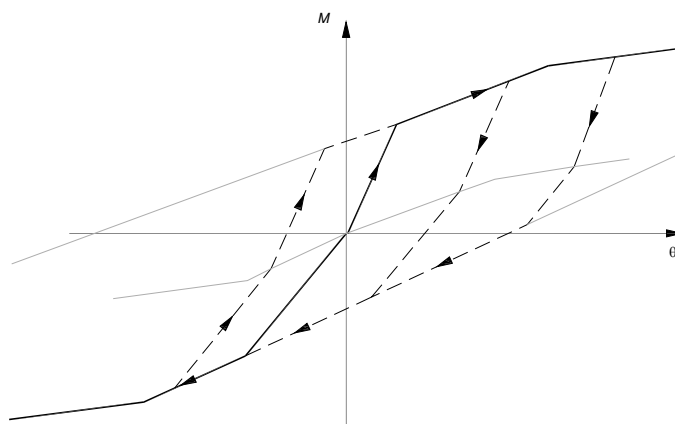


Figura 3.9 – Comportamento hysterético adoptado

### **Representação da Acção Sísmica**

O formato de representação da acção sísmica está relacionado com o tipo de análise que se pretende. Se por um lado, a análise *pushover* recorre à sobreposição do espectro de capacidade com os espectros de resposta reduzidos, a análise dinâmica introduz a acção directamente no modelo e os resultados são função dos acelerogramas representativos da acção sísmica de um determinado local.

Deste modo, de forma a efectuar uma comparação válida entre os dois métodos de análise foi necessária a consideração da mesma acção sísmica, isto é, para cada análise existe uma correspondência directa entre os acelerogramas introduzidos no modelo da análise dinâmica e os espectros de resposta utilizados na obtenção do ponto de desempenho nas análises *pushover*.

Em relação às características inerentes à acção sísmica, quer dos acelerogramas quer dos espectros de resposta, recorreu-se aos valores de referência presentes na NP EN 1998 -1 (Eurocódigo 8 – Parte 1, [ECS, 2004]) e ao Anexo Nacional, NA (versão de 5 de Junho de 2008, [NA, 2008]).

A caracterização da acção sísmica depende do tipo de acção sísmica em análise, da zona sísmica onde a obra está inserida e das condições geológicas do terreno de fundação, e são representadas pelas seguintes expressões e parâmetros:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ae}(T) = a_g k S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2,5} - 1) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B < T \leq T_C \quad S_{ae}(T) = a_g k S \eta^{2,5} \quad (3.14)$$

$$T_C < T \leq T_D \quad S_{ae}(T) = a_g k S \eta^{2,5} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.15)$$

$$T_D < T \leq 4 s \quad S_{ae}(T) = a_g k S \eta^{2,5} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.16)$$

$S_{ae}(T)$  – aceleração espectral elástica ( $m/s^2$ );

$a_g$  – aceleração de dimensionamento do solo,  $a_g = a_{gR} \gamma_I (m/s^2)$ ;

S – parâmetro relativo ao tipo de solo;

$T_B$ ,  $T_C$  – limites do troço correspondente à aceleração constante (seg.);

$T_D$  – período a partir do qual começa o troço do espectro com deslocamentos constantes (seg.);

k – factor de modificação para ter em consideração situações especiais relativas a condições regionais ( $k=1$ );

$\eta$  – factor de correcção do amortecimento com o valor unitário para um amortecimento de 5%.

O tipo de acção sísmica bem como a zona sísmica a considerar em cada caso reflecte-se no valor da aceleração do solo. Para o território português o Anexo Nacional [NA, 2008] define dois tipos de acção sísmica com características distintas. A acção sísmica Tipo 1 corresponde a um sismo de magnitude elevada com epicentro na região Atlântica, a grande distância focal, daí ser considerado como “afastado”, apresenta uma duração elevada e equivale à acção sísmica Tipo 2 no RSA [RSA, 1983]. Por seu lado, a acção sísmica Tipo 2, segundo o AN do NP EN1998-1, representa um sismo com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e pode designar-se por “próximo” dada a sua pequena distância focal, com uma duração menor e uma magnitude também menor.

Quanto ao zonamento sísmico, o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 define novas zonas sísmicas face ao RSA. Para a acção sísmica Tipo 1 passam a existir cinco zonas de diferente risco sísmico (1.1, 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5), com a maior intensidade presente no sul do país. As zonas referentes à acção sísmica Tipo 2 dividem-se também em cinco zonas (2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5), com as duas de maior intensidade só representadas no Arquipélago dos Açores.

O EC8-1 descreve os parâmetros que permitem definir o tipo de terreno de fundação e daí o valor de S a utilizar para a caracterização do espectro de resposta. Assim, dependendo do valor médio da velocidade das ondas de corte no solo, do número de pancadas no ensaio SPT e do valor da resistência não-drenada,  $C_u$ , é possível classificar o solo desde o tipo A, rocha ou formação geológica semelhante, até ao tipo E, correspondente a depósitos aluvionares. Para além destes, existem ainda dois tipos de terreno que necessitam de uma classificação mais pormenorizada referentes a solos de muito má qualidade e com elevado risco de liquefação, os tipos  $S_1$  e  $S_2$ .

### **3.3.3. *Análise Estática Não Linear***

#### **Escolha da metodologia**

Dentro das opções apresentadas neste trabalho, em termos de metodologia de análise, a escolha deverá depender dos objectivos da análise, do tipo de estrutura, do nível de aproximação exigido e do programa de cálculo disponível.

Caso um dos objectivos seja a avaliação do desempenho, todas as metodologias, apesar das hipóteses e restrições de cada uma, permitem obter uma estimativa do comportamento não linear da estrutura.

O método N2, tal como é apresentado em (§2.3.2), constitui um método muito simplificado onde a correcção dos deslocamentos elásticos é feita com base na transformação do modelo MDOF num sistema equivalente SDOF com as propriedades não lineares da estrutura, e no factor  $R_{\mu}$  relativo à capacidade de deformação da estrutura. No entanto, verifica-se que, apesar dos desenvolvimentos feitos por Fajfar sobre o método N2, patentes em [Fajfar et al., 2008] existe ainda a necessidade de desenvolvimento no que diz respeito a estruturas com grandes irregularidades, particularmente em planta.

Apesar disso, no que diz respeito a análises estáticas não lineares, o EC8-1, em particular no Anexo B, dá ênfase ao método N2, explicando em detalhe os procedimentos necessários à obtenção do deslocamento objectivo. Esta decisão deve-se acima de tudo pela sua aplicação simples e expedita, dispensando a componente gráfica.

Por seu lado, o *Displacement Coefficient Method* introduz na sua formulação um conjunto de dados que permite obter maior sensibilidade na determinação da capacidade de deformação efectiva da estrutura e daí representar melhor o comportamento real. Mais uma vez, a adaptação da formulação a sistemas tridimensionais irregulares continua a ser objecto de estudo. Uma das vantagens deste método é também a sua directa aplicação e, por isso, corresponde a uma boa primeira aproximação.

O *Capacity Spectrum Method*, apresentado pelo ATC-40, utiliza o amortecimento equivalente como medida da energia dissipada para um determinado nível de acção sísmica e indirectamente da capacidade de deformação dos seus elementos. A partir desse amortecimento equivalente procede-se à redução do espectro de capacidade que determina o ponto de desempenho. Este método apresenta-se como uma alternativa mais directa à resolução do problema devido à determinação de uma medida da energia dissipada e da transposição desse valor para a redução da acção sísmica.

A grande vantagem associada a este método prende-se com o facto de, normalmente, os resultados serem apresentados graficamente sob o formato aceleração espectral – deslocamento espectral, oferecendo uma perspectiva clara e imediata do comportamento. Apesar de recorrer a um processo iterativo para a determinação do ponto de desempenho e de permanecerem algumas questões quanto à sua validade em estruturas irregulares, existem alguns programas de cálculo que incorporaram o *Capacity Spectrum Method* nas suas ferramentas.

Na sua génese, o *Adaptive Capacity Spectrum Method* encontra-se intimamente relacionado com o *Capacity Spectrum Method*. As diferenças de formulação, apresentadas em §2.3.4, são, no entanto, cruciais para uma melhoria generalizada dos resultados. Tal como demonstrado em [Pinho et al., 2008] existe uma melhor adequação do comportamento das estruturas, em especial para viadutos e pontes com uma distribuição irregular da altura de pilares.

### **Modelação do comportamento não linear das secções**

A resposta não linear da estrutura encontra-se exclusivamente dependente da modelação do comportamento não linear das secções transversais. Uma vez que foi utilizado um modelo de plasticidade concentrada, existem elementos no modelo de cálculo que concentram as propriedades inelásticas da estrutura. A sua caracterização depende, como já foi referido, do tipo de análise que se pretende efectuar.

No caso das análises estáticas não lineares esses elementos são constituídos por rótulas plásticas (*Hinges*) no formato M- $\chi$ , inerente ao comprimento de rótula plástica e correspondem a uma determinada localização ao longo do elemento de barra.

Existem ainda algumas opções no programa de cálculo SAP2000 NL que permitem alguma diversificação nos procedimentos de cálculo, por exemplo, na definição do método de descarga das rótulas plásticas. As opções disponíveis são a descarga completa da estrutura, a aplicação de uma redistribuição local ou a utilização da rigidez secante [CSI, 2004] aquando da redução drástica de rigidez da estrutura, por exemplo, no momento em que uma rótula plástica entra em rotura e deixa de ter capacidade resistente. Em termos práticos, estas distinções não representam diferenças significativas nos resultados, no entanto, em [CSI, 2004] refere-se que a utilização da rigidez secante na redistribuição dos esforços corresponde a uma solução mais exacta mas com maiores problemas de convergência.

Por fim, no que diz respeito a análises estáticas não lineares existe a possibilidade de a evolução dos carregamentos ser determinada pelas forças aplicadas ou pelos deslocamentos num determinado ponto de controlo. O âmbito deste trabalho e, por sua vez, a análise *pushover* adapta-se melhor ao segundo método dado que existe uma monitorização dos deslocamentos e das forças na estrutura em diversos estágios.

Na análise dinâmica não linear o comportamento foi introduzido no formato M- $\theta$ , associado a uma lei de carga-descarga predefinida e, de acordo com o programa de cálculo utilizado, recorrem-se a elementos *Links* com um determinado comprimento para ligação entre os elementos de barra com comportamento elástico. Neste caso, uma vez que se pretende uma concentração das deformações relativa a uma determinada secção é importante que o comprimento destes elementos seja pequeno.

A existência de diversos elementos não lineares que simulam as várias secções transversais e a sua correcta distribuição pelos pilares são alguns dos aspectos a realçar na aplicação destes componentes.

### **Configuração dos carregamentos**

A configuração dos carregamentos a aplicar durante a análise *pushover* constitui um ponto fundamental da aplicação dos diversos métodos.

As distribuições mais usuais e aquelas que são referidas pelo EC8-2 no Anexo H [ECS, 2005] como fundamentais correspondem à distribuição uniforme e a distribuição baseada num determinado modo de vibração.

Existem ainda outras distribuições propostas por diferentes autores e que estão normalmente associadas a diferentes variantes das metodologias referidas em §2.3.7. Exemplos dessas distribuições são a distribuição triangular ao longo da altura da estrutura, a distribuição baseada na deformada provável durante a acção sísmica, a combinação de várias configurações modais ou a distribuição adaptativa referida no *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM).

Se por um lado algumas das distribuições foram pensadas especificamente para edifícios existem outras que se adaptam bem à análise de pontes, como a configuração uniforme ou a configuração modal para a análise longitudinal. Em pontes, estas configurações são representadas fundamentalmente por uma carga distribuída ao longo do tabuleiro.

Em [ASCE, 2000] são definidos dois grupos de distribuições de cargas laterais disponíveis para utilizar na análise *pushover* para edifícios. O primeiro grupo corresponde a distribuições modais: i) distribuição proporcional à massa e à altura do edifício; ii) distribuição proporcional ao primeiro modo de vibração da direcção em análise; iii) configuração proporcional à distribuição de esforço transversal pela estrutura resultante de uma análise modal por espectros de resposta. O segundo grupo, por sua vez, é constituído pela distribuição uniforme e pela distribuição adaptativa. Destas possibilidades, FEMA-356 refere que devem ser efectuadas duas análises independentes com distribuições provenientes dos dois grupos. Neste contexto, as configurações de carga utilizadas neste trabalho dizem respeito à configuração uniforme e à configuração proporcional ao primeiro modo da direcção em questão.

Em [Falcão, 2002] referem-se os dois pressupostos que estão na base da escolha de uma configuração de cargas invariante ao longo da análise. O primeiro diz respeito à hipótese de que as forças de inércia não se alteram significativamente durante a acção sísmica, por outro lado, o segundo pressuposto consiste no facto de os deslocamentos obtidos através da análise estática não linear correspondem a uma boa aproximação aos deslocamentos esperados.

Na aplicação a estruturas tridimensionais irregulares, estas duas hipóteses fundamentais podem deixar de se verificar para as configurações usuais invariantes. Surge assim a necessidade de encontrar uma distribuição de cargas que seja adaptativa, ou seja, que consiga evoluir de acordo com a formação das diferentes rótulas plásticas e, por sua vez, com a alteração das forças de inércia [Pinho et al., 2007] [Falcão, 2002].

### **Idealização do Espectro de Capacidade**

A idealização da curva de capacidade (F-d) resultante da análise *pushover* ou do espectro de capacidade ( $S_a-S_d$ ), após transformação para um sistema SDOF, referida em §2.3.2 e recomendada pelo EC8 pode não constituir a melhor opção na análise de pontes e viadutos.



No caso de edifícios, as curvas de capacidade apresentam, em geral, uma variação de rigidez contínua, resultado da gradual cedência dos elementos em diferentes instantes. Este comportamento característico origina curvas onde o ponto de cedência ( $F_y-d_y$ ) não se encontra perfeitamente definido (Figura 2.4), daí recorrer-se a uma aproximação sem rigidez pós-cedência.

Quanto às curvas de capacidade representativas do comportamento de pontes e viadutos, dado o pequeno número de elementos e de secções onde se concentram as rótulas plásticas, a evolução do sistema estático é muito mais rápida e o ponto de cedência apresenta-se melhor definido.

Neste trabalho, sempre que fosse mais adequado, recorreu-se à idealização bilinear com rigidez pós-cedência na tentativa de utilizar valores de força basal e deslocamentos no tabuleiro correspondentes à cedência mais próximos do comportamento real. Para além disso, o efeito da degradação não foi contabilizado nesta aproximação dado que o ponto de desempenho encontra-se maioritariamente nos primeiros troços pós-cedência, tornando a representação da degradação sem significado para a análise.

De seguida são apresentados alguns exemplos onde a comparação entre as duas aproximações revelam as vantagens da idealização com rigidez pós-cedência para a tipologia de espectro de capacidade em estudo.

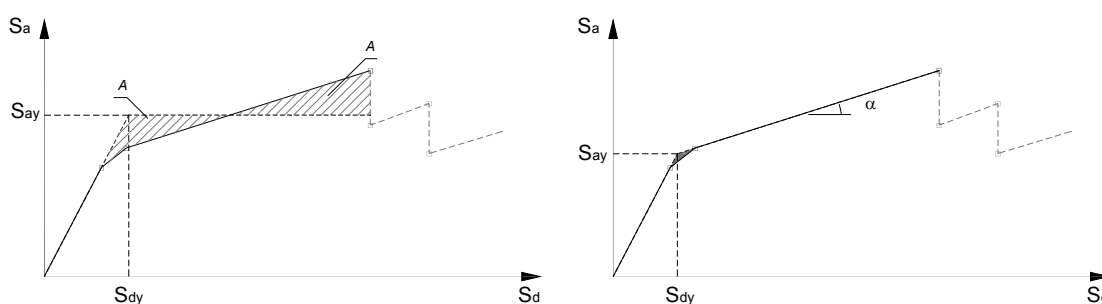


Figura 3.10 – Comparação entre idealização sem rigidez pós-cedência (Esq.) e com rigidez pós-cedência (Dir.) – Exemplo 1

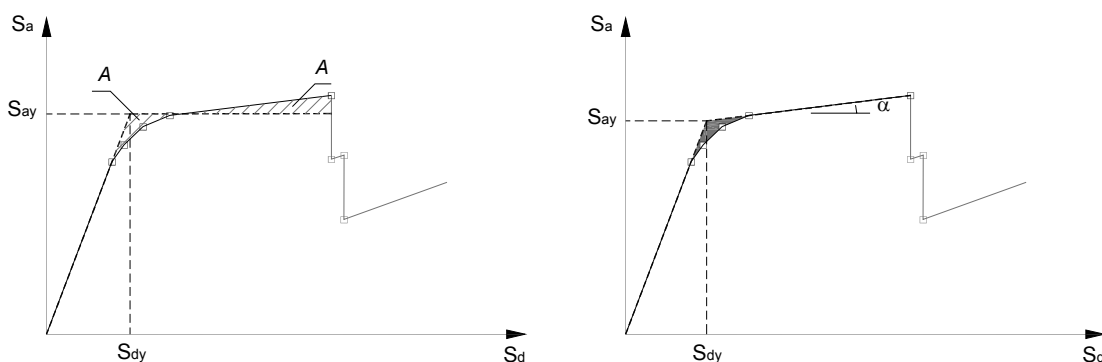


Figura 3.11 – Comparação entre idealização sem rigidez pós-cedência (Esq.) e com rigidez pós-cedência (Dir.) – Exemplo 2

Como se pode constatar, cada aproximação depende da sequência de formação de rótulas plásticas pela estrutura, do valor da rigidez pós-cedência, da localização do ponto de desempenho, da consideração ou não consideração do efeito de degradação e, caso sejam contabilizadas, das

consequências dos efeitos P- $\Delta$ . A escolha da relação bilinear a utilizar constitui um ponto fundamental na avaliação do desempenho, principalmente no recurso às metodologias expostas em §2.3.2 (N2), §2.3.3 (CSM), §2.3.4 (ACSM) e §2.3.5 (DCM).

### **Interpretação dos resultados**

A escolha do ponto de controlo dos deslocamentos pode ser feita com base no tipo de estrutura, na direcção da análise e na metodologia a utilizar. Se para o caso de edifícios é recorrente a referência ao topo da estrutura, em pontes torna-se clara a escolha de um ponto do tabuleiro. Apesar disso, em particular para análises transversais e pontes longas, a escolha da posição do ponto de controlo é mais complexa e requer alguma análise de sensibilidade. A escolha mais simples recai sobre o ponto médio do tabuleiro, mas poderá ser o nó do tabuleiro sobre um pilar a analisar ou o nó sobre os encontros. Segundo Kappos et al. [Kappos e Paraskeva, 2008], a localização mais adequada recai sobre o ponto de deslocamento máximo do tabuleiro ou o nó do tabuleiro sobre o pilar mais crítico, e refere ainda que este tipo de considerações, em conjunto com a escolha da distribuição de forças pela estrutura, influencia grandemente a curva de capacidade e daí a sua importância.

Ao efectuar o controlo dos deslocamentos ao longo do carregamento e da formação da curva de capacidade, o valor limite para o deslocamento no ponto de controlo pode ser definido à partida e pode corresponder a um nível de desempenho limite. Segundo vários autores, é comum proceder-se à análise da estrutura para níveis de deslocamento elevados, de forma a perceber a sua evolução em termos da sequência de formação de rótulas plásticas, evolução da rigidez, posições deformadas e degradação da estrutura.

Outra das especificações presentes no EC8 – 2, Anexo H define que a análise da estrutura deve ser feita com base em, pelo menos, duas direcções e de forma independente.

A análise do comportamento global da estrutura ao longo da evolução do carregamento e da degradação das características da estrutura implica uma análise dos deslocamentos em toda a estrutura e a evolução dos momentos e das rotações, em particular junto das rótulas plásticas.

Verifica-se que é necessário um estudo preliminar global do comportamento, onde se recolhe qualitativamente informação relativa a cada passo e só posteriormente se procede a uma análise exhaustiva dos resultados. Desta forma, pode-se ter uma melhor ideia do mecanismo de rotura associado às hipóteses consideradas, concluir sobre a sua validade e obter alguma confiança nas estimativas dos diversos parâmetros.

Na verificação mais pormenorizada da estrutura, o EC8-2 refere o controlo da ductilidade e da pormenorização de elementos estruturais e não estruturais de forma a acomodar os deslocamentos resultantes da acção sísmica.

Entre os elementos não estruturais em pontes encontram-se as juntas de dilatação, as lajes de transição com os aterros, o tapete betuminoso, todo o tipo de equipamento eléctrico e hidráulico ao

longo da ponte, os guarda-corpos e guardas de segurança, os muros de testa e de avenida dos encontros.

### 3.3.4. Análise Dinâmica Não Linear

A análise dinâmica não linear constitui o método que reúne em si as características necessárias à resolução “exacta” das equações do movimento. Para isso existem algumas considerações relacionadas com os procedimentos de cálculo e que merecem alguma discussão.

A escolha pelo método de integração directa implica a escolha entre um método explícito ou implícito. Neste trabalho foi utilizado o método implícito designado por método de Newmark, que constitui um dos mais utilizados [Bento e Lopes, 1999], devido principalmente à simplicidade da sua formulação.

O método de Newmark estabelece uma relação entre os deslocamentos, velocidades e acelerações no intervalo de tempo em questão,  $\Delta t$ , onde a aceleração é linear e a velocidade e o deslocamento seguem as seguintes funções [Murta, 2008], [Bento e Lopes, 1999] e [Clough e Penzien, 1995]:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + (1-\gamma)\Delta t \ddot{u}_t + \gamma \Delta t \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (3.17)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{u}_t + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (3.18)$$

$\Delta t$  – intervalo de tempo adoptado (seg);

$\ddot{u}_t$  - Aceleração no instante t (m/s<sup>2</sup>);

$\dot{u}_t$  - Velocidade no instante t (m/s);

$u_t$  - Deslocamentos no instante t (m);

$\ddot{u}_{t+\Delta t}$  - Aceleração no instante t+  $\Delta t$  (m/s<sup>2</sup>);

$\dot{u}_{t+\Delta t}$  - Velocidade no instante t+ $\Delta t$  (m/s);

$u_{t+\Delta t}$  - Deslocamentos no instante t+ $\Delta t$  (m);

$\gamma, \beta$  - Parâmetros do método a definir.

Os parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$  determinam, respectivamente, a forma de variação da velocidade e dos deslocamentos da resposta no intervalo  $\Delta t$ . Em [Clough e Penzien, 1995], refere-se que o parâmetro  $\gamma$  influencia o amortecimento artificial da estrutura e que para um valor de  $\gamma$  igual a 0,5, o método não introduz o amortecimento e por isso constitui o valor de referência. Se em conjunto com este valor de  $\gamma$ , for adoptado o valor de 0,25 para  $\beta$  então o método torna-se incondicionalmente estável e passível de utilização generalizada e designa-se formalmente por método da aceleração média constante.

Outra das questões relacionadas com a integração directa constitui a escolha do intervalo de integração. Uma vez utilizados os valores de  $\gamma$  e  $\beta$  indicados anteriormente, a estabilidade do processo de cálculo está garantida, logo o passo de integração relaciona-se directamente com a precisão dos resultados. Em [Bento e Lopes, 1999], indica-se o valor de referência de  $T/100$ , que garante a fiabilidade da integração, onde  $T$  corresponde ao período fundamental do sistema.

No que diz respeito à introdução do amortecimento material no sistema, a forma utilizada neste trabalho centra-se numa combinação linear das matrizes de massa e de rigidez, designada por amortecimento de Rayleigh [Murta, 2008] [Coelho, 1997].

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (3.19)$$

$[C]$  – Matriz de amortecimento material;

$[M]$  – Matriz de massa do sistema (ton);

$[K]$  – Matriz de rigidez dos sistema (kN/m);

$\alpha$  e  $\beta$  – parâmetros relativos à formulação do amortecimento de Rayleigh.

Devido às relações de ortogonalidade entre as matrizes de massa e de rigidez, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser calibrados em função da frequência angular de cada modo.

$$\xi_i = 0.5 \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.20)$$

$\xi_i$  – amortecimento relativo ao modo  $i$ ;

$\omega_i$  – frequência angular do modo  $i$  (rad/s);

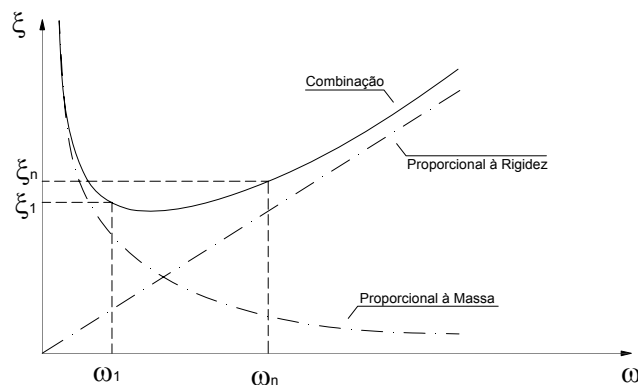


Figura 3.12 – Cálculo do amortecimento

Para que os principais modos tenham um amortecimento inferior a um determinado valor pré-definido, é comum adoptar a primeira ( $\omega_1$ ) e a  $n$ -ésima ( $\omega_n$ ) frequências angulares na determinação dos valores de  $\alpha$  e de  $\beta$ .

$$\beta = \frac{\frac{2\xi_n}{\omega_n} - \frac{2\xi_1\omega_1}{\omega_1^2}}{1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_n^2}} \quad (3.21)$$

$$\alpha = 2\xi_1\omega_1 - \beta\omega_1^2 \quad (3.22)$$



## Capítulo 4 - Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes em Portugal

### 4.1. Introdução

Uma vez que este trabalho pretende efectuar uma comparação entre metodologias de análise estática não linear e a análise dinâmica não linear partiu-se do modelo numérico utilizado na análise *pushover* para desenvolver o modelo a utilizar na integração directa fazendo as alterações necessárias à modelação do comportamento plástico.

De uma forma generalizada, as várias opiniões convergem no sentido de que as análises estáticas não lineares não constituem, neste momento, metodologias de dimensionamento. As dificuldades sentidas na interpretação dos resultados, a dispersão dos valores obtidos e a sensibilidade em relação às várias hipóteses consideradas resultam numa falta de confiança para os seus utilizadores.

O Anexo Nacional do Eurocódigo 8 para Portugal [NA, 2008] permite a utilização de análises não lineares em edifícios desde que a resistência horizontal global obtida ao nível da base não seja inferior a 75% da resistência que resultaria da aplicação do método tradicional. Exige ainda que exista uma fundamentação dos procedimentos utilizados e que sejam verificados por uma “entidade independente revisora do projecto”. Tal como defendido por Krawinkler, Chopra e Anagnostopoulos no *Workshop sobre Métodos de Análise Não Linear para Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais (2008)*, este tipo de metodologia deve constituir uma ferramenta na avaliação de desempenho, que permite obter estimativas de diversos parâmetros de controlo para níveis de desempenho pré-definidos, monitorizar o comportamento global da estrutura e avaliar a sequência e distribuição da plasticidade pela estrutura.

Em [Krawinkler e Zareian, 2008], Krawinkler e Zareian para além de definir os conceitos base de análises *pushover*, estuda em profundidade a influência dos efeitos  $P-\Delta$  e da degradação da resistência das secções na caracterização da curva de capacidade. Estes referem que, tanto os efeitos  $P-\Delta$  como a degradação da resistência das secções, tomam grande importância na curva de capacidade, levando a um troço de rigidez pós-cedência negativa. Nesse troço, a resistência da estrutura diminui à medida que os deslocamentos aumentam e, por isso, os pontos de desempenho que estejam dentro desse troço têm de ser avaliados com esta condicionante em linha de conta. Para além disso, aponta a modelação das rótulas plásticas para além do troço C (Figura 3.8), bem como a forma da curva de capacidade em “Sawtooth” como irrealistas, pouco apropriados a uma análise sistemática e de difícil aplicação em termos práticos.

No que diz respeito à aplicação dos diversos métodos a estruturas irregulares inúmeros autores, como M. Savoia, Chopra e P. Fajfar, referem que, a partir de um determinado ponto da distribuição de plasticidade pela estrutura, a influência da torção diminui a sua importância e daí poder ser discutível o seu interesse nas hipóteses de cálculo. No caso de edifícios este ponto é mais notório à medida que vários elementos entram no patamar de cedência, sendo que, em geral, aqueles que contribuem mais para os efeitos de torção são os primeiros a entrar em cedência, diminuindo os efeitos da

irregularidade. Em pontes constata-se o mesmo fenómeno com uma evolução mais drástica. Os pilares mais curtos deverão ser os primeiros a entrar em cedência e após esse ponto a estrutura deixa de ser tão irregular redistribuindo as forças pelos restantes elementos. Na verdade, dependendo da geometria e da configuração estática da ponte, e ignorando mecanismos de rotura locais, as estruturas tendem para a formação de mecanismos semelhantes, com formação de rótulas plásticas na base e/ou no topo dos pilares.

#### 4.2. Caracterização das Obras

As Obras utilizadas neste estudo dizem respeito a passagens superiores, passagens inferiores e viadutos já executados e em serviço há alguns anos. A escolha destas Obras deveu-se maioritariamente à disponibilidade de consulta dos projectos e à sua localização na zona sísmica A, segundo o Regulamento em vigor, o RSA [RSA, 1983].

Existem dois conjuntos de Obras que equivalem a dois projectos separados. O primeiro data de 1996, integra o sistema viário da Auto-Estrada do Sul (A2), Sublanço Alcácer do Sal/Grândola Norte (Ligação à EN120) e caracteriza-se por um conjunto de passagens inferiores, PI12B1, passagens superiores, PS12D e PS12E e um viaduto, VIADUTO. O segundo grupo, um pouco mais recente, de 1999, encontra-se mais a Sul no Sublanço Aljustrel/Castro Verde e é constituído por passagens inferiores, PI14 Esq, PI14a Esq e um viaduto de grande extensão, VIADUTO DE MESSEJANA.

No Anexo A encontram-se enumeradas exaustivamente as propriedades gerais de cada Obra. Nas figuras seguintes são apresentadas as principais características das obras estudadas..

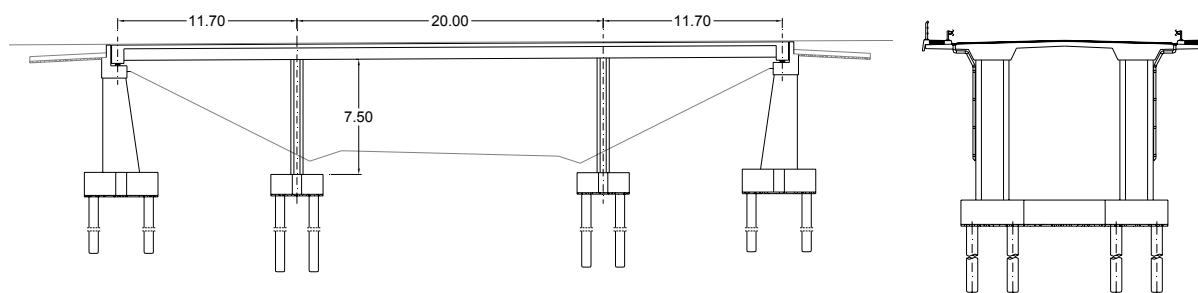


Figura 4.1 – Corte Longitudinal e Transversal de PI12B1

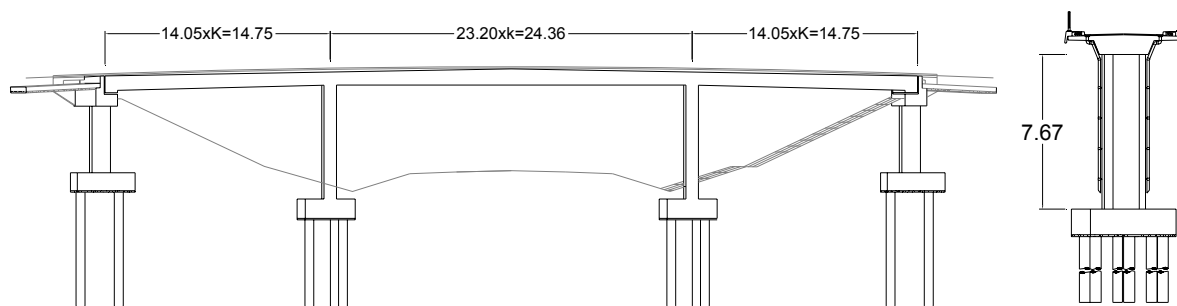


Figura 4.2 – Corte Longitudinal e Transversal de PS12D



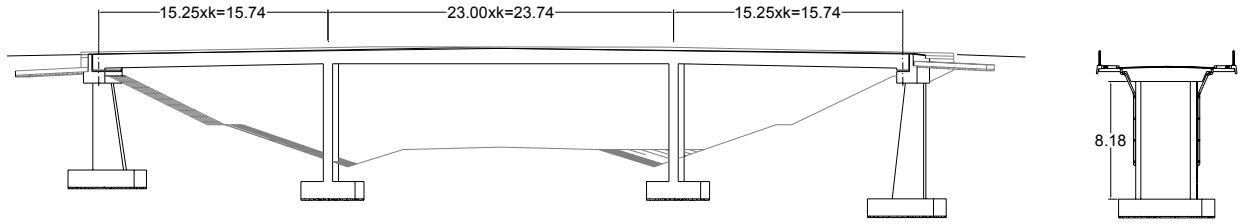


Figura 4.3 – Corte Longitudinal e Transversal de PS12E

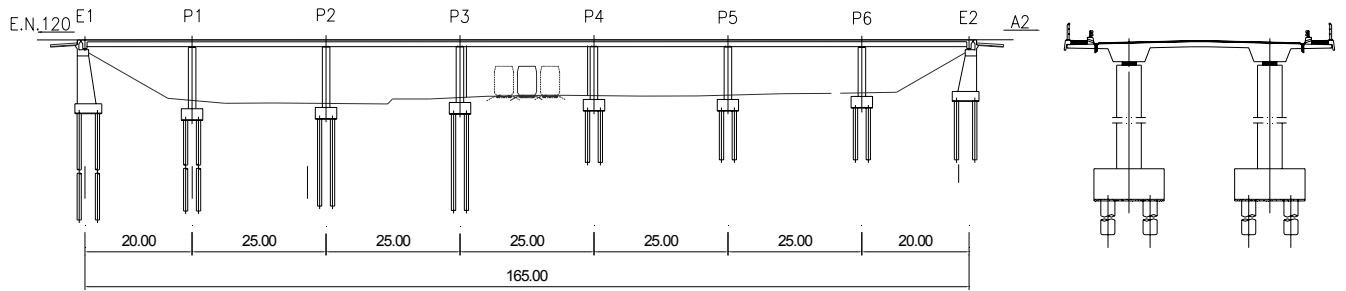


Figura 4.4 – Corte Longitudinal e Transversal de VIADUTO

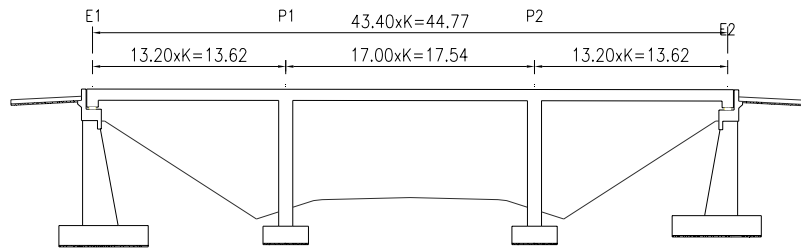


Figura 4.5 – Corte Longitudinal de PI14

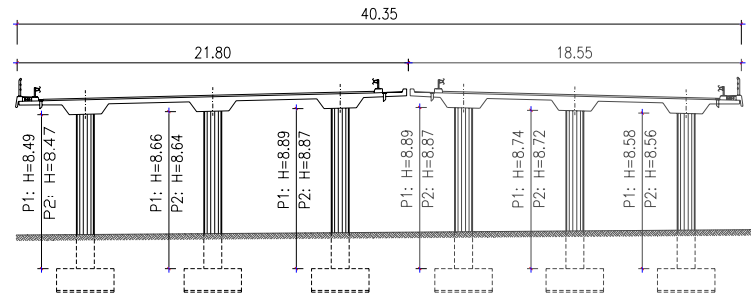


Figura 4.6 – Corte Transversal da PI14

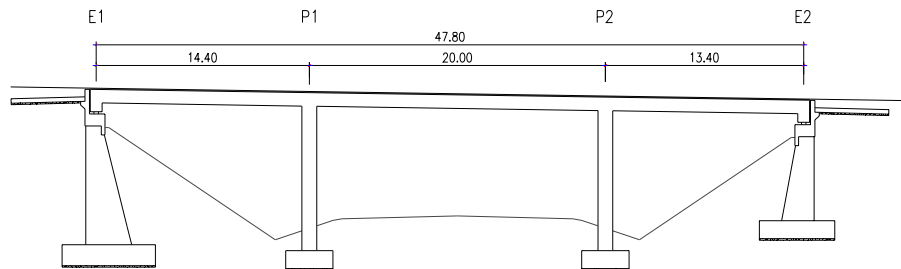


Figura 4.7 – Corte Longitudinal de PI14a

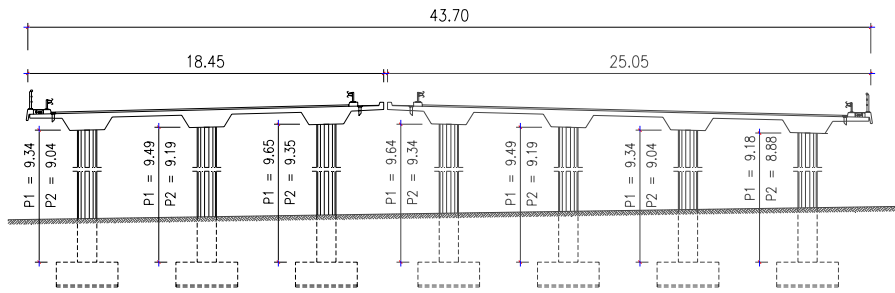


Figura 4.8 – Corte Transversal da PI14a

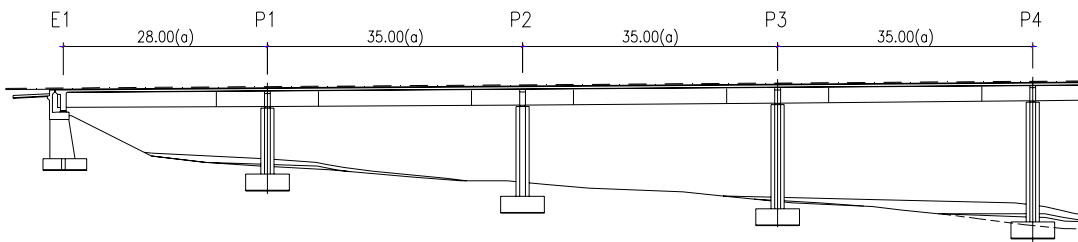


Figura 4.9 – Corte Longitudinal do VIADUTO DE MESSEJANA (1)

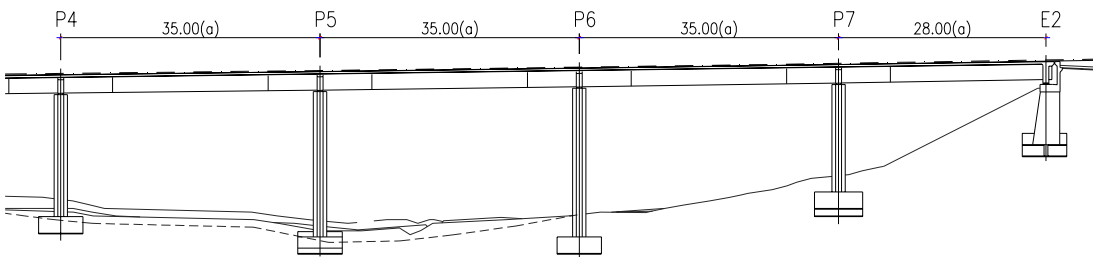


Figura 4.10 – Corte Longitudinal do VIADUTO DE MESSEJANA (2)

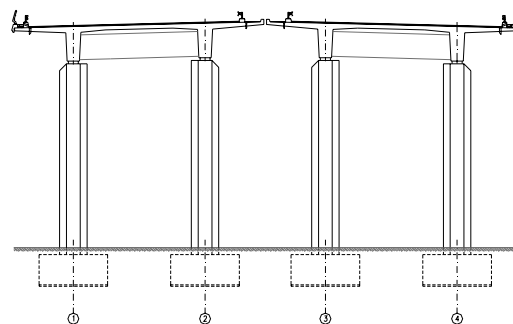


Figura 4.11 – Corte Transversal do VIADUTO MESSEJANA

Dentro deste conjunto tentou-se incluir alguma variedade de tipos de obras de arte. As obras PI12B1, PS12D, PS12E, PI14 e PI14a constituem casos de três passagens inferiores e duas passagens superiores com vãos de pequenas dimensões e tabuleiros nervurados que determinam em grande medida a largura dos pilares. Para além destes, são apresentados os casos de dois viadutos com comprimento total igual a 165 e 266 m, respectivamente para o VIADUTO e para MESSEJANA, onde

a ligação do tabuleiro aos pilares é feita de forma distinta. Enquanto que no caso de MESSEJANA recorreram-se a aparelhos de apoio do tipo panela fixos e guiados longitudinalmente, no VIADUTO foi adoptada uma solução isolada sismicamente através de aparelhos de apoio em neoprene armado.

As Obras referidas foram projectadas segundo a regulamentação em vigor em Portugal, o RSA e o REBAP, sendo que as acções consideradas e as disposições construtivas adoptadas seguem especificações destes documentos.

As escolhas sobre estas obras vêm ao encontro do segundo objectivo traçado no início deste trabalho, uma vez que permitem avaliar estruturas dimensionadas para um nível elevado de acção sísmica (Zona Sísmica A).

As hipóteses associadas ao dimensionamento face à acção sísmica constituem importantes peças na percepção do comportamento. Uma dessas hipóteses consiste na adopção de algumas disposições construtivas relativas a estruturas de ductilidade melhorada embora tenha sido considerado o valor de coeficiente de comportamento para estruturas de ductilidade normal. Segundo o REBAP [REBAP, 1983], o módulo de elasticidade a utilizar para a análise das acções rápidas deve ser 1.25 vezes superior ao módulo de elasticidade aos 28 dias, deste modo, como foi referido em §2.1.4, o valor da frequência fundamental de cálculo é bastante superior à frequência efectiva da estrutura, devido essencialmente do estado fendilhado dos elementos verticais.

### **4.3. Caracterização da Acção Sísmica**

Uma vez que na Análise Dinâmica Não Linear existe a necessidade da definição da aceleração na base ao longo do tempo (acelerograma) procedeu-se à determinação do ponto de desempenho utilizando o espectro de resposta relativo ao acelerograma utilizado na análise dinâmica. Esta opção permite a validação dos resultados do *pushover* através da análise ao longo do tempo, dado que ambas utilizam a mesma acção sísmica, em representações distintas. Por outro lado, o cuidado de escolher um acelerograma que é representativo da acção sísmica regulamentada em [ECS, 2003] possibilita a obtenção de algumas conclusões sobre a validade do ponto de desempenho obtido e sobre o desempenho destas estruturas para a “nova” acção sísmica. É importante referir que a utilização de apenas um acelerograma não garante a fiabilidade dos resultados obtidos na análise dinâmica não linear.

Neste trabalho, a caracterização do terreno disponível em cada Obra permitiu estimar as propriedades geológicas e mecânicas do terreno de fundação. Partindo dessa informação, foram admitidos os tipos de terreno relativos à acção sísmica e a utilizar em cada análise. Deste modo, foi genericamente considerado que, para as Obras cujos terrenos de fundação permitiam fundações directas, o tipo de terreno adoptado seria o tipo de terreno B e quando as fundações eram indirectas, seria adoptado o tipo C.

Tabela 4.1 – Acção Sísmica e Tipo de Terreno utilizados em cada Obra

Obra	Acção Sísmica utilizada (Sismo Afastado / Sismo Próximo)	Tipo de Terreno
PI12B1	1.3 / 2.3	C
PS12D	1.3 / 2.3	C
PS12E	1.3 / 2.3	B
VIADUTO	1.3 / 2.3	C
PI14 Esq	1.2 / 2.4	B
PI14a Esq	1.2 / 2.4	B
MESSEJANA	1.2 / 2.4	B

De seguida apresentam-se os valores dos parâmetros dos espectros regulamentados pelo Anexo Nacional do EC8-1 [NA, 2008] para o tipo de solo B e C (Tabela 4.2) e a representação gráfica de alguns casos, sobreposta aos espectros de resposta gerados através dos respectivos acelerogramas (Gráfico 4.1 a Gráfico 4.4).

Tabela 4.2 - Parâmetros de caracterização da Acção Sísmica

Zona Sísmica	ag (m/s <sup>2</sup> )	Solo B				Solo C			
		S	TB (s)	TC (s)	TD (s)	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
1.2	2.00	1.20	0.10	0.60	2.00	1.40	0.10	0.60	2.00
1.3	1.20	0.10	0.60	2.00	1.20	1.50	0.10	0.60	2.00
2.3	1.35	0.10	0.25	2.00	1.35	1.50	0.10	0.25	2.00
2.4	1.35	0.10	0.25	2.00	1.35	1.60	0.10	0.25	2.00

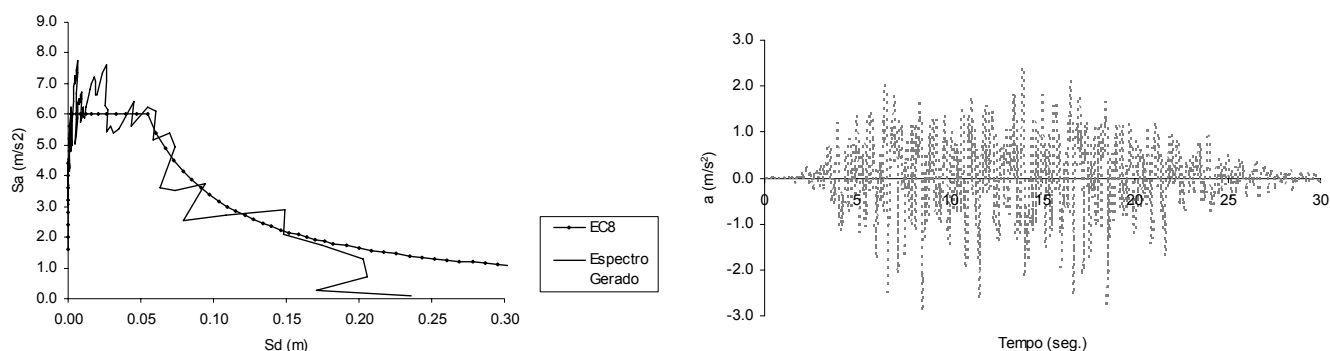


Gráfico 4.1 – Representação da acção sísmica Tipo 1.2, Terreno Tipo B

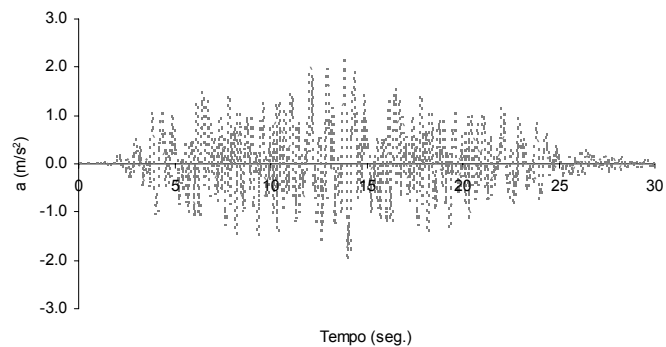
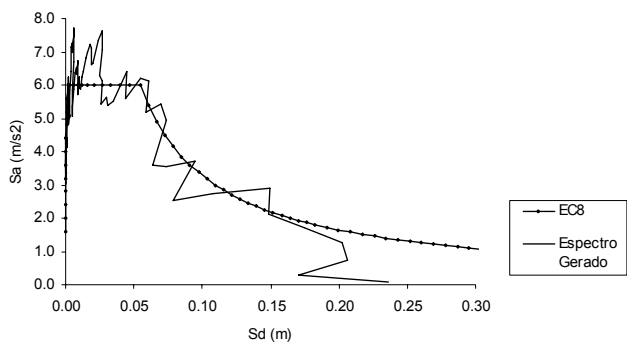


Gráfico 4.2 - Representação da ação sísmica Tipo 1.3, Terreno Tipo C

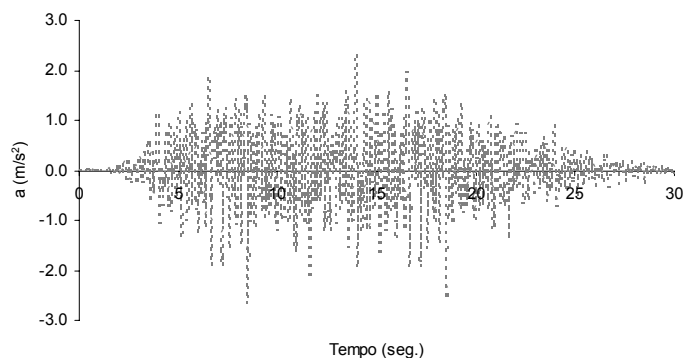
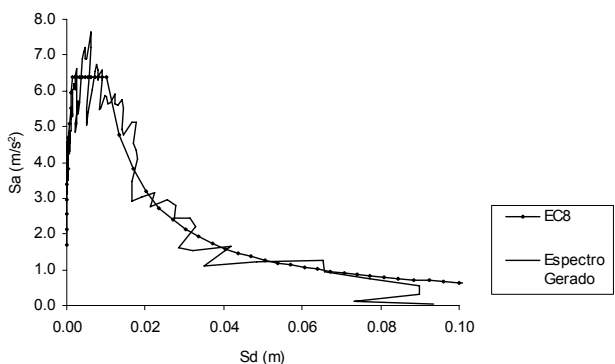


Gráfico 4.3 – Representação da ação sísmica Tipo 2.3, Terreno Tipo C

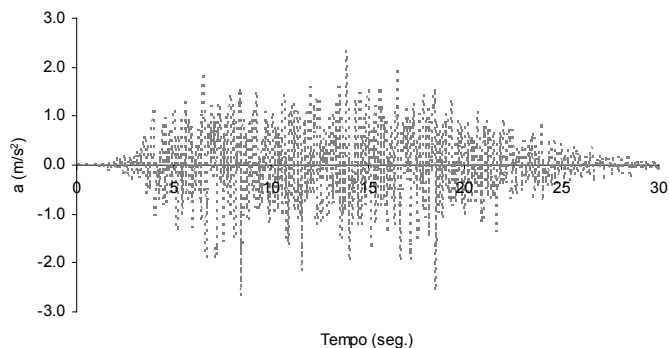
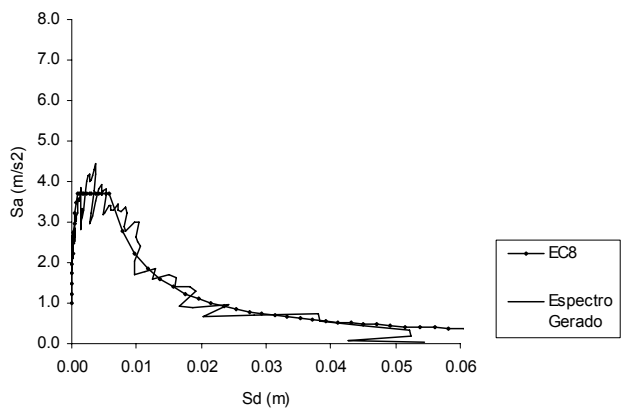


Gráfico 4.4 – Representação da ação sísmica Tipo 2.4, Terreno Tipo B

## 4.4. Resultados da Análise Estática Não Linear

### 4.4.1. Método do Espectro de Capacidade - Capacity Spectrum Method (CSM)

Neste capítulo apresentam-se de uma forma sucinta os resultados obtidos na análise *pushover*, para a determinação do ponto de desempenho através do Método do Espectro de Capacidade (CSM) .

No que diz respeito à análise estática não linear, os resultados centram-se na determinação da curva de capacidade e do respectivo espectro de capacidade, efectuados para análise longitudinal e transversal e para duas configurações de carga distintas: configuração uniforme e configuração proporcional ao primeiro modo da direcção em questão. Nas diversas análises foi tomado como ponto de controlo o ponto a meio do tabuleiro e os valores médios da rigidez do solo de fundação.

De seguida, a determinação do ponto de desempenho, isto é, a intersecção entre o espectro de resposta reduzido e o espectro de capacidade é ilustrada para cada um dos casos em análise.

Em paralelo com estes resultados de fundo é apresentado um estudo relativo à influência da rigidez das fundações para a Obra PS12E e uma análise de sensibilidade à escolha do ponto de desempenho para o VIADUTO DE MESSEJANA.

No Anexo C são apresentados os valores relativos a cada par  $S_a$ - $S_d$  para cada análise, bem como uma tabela resumo com a determinação do ponto de desempenho e respectivo valor de amortecimento para cada configuração de carga, acção sísmica e obra.

### PI12B1 – Curva de Capacidade e Espectro de Capacidade

Tabela 4.3 – Características Dinâmicas de PI12B1

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
1	0.89	1.13	7.08	-32.24	0.00	-0.02
2	0.54	1.84	11.58	0.00	-10.35	152.31
3	0.49	2.04	12.83	0.00	30.55	767.77

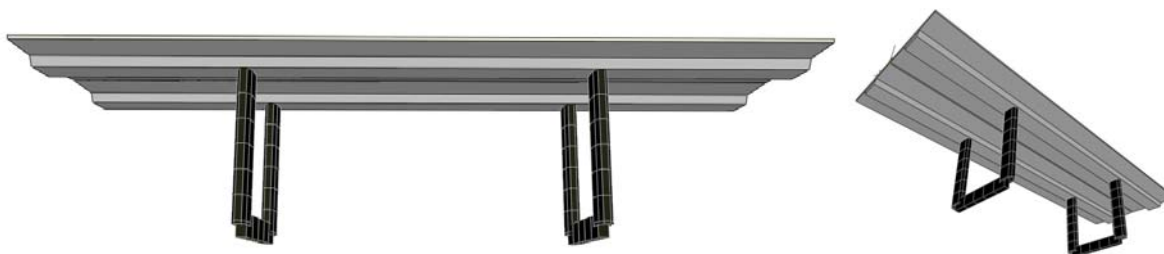


Figura 4.12 – Imagem do modelo numérico de PI12B1

Para o caso desta obra, PI12B1, são apresentadas, a título de exemplo, as curvas de capacidade e os respectivos espectros de capacidade de forma a evidenciar a equivalência entre as duas representações.

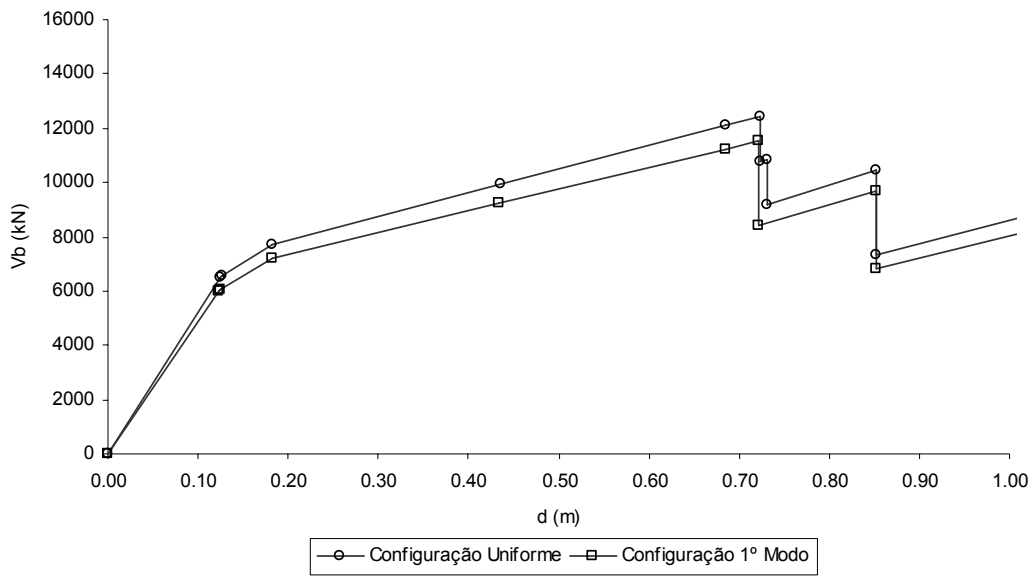


Gráfico 4.5 - Análise *Pushover* Longitudinal de PI12B1 – Sistema MDOF

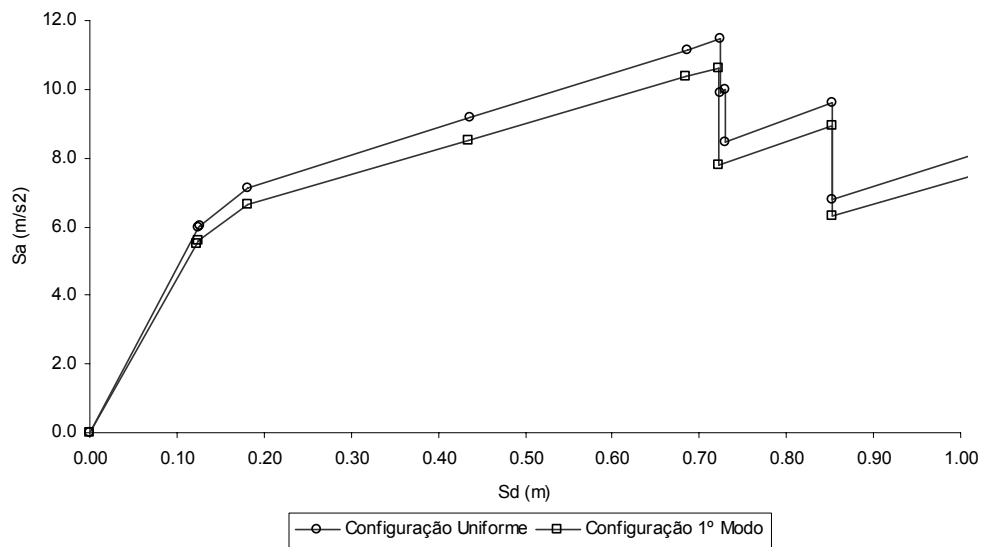
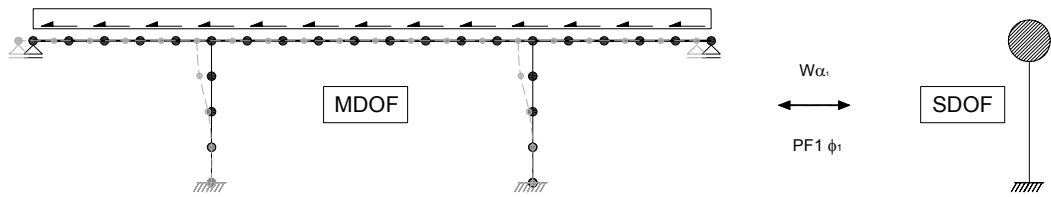


Gráfico 4.6 – Análise *Pushover* Longitudinal de PI12B1 – Sistema SDOF

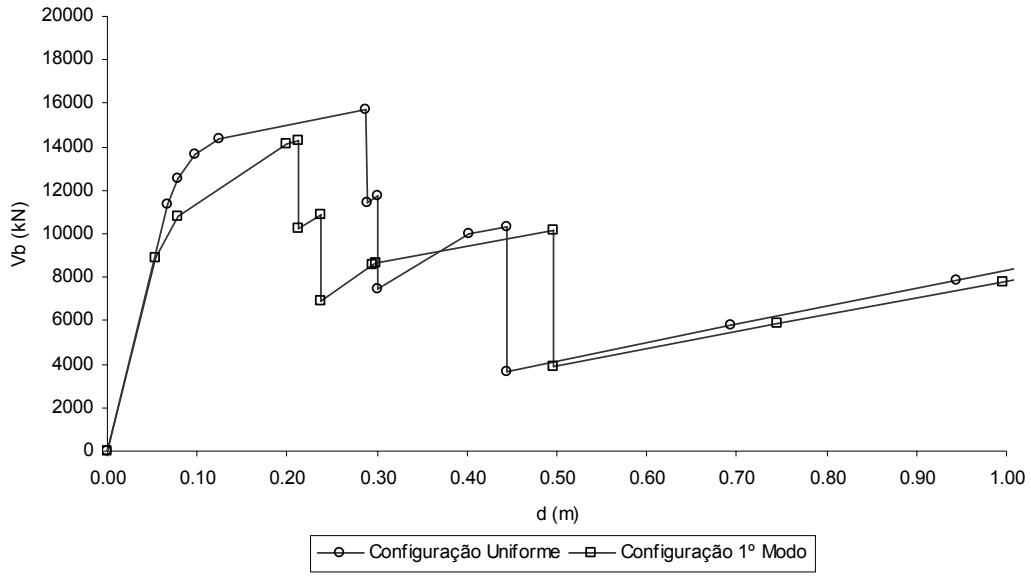


Gráfico 4.7 - Análise *Pushover* Transversal de PI12B1 – Sistema MDOF

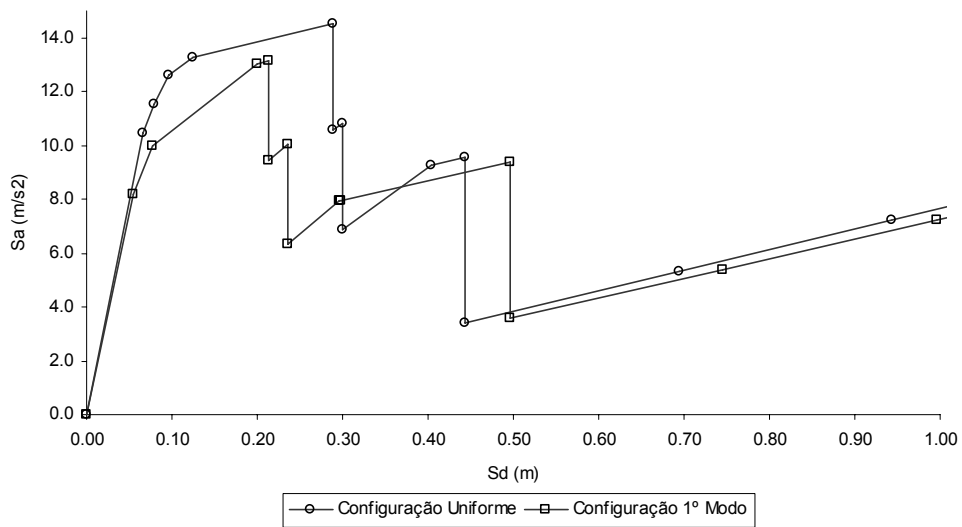
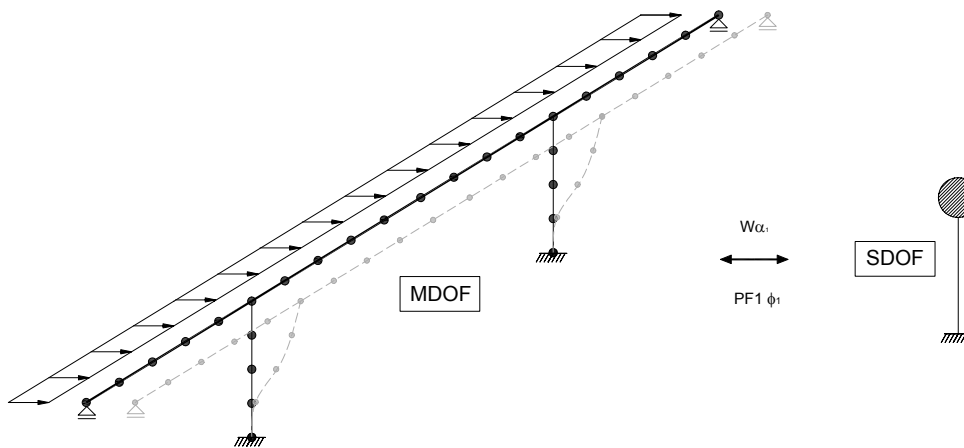


Gráfico 4.8 – Análise *Pushover* Transversal de PI12B1 – Sistema SDOF



Tabela 4.4 - Análise dos resultados da PI12B1

<b>Análise Longitudinal</b>		
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 1084.0$  PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$	A transformação para o sistema SDOF equivalente faz-se de forma simples dado que a massa da ponte concentra-se no tabuleiro. Os deslocamentos dados pelo sistema SDOF são iguais aos deslocamentos no ponto de controlo escolhido.
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se bem definido com a entrada em cedência de duas secções de dois elementos quase em simultâneo.	
<b>Rigidez pós-cedência</b>	A rigidez pós-cedência deve-se essencialmente à existência de aparelhos de apoio em neoprene armado na ligação entre o tabuleiro e os encontros, que modelados como elementos lineares introduzem rigidez ao sistema após a cedência dos elementos de betão armado.	
<b>Deslocamento último</b>	Como deslocamento último disponível considera-se o valor onde o primeiro elemento não linear deixa de ter capacidade de carga (corresponde ao Ponto C na Figura 3.8 de §3.3.2). Neste caso, o valor de deslocamento último disponível é igual a 0.72 m.	
<b>Ductilidade disponível</b>	A ductilidade disponível consistiu na relação entre o deslocamento último disponível e o deslocamento de cedência. Este parâmetro permite avaliar a medida de capacidade de deformação limite da estrutura. $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.72}{0.12} = 6$	
<b>Configuração de Cargas</b>	Comparando as duas configurações de carga aplicadas é possível afirmar que, para esta direcção, os resultados são muito semelhantes. Este facto deve-se à regularidade e simetria da PI12B1 e encontra-se patente nos factores de participação modal do primeiro modo ( Tabela 4.3). É possível também observar que na configuração uniforme os valores de aceleração espectral são sempre superiores aos valores da configuração 1º Modo. Assim, conclui-se que para o mesmo nível de força obtêm-se deslocamentos superiores.	
<b>Análise Transversal</b>		
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 1084.0$  PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$	Dada a semelhança da ponte a um sistema de 1 g.l., com a massa da ponte concentrada num ponto e a rigidez de flexão transversal do tabuleiro muito elevada, o valor de transformação é igual ao longitudinal.
<b>Ponto de Cedência</b>	A definição do ponto de cedência não é clara e depende do tipo de configuração de carga utilizada.	
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Originária da rigidez dos aparelhos de apoio elastoméricos	
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	Conf. Uniforme: $\delta_y = 0.08$ m, $\delta_u = 0.29$ m Conf. 1ºModo: $\delta_y = 0.08$ m, $\delta_u = 0.21$ m	
<b>Ductilidade disponível</b>	Conf. Uniforme: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.29}{0.08} = 3.6$ Conf. 1ºModo: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.21}{0.08} = 2.6$	

<b>Configuração de Cargas</b>	Das duas configurações obtêm-se curvas de capacidade/espectros de capacidade distintos. A distribuição das rótulas plásticas pela estrutura é diferente e existe uma plastificação e degradação precoce no caso da configuração 1º Modo. Este facto deve-se à importante componente de rotação nos factores de participação modal no segundo modo de vibração.
-------------------------------	--

**PI12B1 – Ponto de Desempenho**

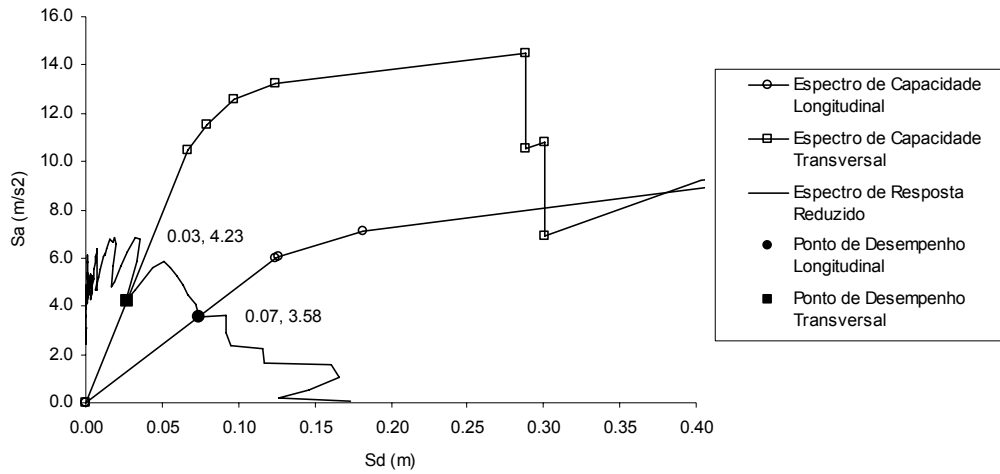


Gráfico 4.9 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme

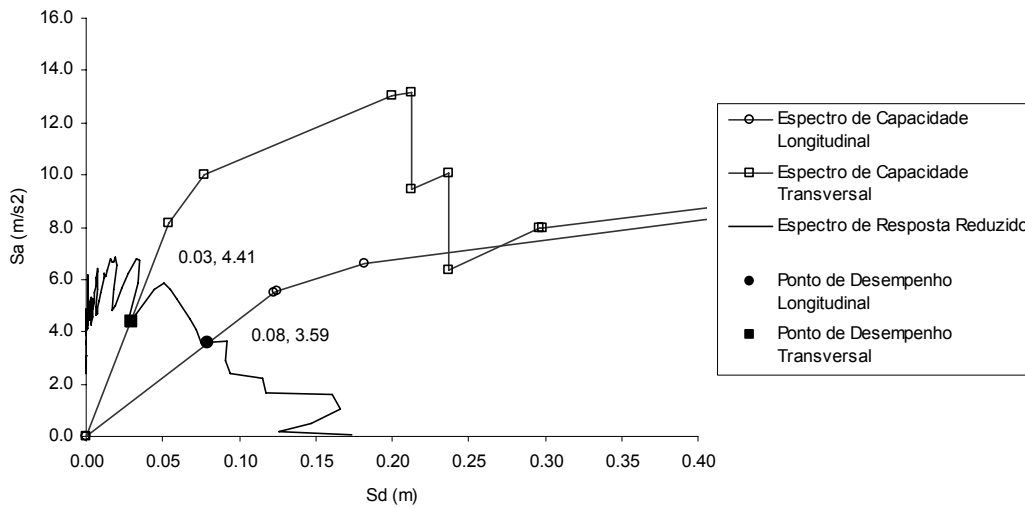


Gráfico 4.10 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo

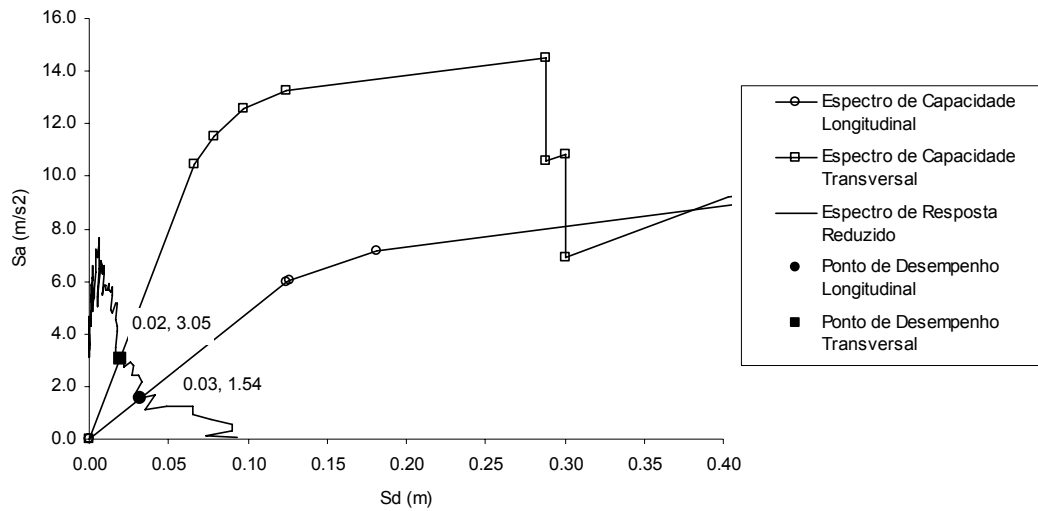


Gráfico 4.11 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme

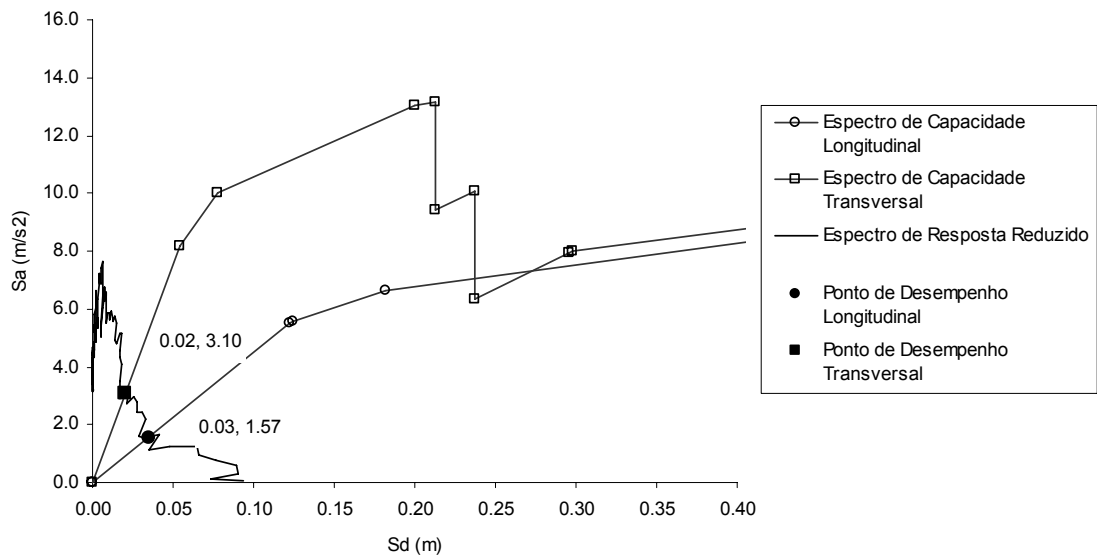


Gráfico 4.12 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – 1º Modo

O cálculo do ponto de desempenho no caso desta obra, PI12B1, resultou numa análise elástica, sendo que para ambas as acções sísmicas, 1.3C e 2.3C, a estrutura permanece em regime elástico sem degradação das suas propriedades originais. As pequenas diferenças no valor do ponto de desempenho resultam apenas das hipóteses respeitantes à configuração de cargas utilizada.

## PS12D – Espectro de Capacidade

Tabela 4.5 - Características Dinâmicas de PS12D

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
1	0.92	1.09	6.83	-23.34	10.71	292.38
2	0.68	1.48	9.30	-5.22	-10.76	-637.47
3	0.66	1.53	9.58	9.38	20.65	372.58

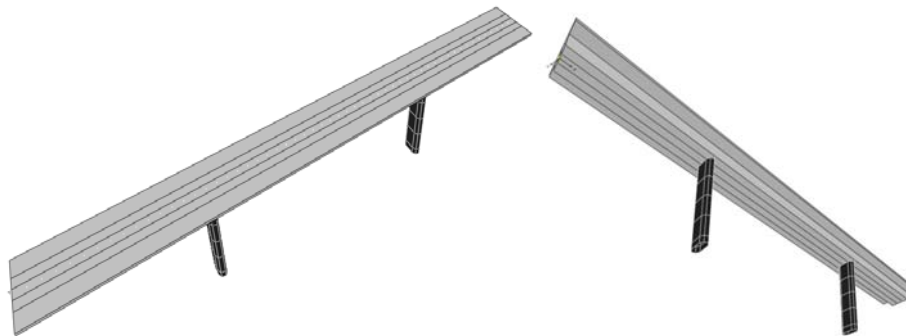


Figura 4.13 - Imagem do modelo numérico de PS12D

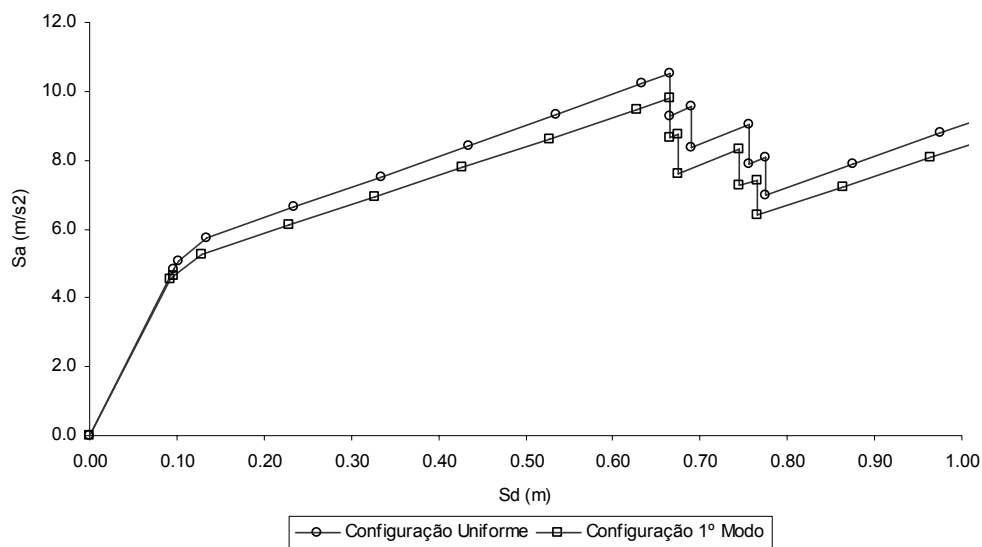


Gráfico 4.13 - Análise *Pushover* Longitudinal de PS12D – Sistema SDOF

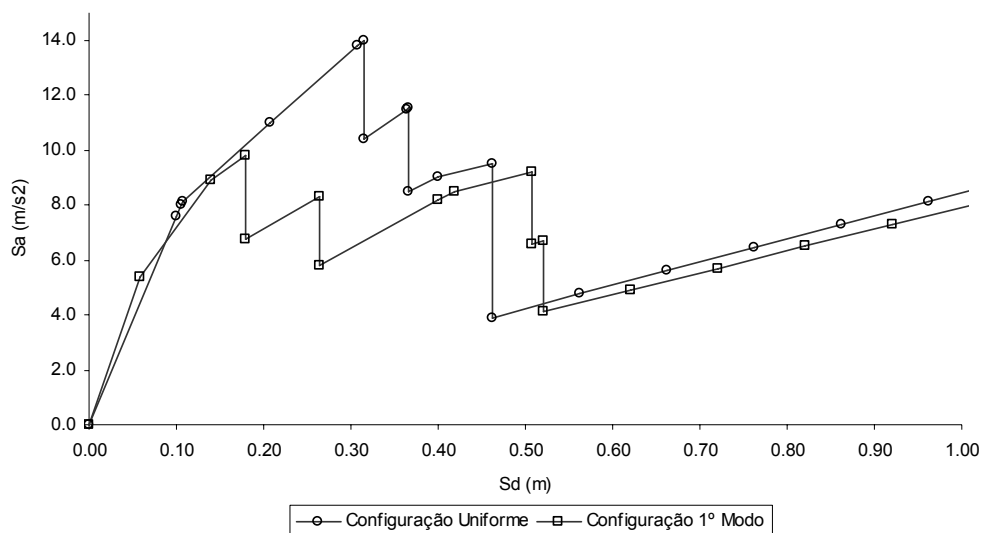


Gráfico 4.14 – Análise *Pushover* Transversal de PS12D – Sistema SDOF

Tabela 4.6 – Análise dos resultados da PS12D

<b>Análise Longitudinal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 687.0$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se bem definido com a entrada em cedência de duas secções de dois elementos quase em simultâneo.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	A rigidez pós-cedência deve-se essencialmente à existência de aparelhos de apoio em neoprene armado sobre os encontros, que modelados como elementos lineares introduzem rigidez ao sistema após a cedência dos elementos de betão armado.
<b>Deslocamento último</b>	Como deslocamento último disponível considera-se o ponto onde o primeiro elemento não linear deixa de ter capacidade de carga. Neste caso, o valor de deslocamento último disponível é igual a 0.67 m.
<b>Ductilidade disponível</b>	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.67}{0.12} = 5.6$
<b>Configuração de Cargas</b>	Conclusões idênticas a PI12B1, apesar do viés acentuado.
<b>Análise Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 687.0$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se bem definido mas o seu valor depende do tipo de configuração de carga utilizada.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Originária da rigidez dos aparelhos de apoio elastoméricos
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	Conf. Uniforme: $\delta_y = 0.08$ m, $\delta_u = 0.29$ m Conf. 1ºModo: $\delta_y = 0.08$ m, $\delta_u = 0.21$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	Conf. Uniforme: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.37}{0.11} = 3.4$ Conf. 1ºModo: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.18}{0.06} = 3.0$

### Configuração de Cargas

Das duas configurações obtêm-se curvas de capacidade/espectros de capacidade distintos. A distribuição das rótulas plásticas pela estrutura é diferente e existe uma plastificação e degradação precoce no caso da configuração 1º Modo.

A importante componente de rotação em cada modo de vibração, resultante do viés da estrutura origina comportamentos distintos para cada configuração. Mais uma vez, na configuração 1º Modo existem elementos que ao longo do carregamento são mais solicitados que outros, embora as suas características elásticas sejam idênticas.

### PS12D – Ponto de Desempenho

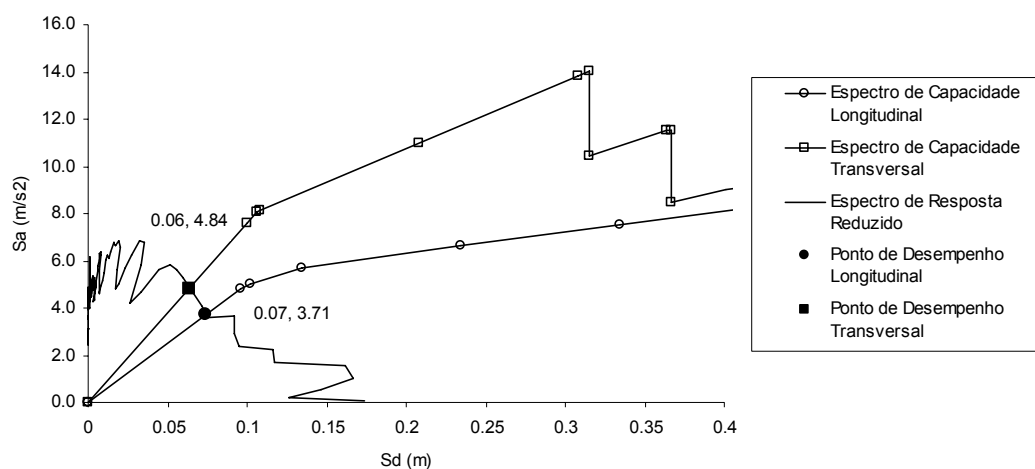


Gráfico 4.15 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme

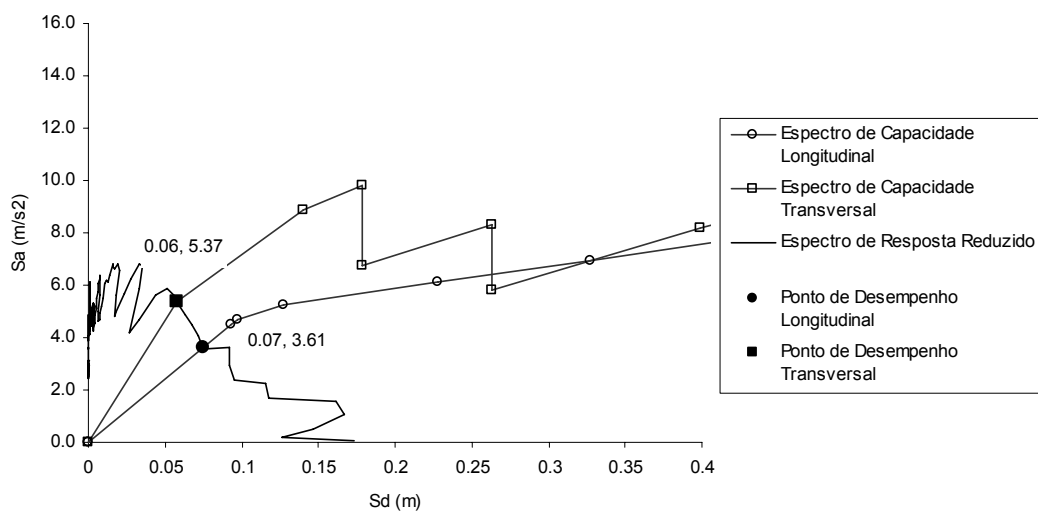


Gráfico 4.16 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo

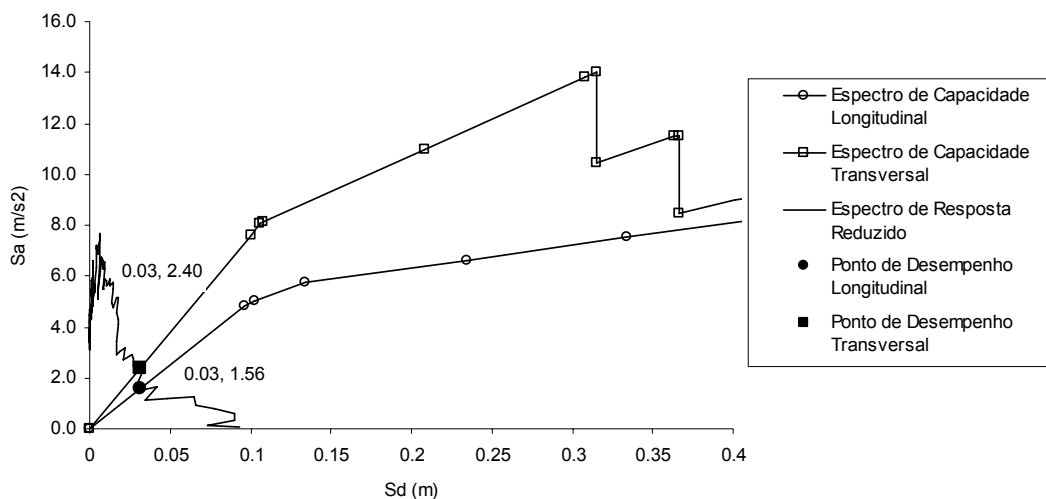


Gráfico 4.17 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme

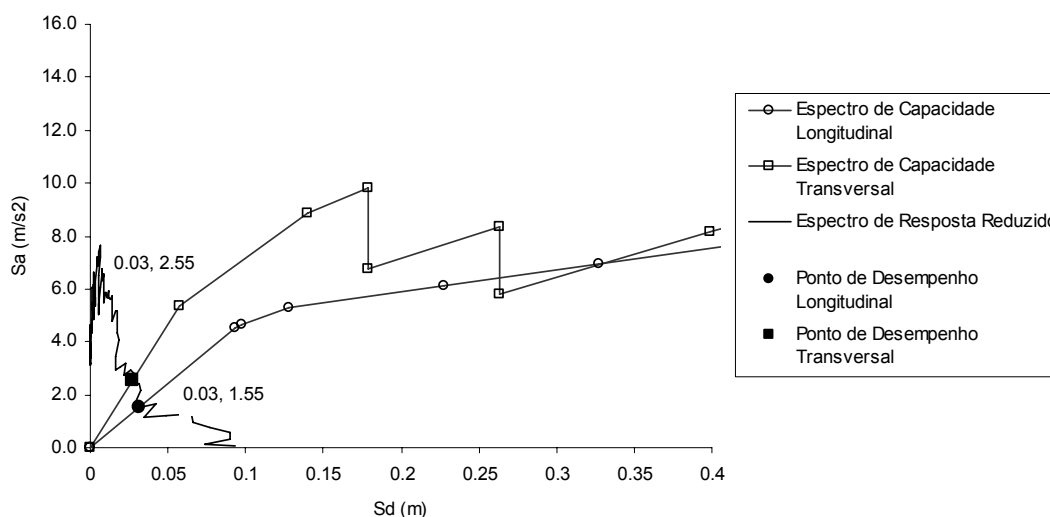


Gráfico 4.18 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – 1º Modo

No caso da PS12D observa-se também um comportamento elástico face as acções sísmicas 1.3C e 2.4C, apesar de mais próximo do primeiro ponto de cedência. De facto, para o caso da direcção transversal e para a configuração 1ª Modo, o espectro relativo à acção sísmica afastada (1.3C) intercepta o espectro de capacidade muito próximo do ponto de cedência devido à evolução mais rápida das deformações em determinados elementos.

## PS12E – Espectro de Capacidade

Tabela 4.7 - Características Dinâmicas de PS12E

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
1	1.86	0.54	3.38	-34.95	12.45	347.81
2	1.23	0.82	5.12	-6.26	-17.18	-996.96
3	1.21	0.83	5.19	-10.78	-30.42	-549.59

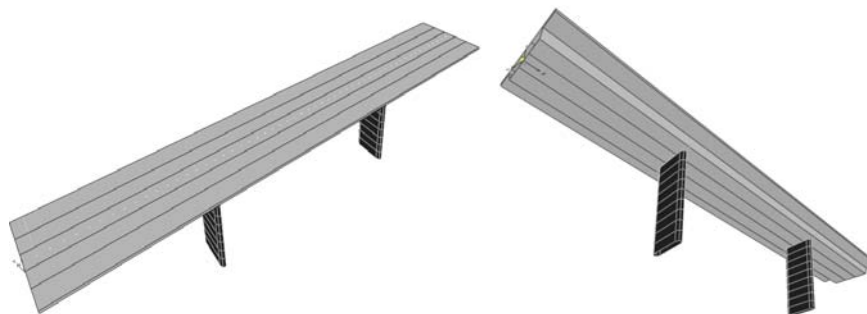


Figura 4.14 - Imagem do modelo numérico de PS12E

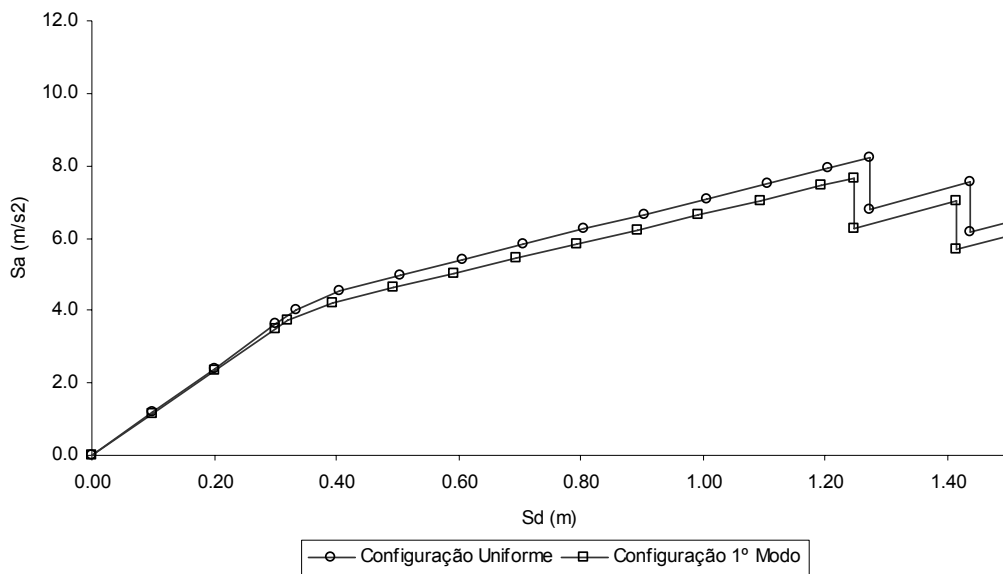


Gráfico 4.19 - Análise *Pushover* Longitudinal de PS12E – Sistema SDOF



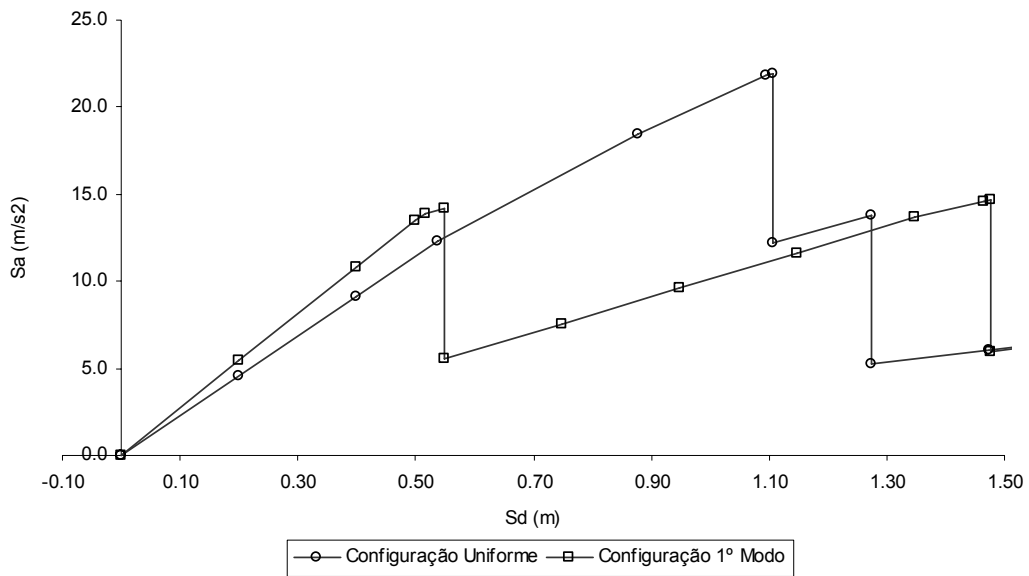


Gráfico 4.20 – Análise *Pushover* Transversal de PS12E – Sistema SDOF

Os gráficos seguintes correspondem aos resultados do estudo efectuado com esta obra para avaliar o efeito das fundações no comportamento global da estrutura. Para esta avaliação foi calculado o espectro de capacidade recorrendo à configuração de cargas uniforme, para o valor máximo, médio e mínimo do módulo de elasticidade do solo estimados com base em [Castro, 1989] e [Branco e Correia, 1990],

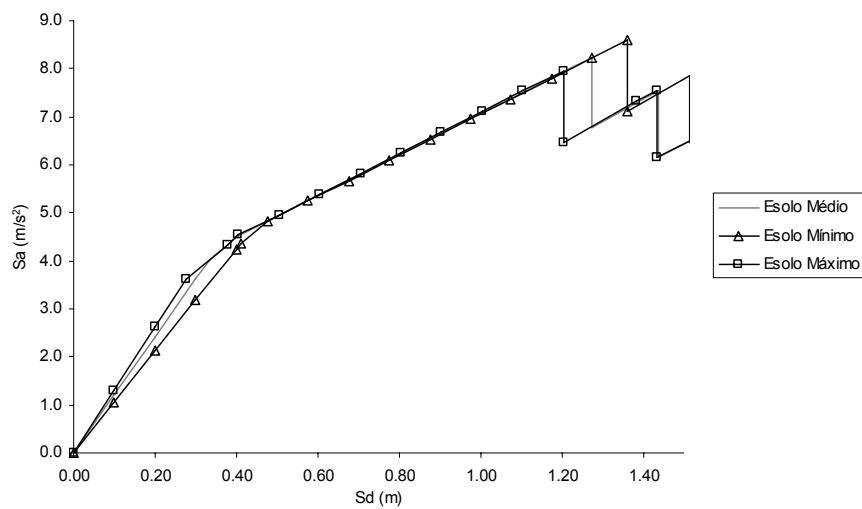


Gráfico 4.21 – Estudo paramétrico da influência do módulo de elasticidade do solo na análise longitudinal – Configuração Uniforme

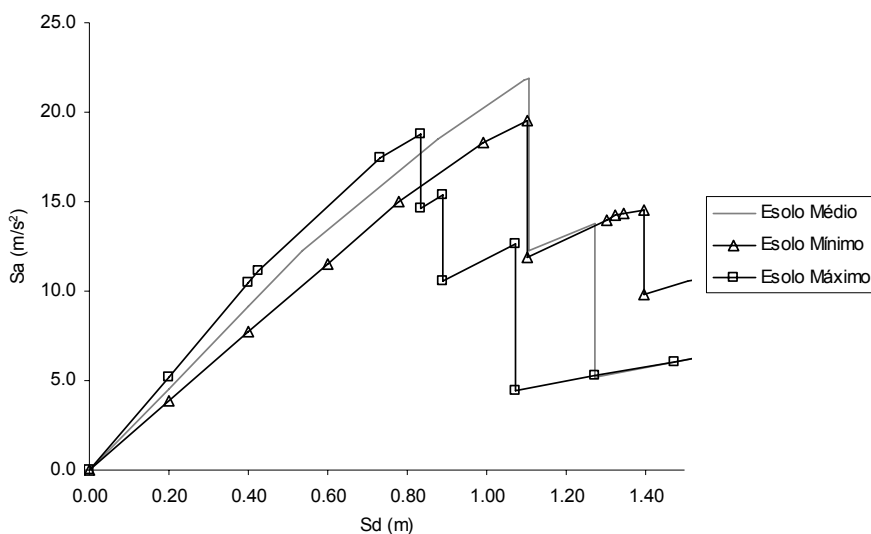


Gráfico 4.22 – Estudo paramétrico da influência do módulo de elasticidade do solo na análise transversal – Configuração Uniforme

Tabela 4.8 – Análise dos resultados da PS12E

<b>Análise Longitudinal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	$W \alpha_1 = 1414.9$ $PF_1 \Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se bem definido.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	A rigidez pós-cedência deve-se essencialmente à existência de aparelhos de apoio em neoprene armado sobre os encontros, que modelados como elementos lineares introduzem rigidez ao sistema após a cedência dos elementos de betão armado.
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	$\delta_y = 0.33 \text{ m}$ , $\delta_u = 1.27 \text{ m}$
<b>Ductilidade disponível</b>	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{1.27}{0.33} = 3.8$
<b>Configuração de Cargas</b>	Conclusões idênticas a PI12B1, apesar do viés acentuado.
<b>Influência da Rigidez das Fundações</b>	A influência do módulo de elasticidade do solo utilizado na resposta é diminuta. Por exemplo, caso se utilize o módulo de elasticidade máximo, a rigidez global da estrutura aumenta e a cedência e degradação surgem mais cedo.
<b>Análise Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	$W \alpha_1 = 1414.9$ $PF_1 \Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência para ambas as configurações é quase imperceptível. Pode determinar-se através de alterações do valor do período efectivo em cada par Sa-Sd.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Originária da rigidez dos aparelhos de apoio elastoméricos
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	Conf. Uniforme: $\delta_y = 0.54 \text{ m}$ , $\delta_u = 1.11 \text{ m}$ Conf. 1ºModo: $\delta_y = 0.52 \text{ m}$ , $\delta_u = 0.55 \text{ m}$

<b>Ductilidade disponível</b>	<p>Conf. Uniforme: <math>\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{1.11}{0.54} = 2.1</math></p> <p>Conf. 1ºModo: <math>\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.55}{0.52} = 1.1</math></p>
<b>Configuração de Cargas</b>	As diferentes configurações de cargas provocam dúvidas na interpretação dos resultados, nomeadamente, na determinação do ponto onde se inicia a degradação da estrutura.
<b>Influência da Rigidez das Fundações</b>	A influência deste parâmetro da modelação na resposta toma alguma importância devido aos desfasamentos entre as várias hipóteses de modelação.

## PS12E – Ponto de Desempenho

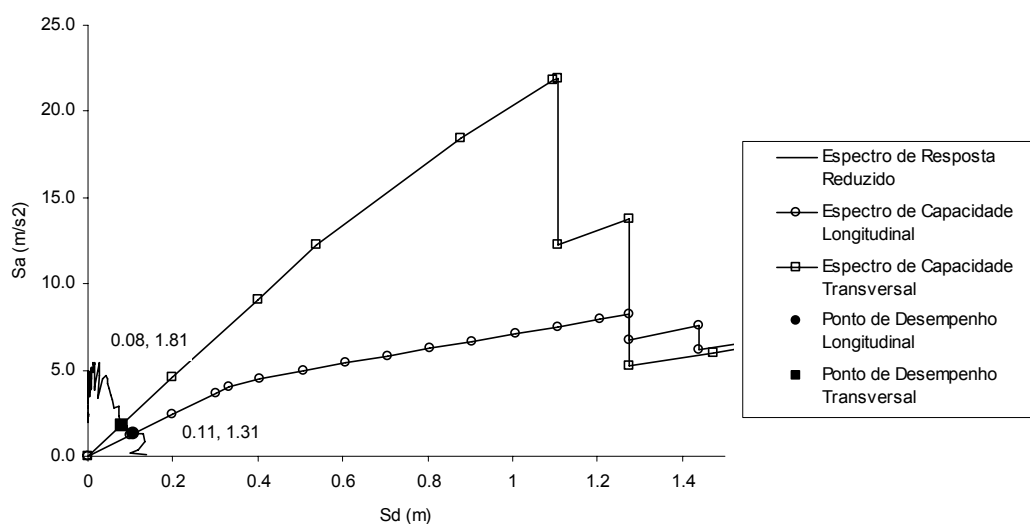


Gráfico 4.23 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13B – Uniforme

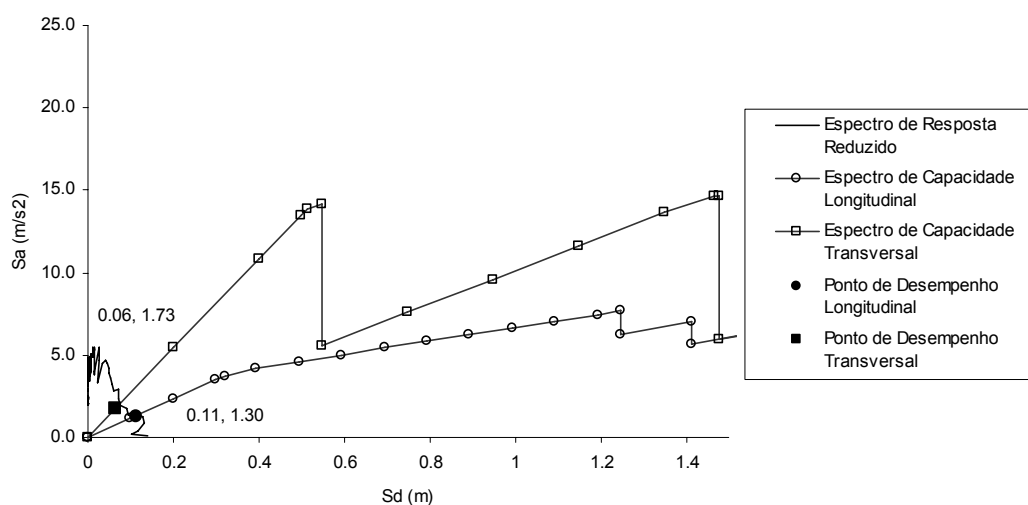


Gráfico 4.24 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13B – 1ºModo

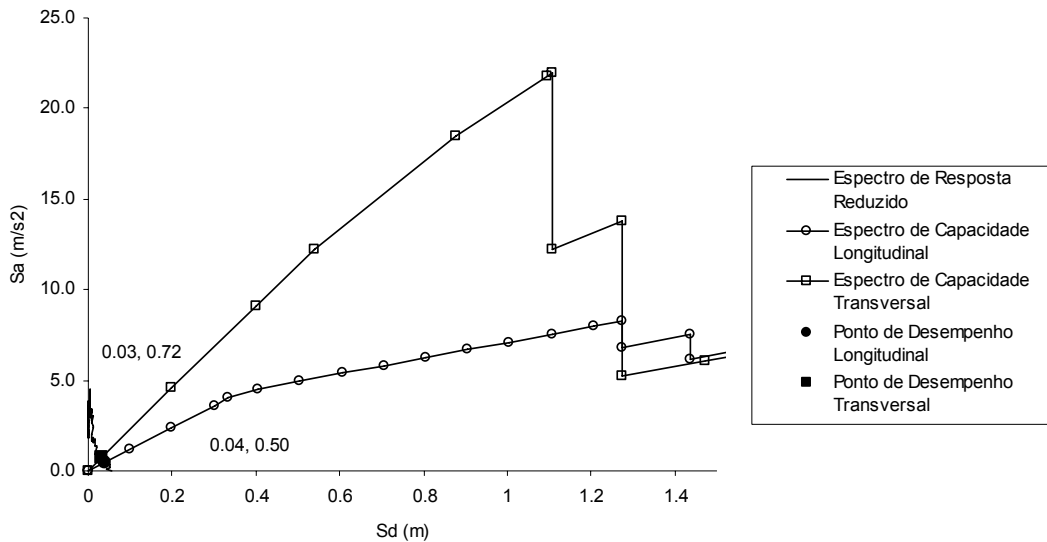


Gráfico 4.25 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23B – Uniforme

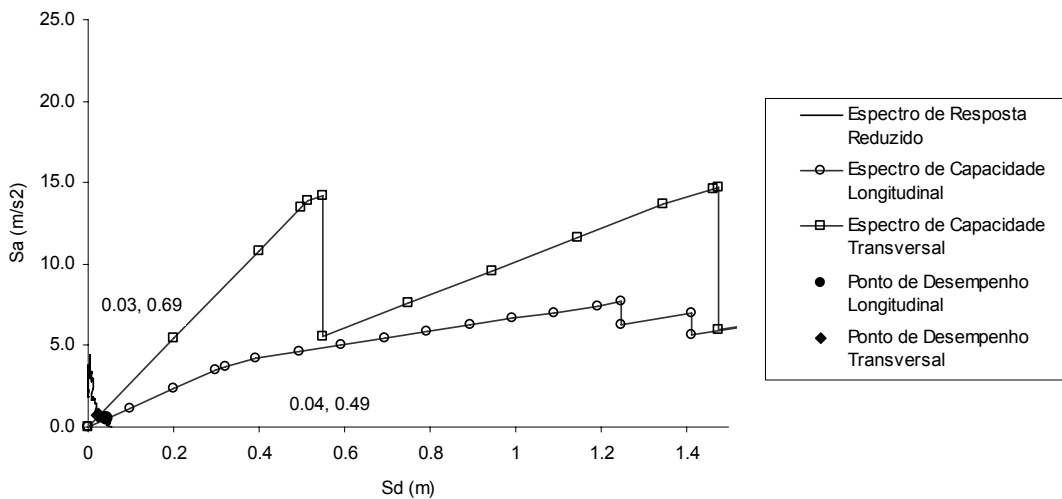


Gráfico 4.26 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23B – 1ºModo

Mais uma vez, para esta Obra, o ponto de desempenho encontra-se no troço elástico da curva de capacidade, sendo que a estrutura apresenta grande resistência em ambas as direcções. As razões para este facto dizem respeito à geometria específica da passagem superior. A sua dimensão relativamente pequena, resulta numa massa oscilante reduzida comparada com os elementos verticais de grandes dimensões. A escolha de uma nervura larga para a solução do tabuleiro determinou automaticamente a dimensão transversal do pilar ( $B=4.30$  m) e a grande resistência tanto longitudinal como transversal.

## VIADUTO – Espectro de Capacidade

Tabela 4.9 - Características Dinâmicas de VIADUTO

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
3.55	0.28	1.77	0.00	-33.39	-65.09	3.55
2.57	0.39	2.44	65.31	0.00	0.05	2.57
2.39	0.42	2.62	0.00	-56.11	-6175.28	2.39

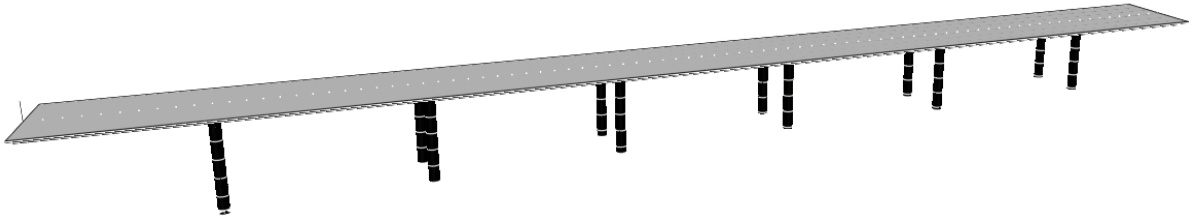


Figura 4.15 – Imagem do modelo numérico do VIADUTO

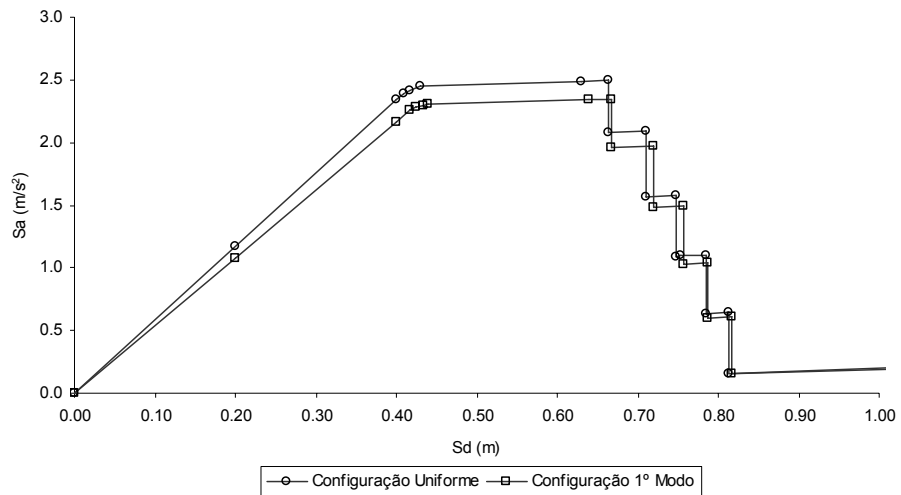


Gráfico 4.27 - Análise *Pushover* Longitudinal de VIADUTO – Sistema SDOF

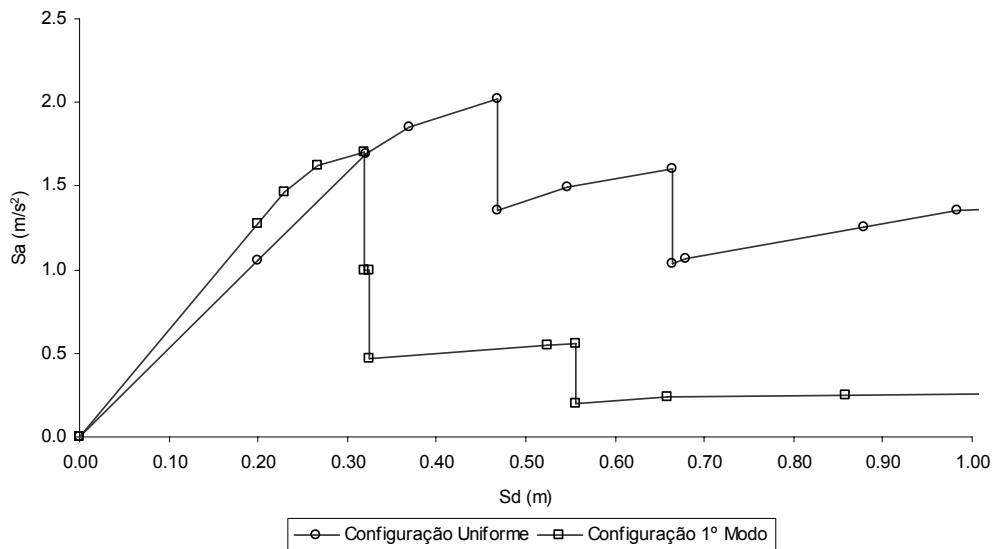


Gráfico 4.28 – Análise *Pushover* Transversal de VIADUTO – Sistema SDOF

Tabela 4.10 – Análise dos resultados do VIADUTO

<b>Análise Longitudinal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 4614.8$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se bem definido com a entrada em cedência dos vários elementos quase em simultâneo, devido às alturas de pilares muito semelhantes.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Praticamente nula. Após a cedência da secção da base de todos os pilares a rigidez da estrutura é quase nula, a carga é resistida pela evolução no patamar plástico de cada rótula plástica (troço B-C, Figura 3.8, §3.3.2)
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	$\delta_y = 0.40$ m, $\delta_u = 0.66$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.66}{0.44} = 1.5$
<b>Configuração de Cargas</b>	Conclusões idênticas a PI2B1, com menor capacidade de deformação plástica.
<b>Análise Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 4614.8$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	Existe um desfasamento na ocorrência da primeira cedência.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Quase não desenvolve patamar pós-cedência.
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	Conf. Uniforme: $\delta_y = 0.32$ m, $\delta_u = 0.47$ m Conf. 1ºModo: $\delta_y = 0.23$ m, $\delta_u = 0.32$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	Conf. Uniforme: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.47}{0.32} = 1.47$ Conf. 1ºModo: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.32}{0.23} = 1.39$
<b>Configuração de Cargas</b>	Comportamento semelhante à PS12E

## VIADUTO – Ponto de Desempenho

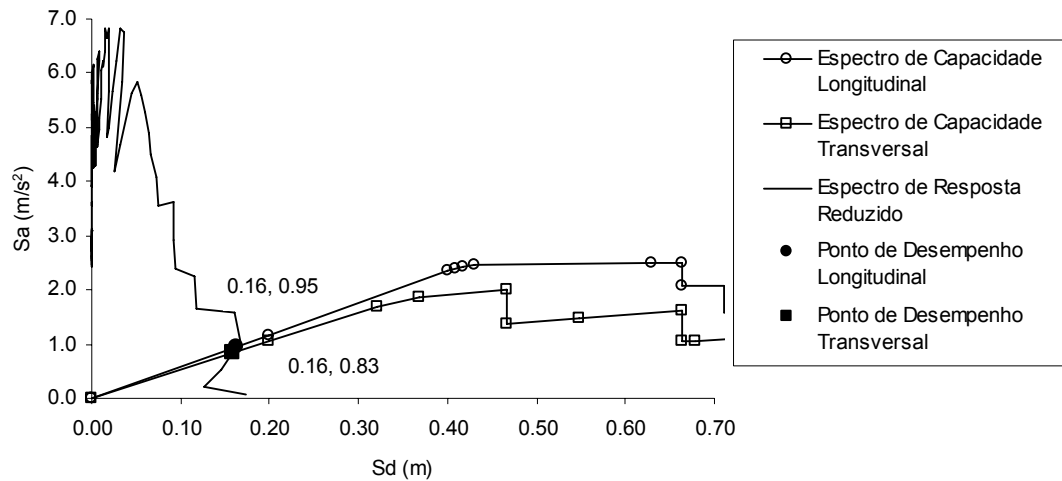


Gráfico 4.29 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – Uniforme

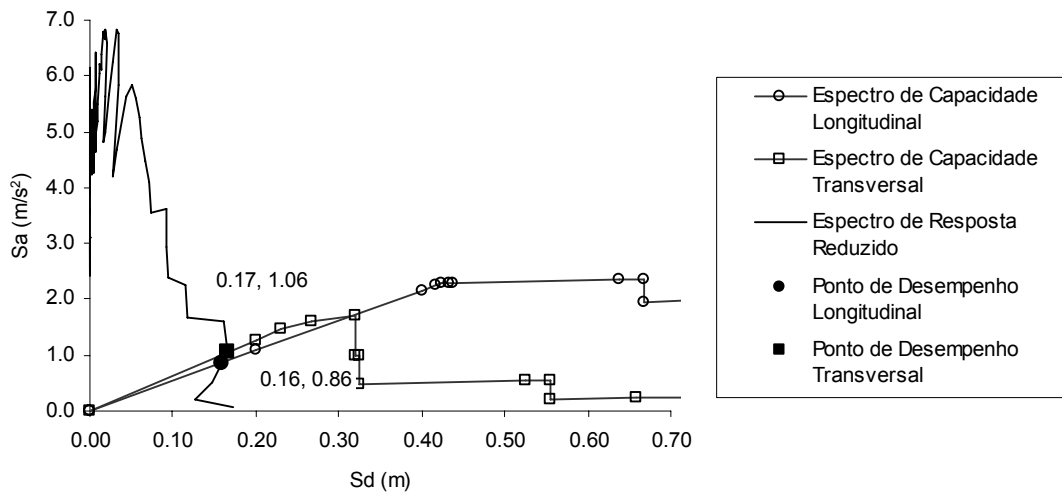


Gráfico 4.30 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 13C – 1ºModo

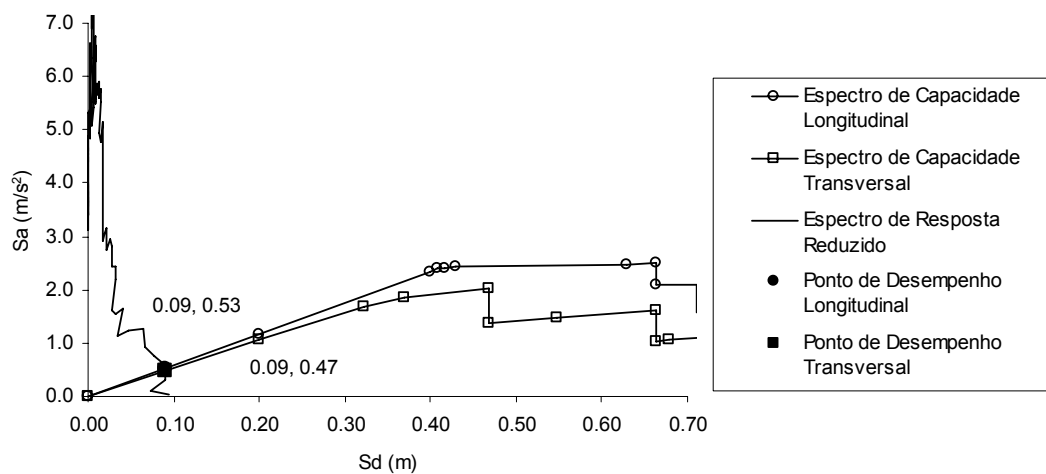


Gráfico 4.31 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 23C – Uniforme

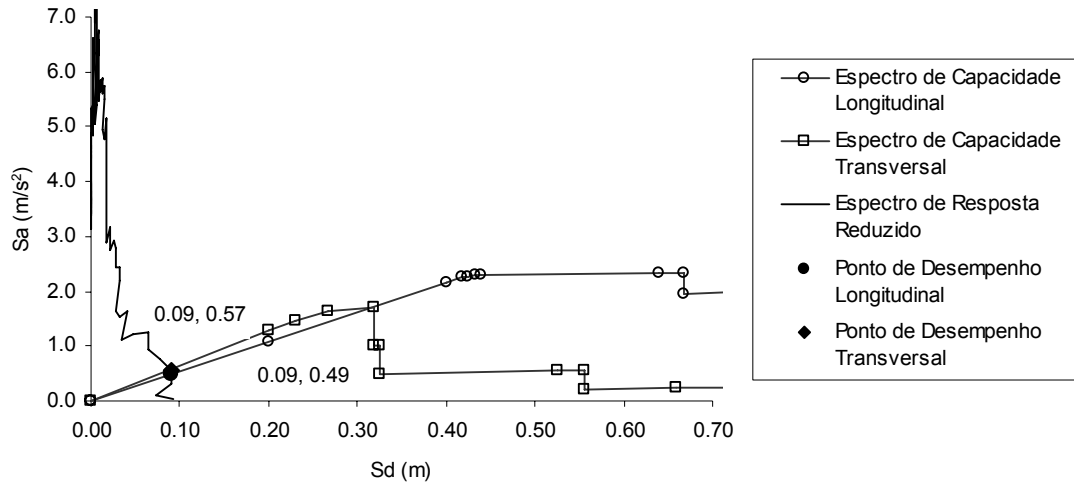


Gráfico 4.32 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. - 23C - 1º Modo

O VIADUTO, para as acções sísmicas consideradas, responde elasticamente, facto que entra em concordância com o tipo de solução adoptada. A solução isolada sísmicamente tem como base de cálculo períodos elevados associados ao comportamento elástico de todos os elementos estruturais, daí a localização do ponto de desempenho no troço inicial da zona elástica, relativamente distante dos níveis correspondentes às primeiras cedências.

### PI14 Esq- Espectro de Capacidade

Tabela 4.11 - Características Dinâmicas de PI14 Esq

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
1	1.26	0.79	4.99	0.00	-0.38	-488.37
2	1.15	0.87	5.47	37.47	0.00	0.00
3	1.05	0.95	5.96	0.00	37.51	834.96

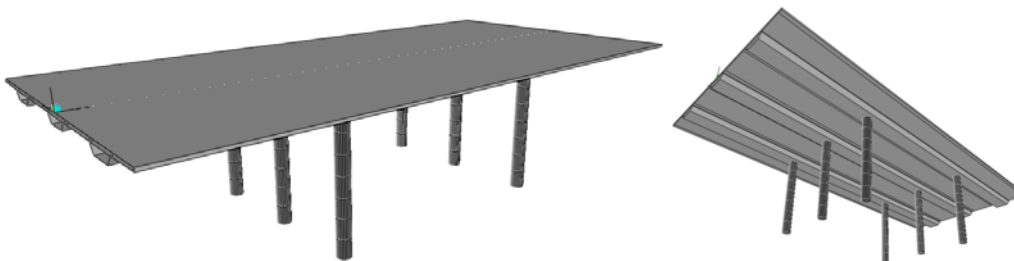


Figura 4.16 - Imagens do modelo numérico de PI14 Esq



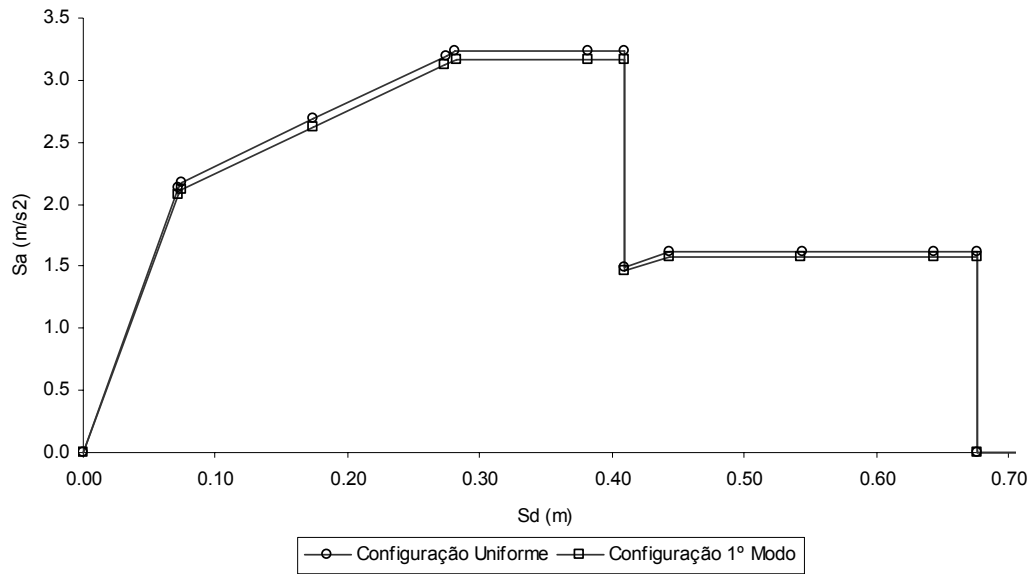


Gráfico 4.33 - Análise *Pushover* Longitudinal de PI14 Esq – Sistema SDOF

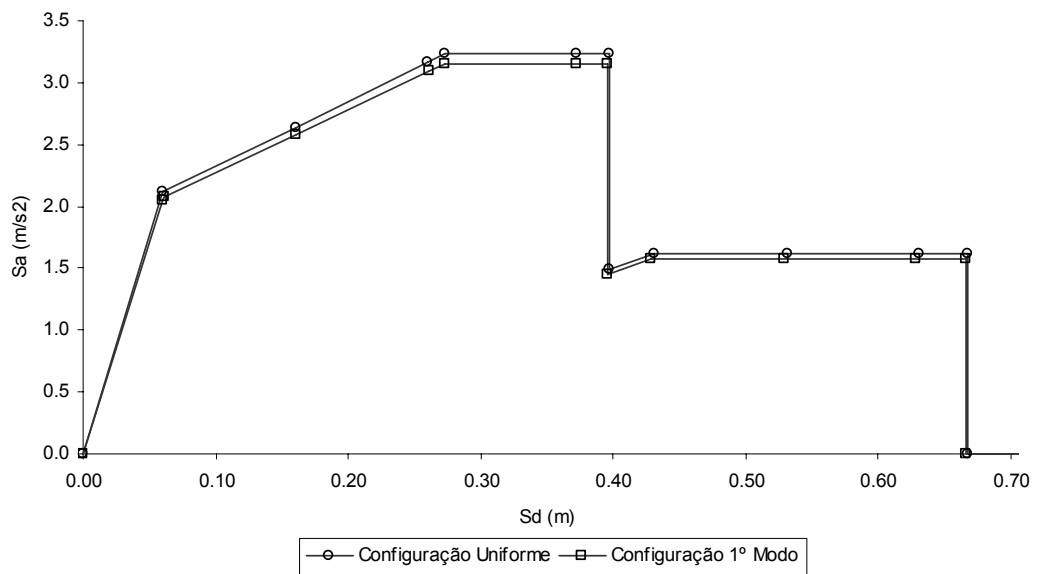


Gráfico 4.34 – Análise *Pushover* Transversal de PI14 Esq – Sistema SDOF

Tabela 4.12 – Análise dos resultados do PI14 Esq

<b>Análise Longitudinal e Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 1436.5$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se perfeitamente definido, através da diminuição brusca de rigidez.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Praticamente nula. Este caso constitui um exemplo onde a aproximação trilinear da totalidade do comportamento é a mais adequada. Dada a regularidade da estrutura as rótulas plásticas entram em cedência quase em simultâneo no topo dos pilares, originando a primeira diminuição de rigidez, e posteriormente as secções da base plastificam, provocando um mecanismo e daí a rigidez nula.
<b>Deslocamento de cedência e último</b>	Longitudinal: $\bar{\delta}_y \approx 0.07$ m, $\bar{\delta}_u \approx 0.41$ m Transversal: $\bar{\delta}_y \approx 0.06$ m, $\bar{\delta}_u \approx 0.40$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	Longitudinal: $\mu = \frac{\bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_y} \approx \frac{0.41}{0.07} = 5.9$ Transversal: $\mu = \frac{\bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_y} \approx \frac{0.40}{0.06} = 6.7$
<b>Configuração de Cargas</b>	Resultados semelhantes com os valores de aceleração modal ligeiramente superiores para a configuração uniforme.

### PI14 Esq – Ponto de Desempenho

No caso das obras seguintes verificou-se uma alteração do comportamento em parte devido às condições geométricas das estruturas. Nestas situações, os níveis de resistência dos elementos são menores originando a que o ponto de desempenho ocorra para níveis de deslocamentos superiores às primeiras cedências, que o amortecimento total seja superior a 5% e que, por isso, o espectro de resposta considerado é reduzido.

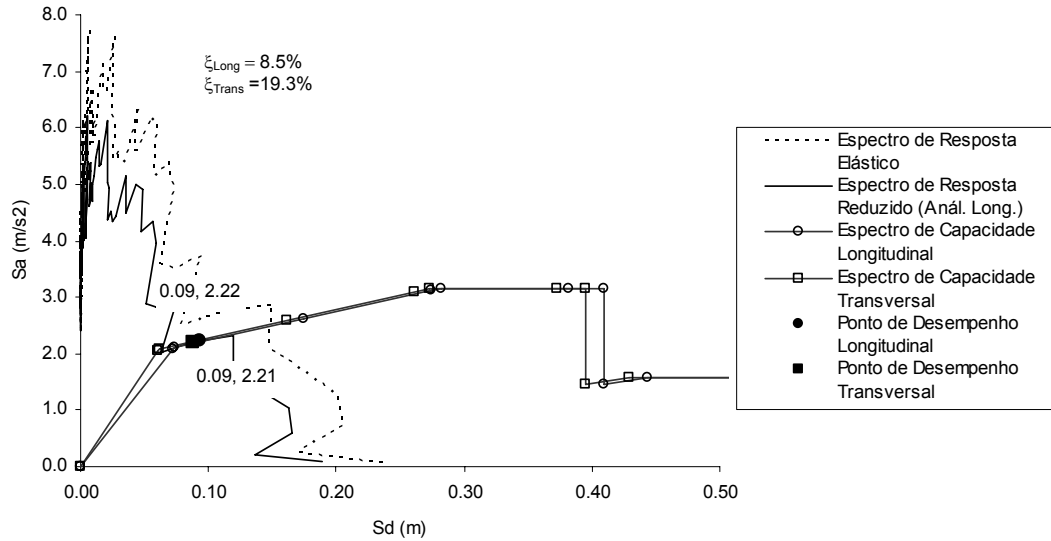


Gráfico 4.35 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 12B – Uniforme

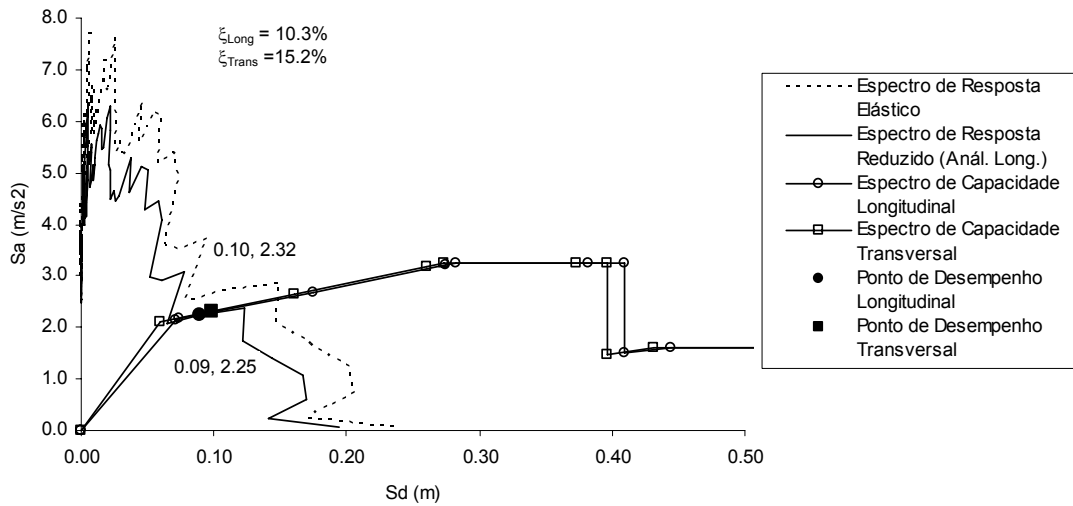


Gráfico 4.36 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 12B – 1º Modo

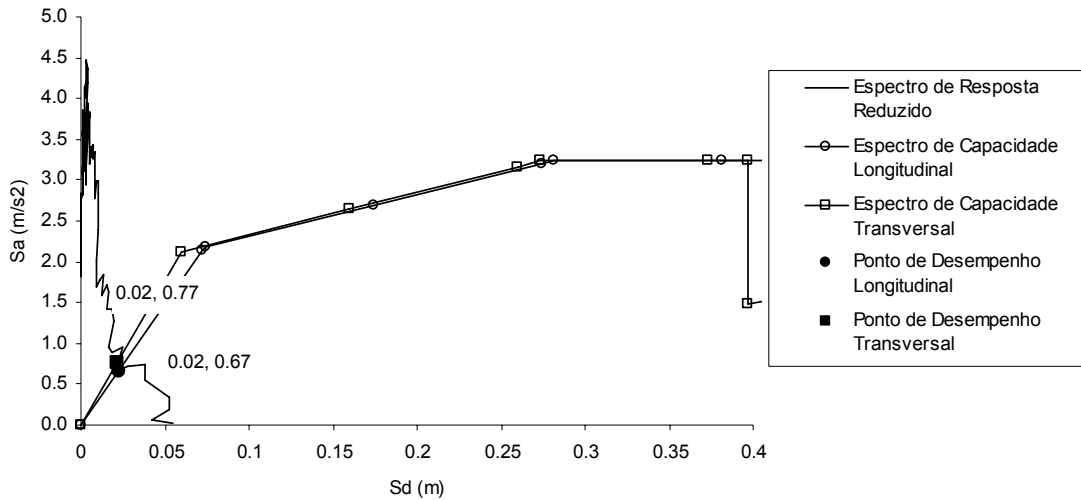


Gráfico 4.37 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. – 24B – Uniforme

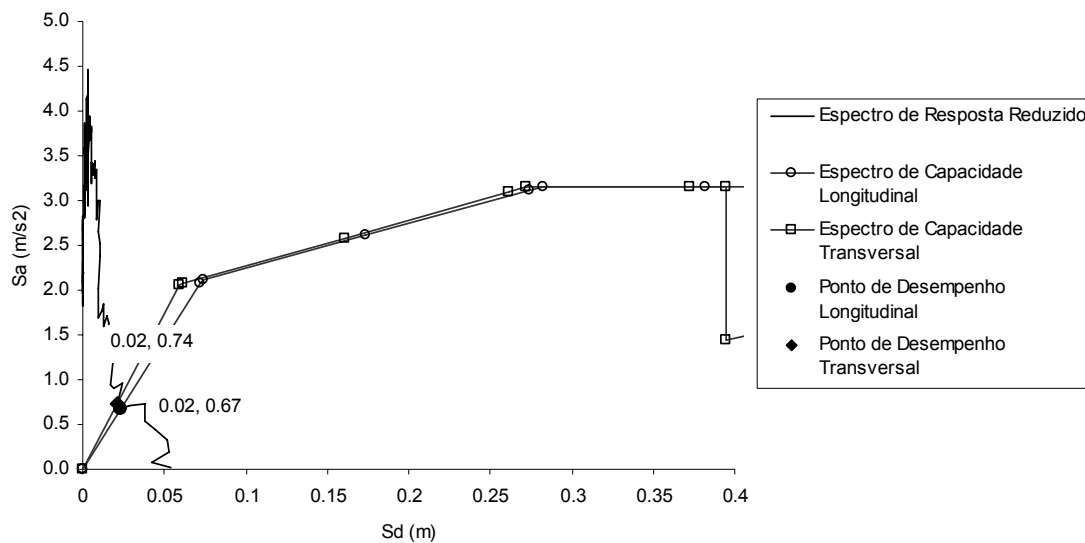


Gráfico 4.38 - Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Long./Trans. - 24B - 1º Modo

### PI14a Esq- Espectro de Capacidade

Tabela 4.13 - Características Dinâmicas de PI14a Esq

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. (kNs <sup>2</sup> )	Trans. (kNs <sup>2</sup> )	Rot. Z (kNms <sup>2</sup> )
1	1.56	0.64	4.03	9.79	15.56	-178.53
2	1.48	0.68	4.26	-42.89	7.06	63.08
3	1.40	0.71	4.48	-3.69	-40.72	-1202.91

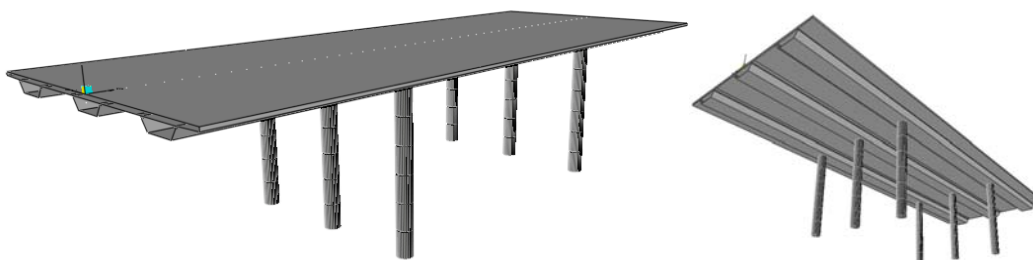


Figura 4.17 - Imagens do modelo numérico de PI14a Esq

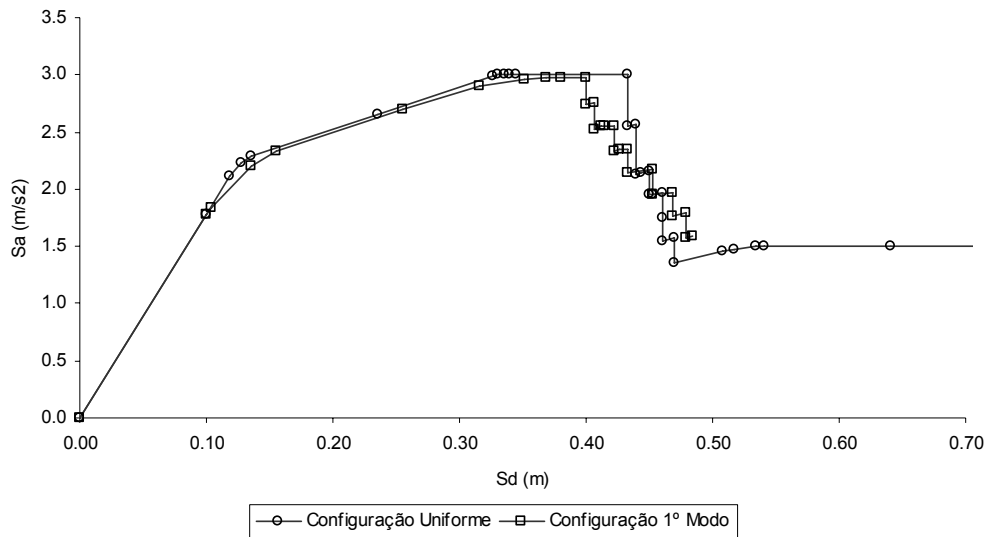


Gráfico 4.39 - Análise *Pushover* Longitudinal de PI14a Esq – Sistema SDOF

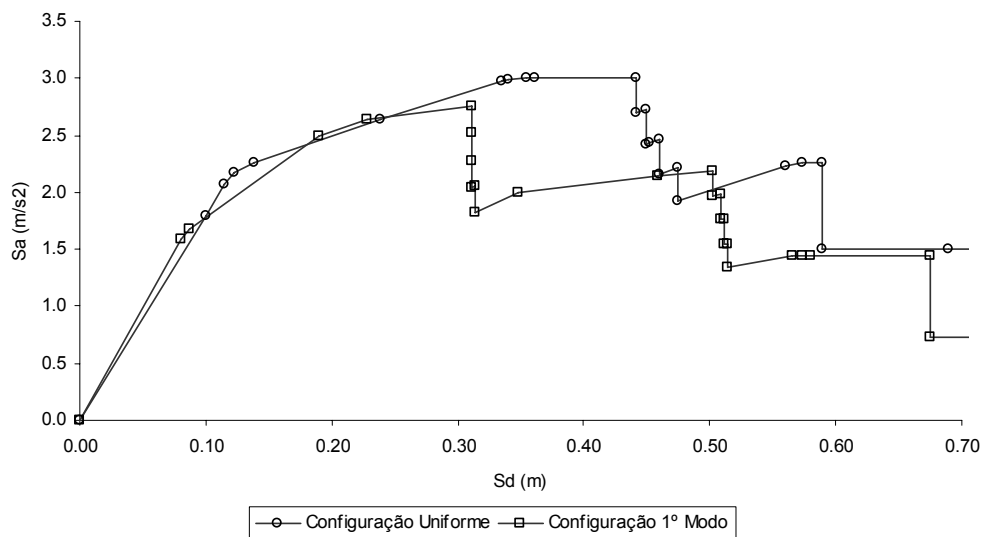


Gráfico 4.40 – Análise *Pushover* Transversal de PI14a Esq – Sistema SDOF

Tabela 4.14 – Análise dos resultados do PI14 aEsq

<b>Análise Longitudinal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1$ = 1993.9 PF <sub>1</sub> $\Phi_1$ = 1.0
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se definido através da diminuição gradual da rigidez à medida que os diferentes elementos entram em cedência.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Semelhante a PI14 Esq, com alguma dispersão no momento de cedência e de início da degradação dos elementos. Este facto prende-se com as diferentes alturas de cada pilar na direcção transversal.

<b>Deslocamento último</b>	$\delta_y \approx 0.07 \text{ m}$ , $\delta_u \approx 0.41 \text{ m}$
<b>Ductilidade disponível</b>	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \approx \frac{0.41}{0.07} = 5.9$
<b>Configuração de Cargas</b>	Resultados semelhantes com os valores de aceleração modal ligeiramente superiores para a configuração uniforme.
<b>Análise Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	$W \alpha_1 = 1993.9$ $PF_1 \Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se definido através da diminuição gradual da rigidez à medida que os diferentes elementos entram em cedência.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Resultados semelhantes à análise longitudinal, com as respectivas diferenças entre a configuração de cargas uniforme e proporcional ao 1º modo.
<b>Deslocamento último</b>	Conf. Uniforme: $\delta_y = 0.12 \text{ m}$ , $\delta_u = 0.44 \text{ m}$ Conf. 1ºModo: $\delta_y = 0.08 \text{ m}$ , $\delta_u = 0.31 \text{ m}$
<b>Ductilidade disponível</b>	Conf. Uniforme: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.44}{0.12} = 3.67$ Conf. 1ºModo: $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.31}{0.08} = 3.88$
<b>Configuração de Cargas</b>	Neste caso, a diferença em termos de altura dos pilares tem um papel importante provocando um efeito de torção no modo transversal. Este efeito provoca um desfasamento na cedência e degradação dos elementos, apesar de menos significativo que nos exemplos anteriores (PS12D e PS12E). A configuração 1ºModo provoca uma antecipação na evolução das características da estrutura.

#### PI14a Esq – Ponto de Desempenho

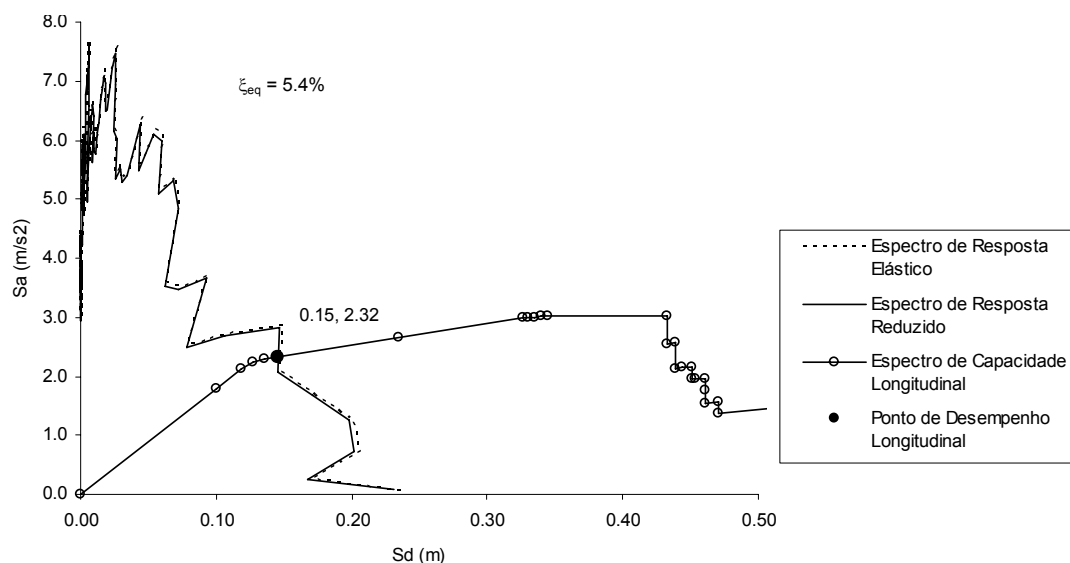


Gráfico 4.41 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – Uniforme

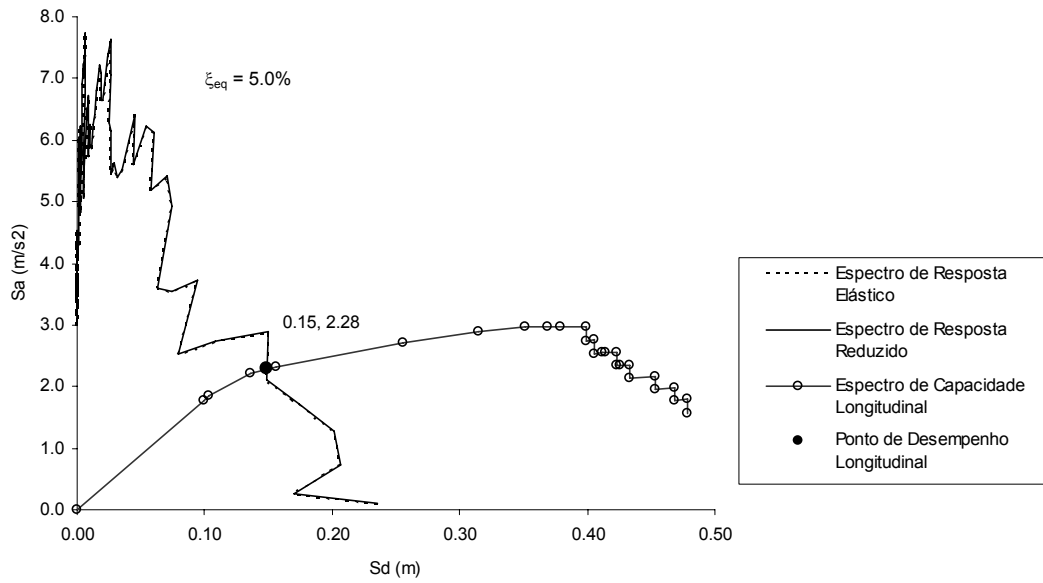


Gráfico 4.42 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – 1º Modo

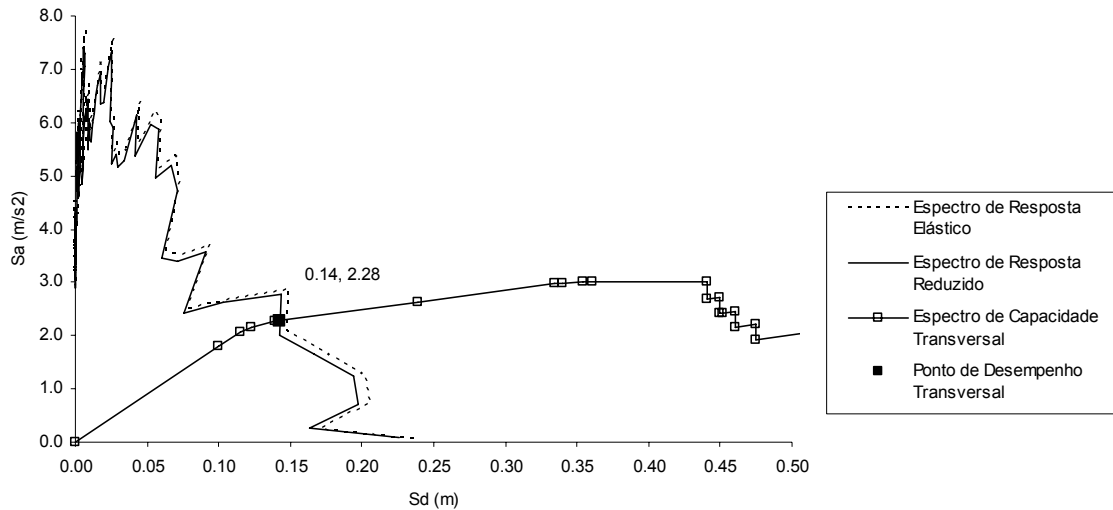


Gráfico 4.43 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – Uniforme

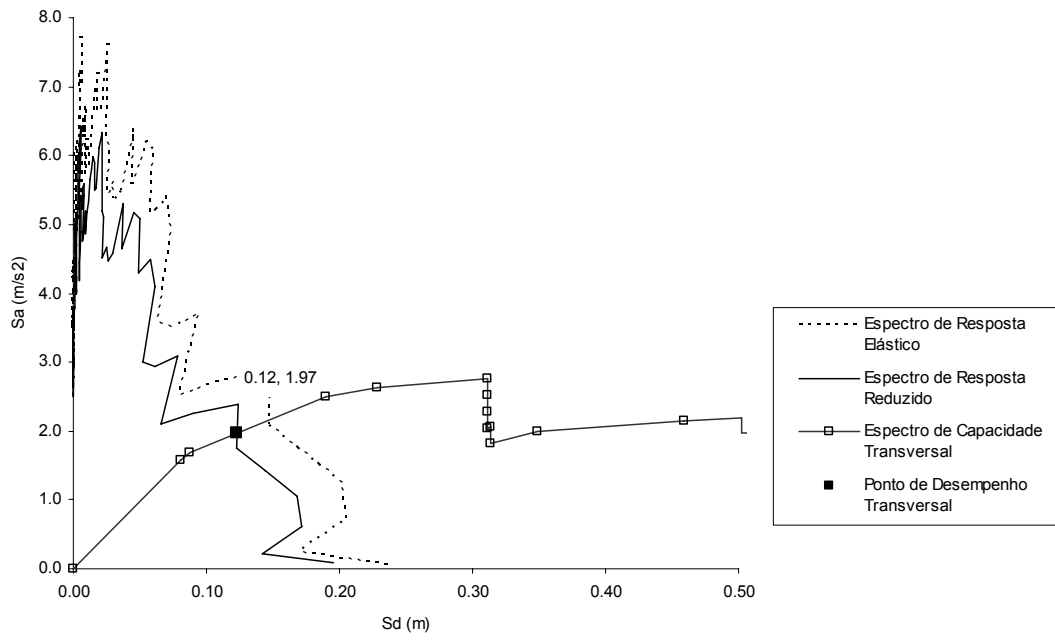


Gráfico 4.44 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – 1º Modo

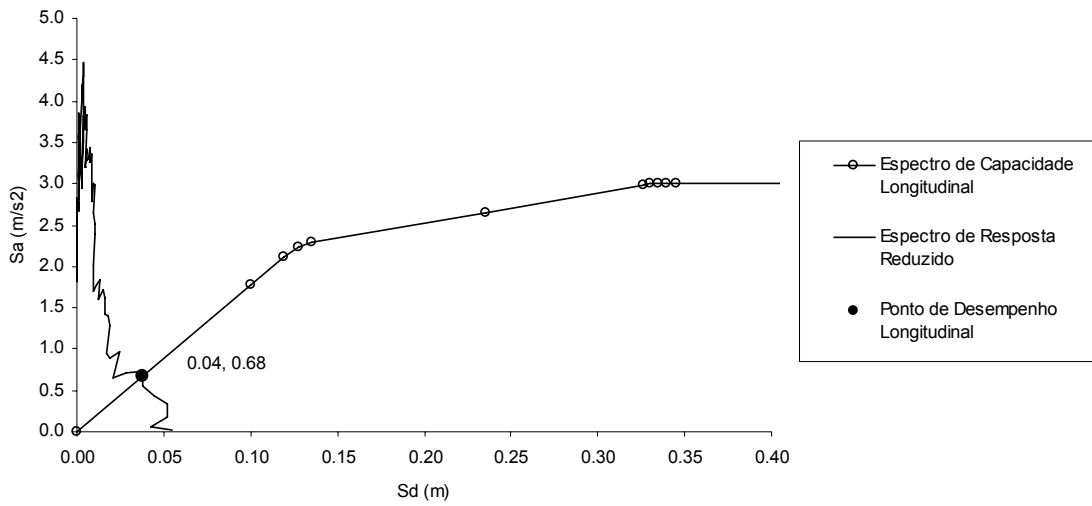


Gráfico 4.45 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – Uniforme



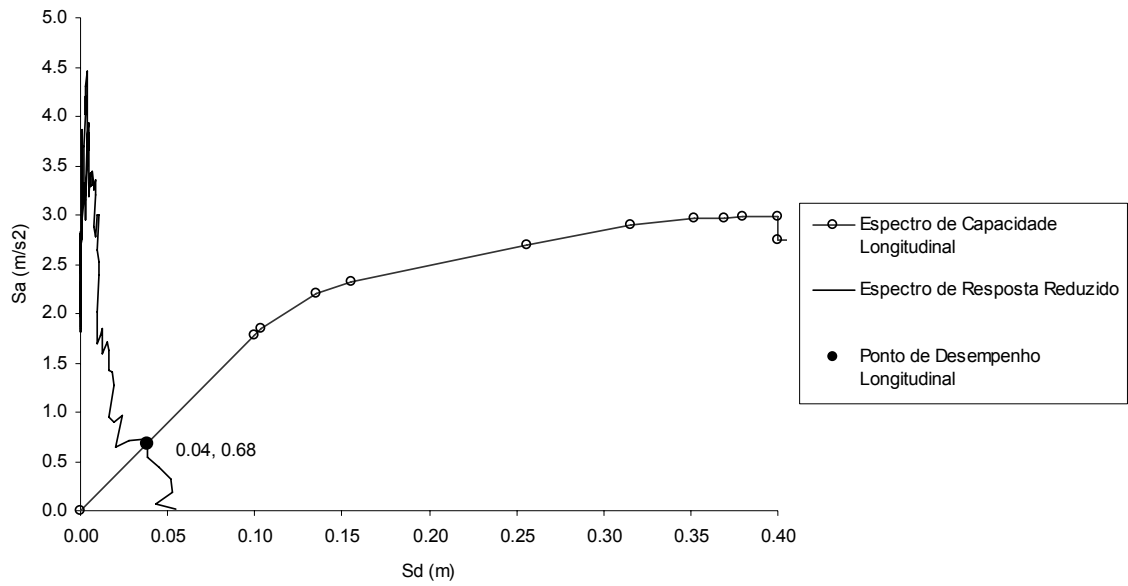


Gráfico 4.46 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – 1º Modo

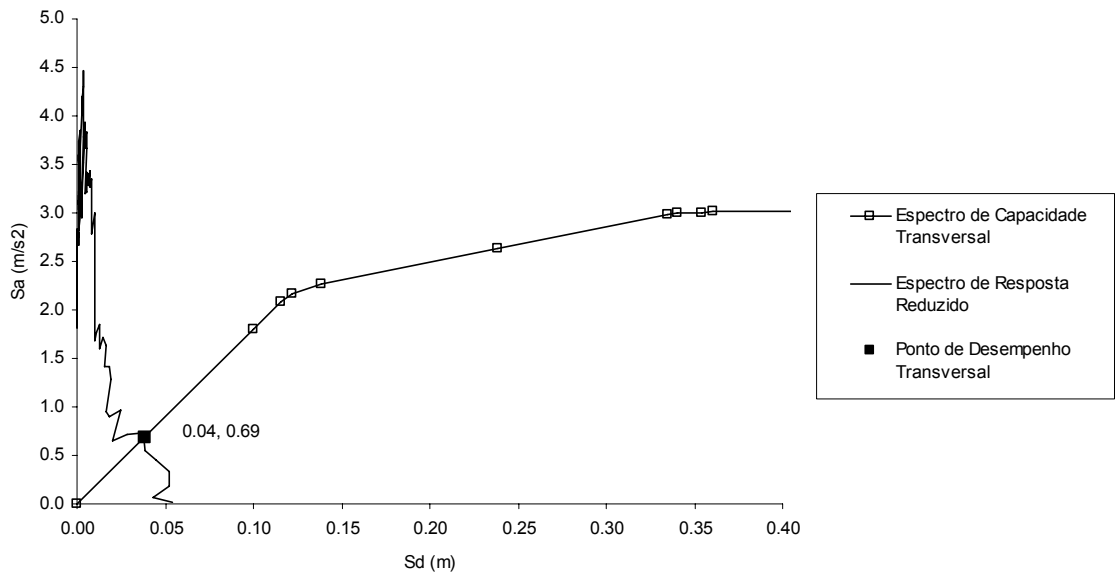


Gráfico 4.47 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – Uniforme

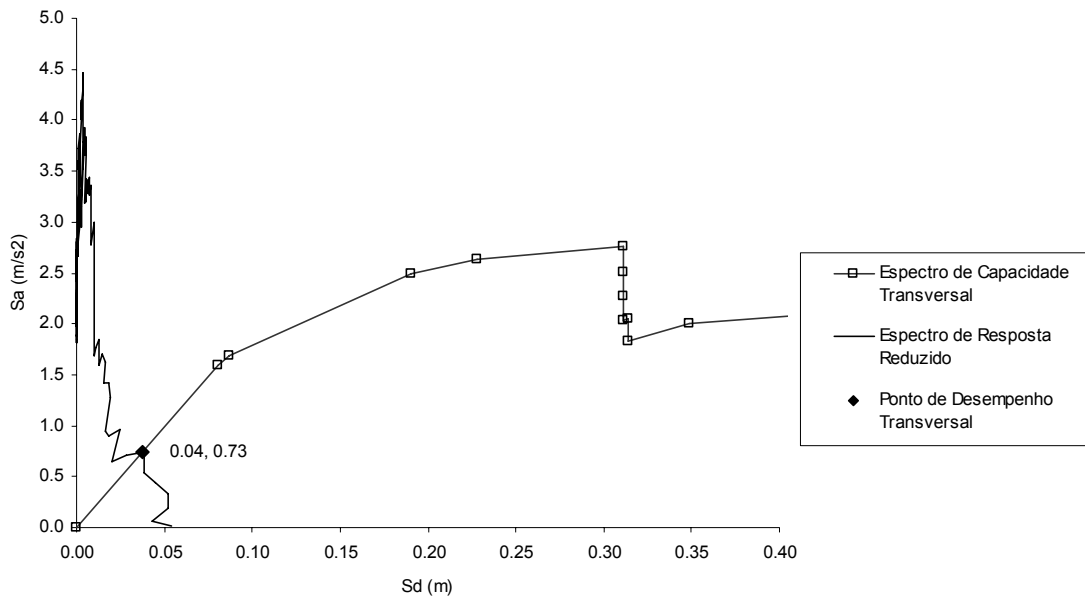


Gráfico 4.48 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – 1º Modo

No caso das PI14 Esq e PI14a Esq, a solução de pilares consiste em elementos circulares relativamente esbeltos quando comparados com os exemplos anteriores. Esta escolha resulta em pilares menos resistentes levando o ponto de desempenho a aproximar-se da cedência, com algumas secções a entrar em regime plástico.

Para a PI14 Esq, a elevada regularidade da estrutura leva a pares de valores  $S_a$ - $S_d$  para o ponto de desempenho muito próximos para as duas configurações de cargas e para cada uma das direcções. Devido às diferentes alturas dos pilares em cada apoio do tabuleiro, essa proximidade não é tão evidente em PI14a Esq.

## MESSEJANA– Espectro de Capacidade

Tabela 4.15 - Características Dinâmicas de MESSEJANA

Modo	T (seg.)	f (Hz)	$\omega$ (rad/s)	Factores de Participação Modal		
				Long. ( $kNs^2$ )	Trans. ( $kNs^2$ )	Rot Z ( $kNms^2$ )
1	1.47	0.68	4.28	93.77	0.00	0.64
2	1.35	0.74	4.65	0.00	66.10	13 792
3	1.14	0.88	5.52	0.00	- 41.04	- 4 249.61

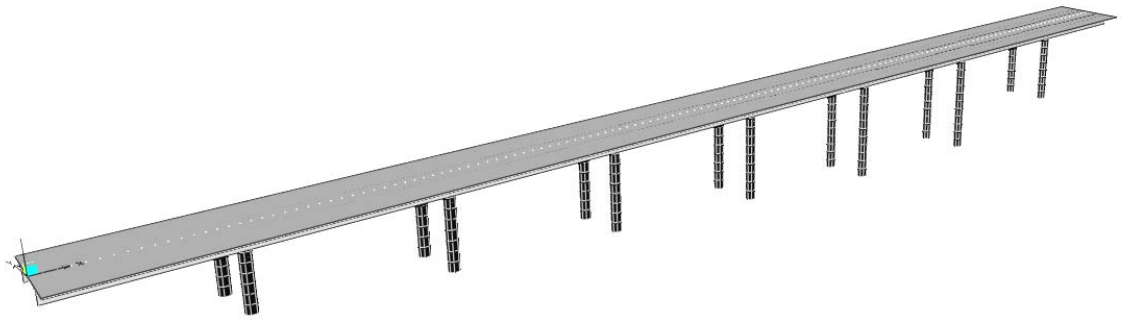


Figura 4.18 - Imagem do modelo numérico de MESSEJANA

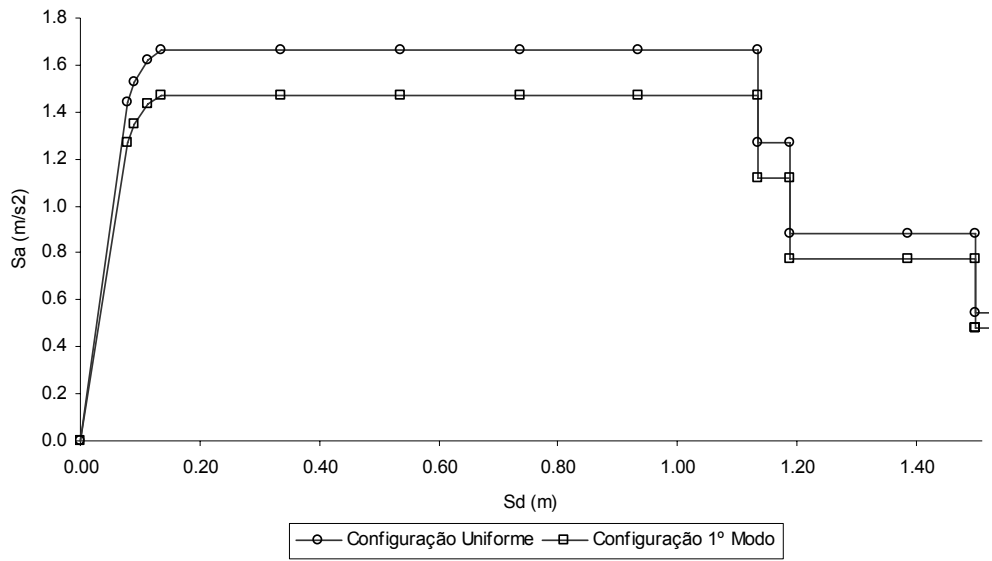


Gráfico 4.49 - Análise Pushover Longitudinal de MESSEJANA – Sistema SDOF

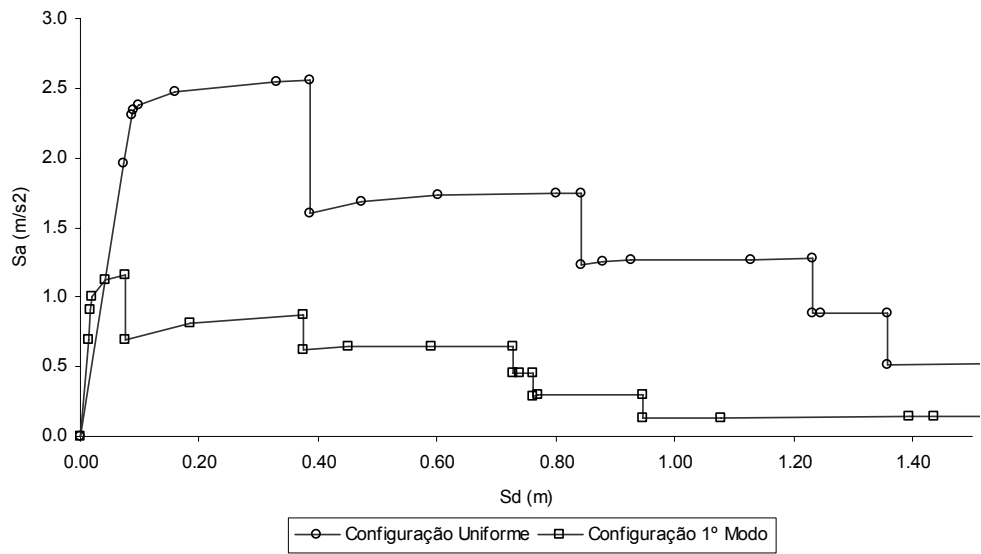


Gráfico 4.50 - Análise Pushover Transversal de MESSEJANA – Sistema SDOF

Tabela 4.16 – Análise dos resultados de MESSEJANA

<b>Análise Longitudinal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 9948.8$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	O ponto de cedência encontra-se definido através da diminuição gradual da rigidez à medida que os diferentes elementos entram em cedência.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Nula. Após a cedência da secção de base de todos os pilares fixos, a estrutura permanece equilibrada pelos momentos de plastificação sem aumentar a sua capacidade resistente mas com a possibilidade de desenvolver grandes deslocamentos, resultado da elevada ductilidade das secções transversais.
<b>Deslocamento último</b>	$\bar{\delta}_y \approx 0.08$ m, $\bar{\delta}_u \approx 1.14$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	$\mu = \frac{\bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_y} \approx \frac{1.14}{0.08} = 14.25$
<b>Configuração de Cargas</b>	Resultados semelhantes, com valores de aceleração modal superiores para a configuração uniforme.
<b>Análise Transversal</b>	
<b>Parâmetros de Transformação MDOF - SDOF</b>	W $\alpha_1 = 9948.8$ PF <sub>1</sub> $\Phi_1 = 1.0$
<b>Ponto de Cedência</b>	A existência de maior número de possibilidades para a sequência de cedência dos elementos dificulta a definição de um ponto de cedência representativo, principalmente com a configuração 1º Modo.
<b>Rigidez pós-cedência</b>	Se se contabilizar o efeito de degradação, a rigidez pós-cedência é negativa, ponderada através do equilíbrio da área abaixo e acima da idealização (Figura 2.9 – Esq).
<b>Deslocamento último</b>	Conf. Uniforme: $\bar{\delta}_y = 0.09$ m, $\bar{\delta}_u = 0.39$ m Conf. 1ºModo: $\bar{\delta}_y = 0.02$ m, $\bar{\delta}_u = 0.08$ m
<b>Ductilidade disponível</b>	Conf. Uniforme: $\mu = \frac{\bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_y} = \frac{0.39}{0.09} = 4.33$ Conf. 1ºModo: $\mu = \frac{\bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_y} = \frac{0.08}{0.02} = 4$
<b>Configuração de Cargas</b>	Este exemplo constitui o exemplo mais claro da importância da configuração de cargas utilizada. Se para a configuração uniforme o valor de força basal desenvolvida até atingir a cedência é bastante elevado e o patamar de plasticidade é significativo, para o caso da configuração 1ºModo, a rigidez inicial é superior e a cedência e a degradação do primeiro elemento ocorrem bastante mais cedo. As diferenças nas condições de apoio e da altura dos pilares ao longo do comprimento do viaduto são responsáveis pelo desenvolvimento de uma importante parcela de torção para o modo transversal e levando a um aumento do carregamento em determinados pilares.

## MESSEJANA – Ponto de Desempenho

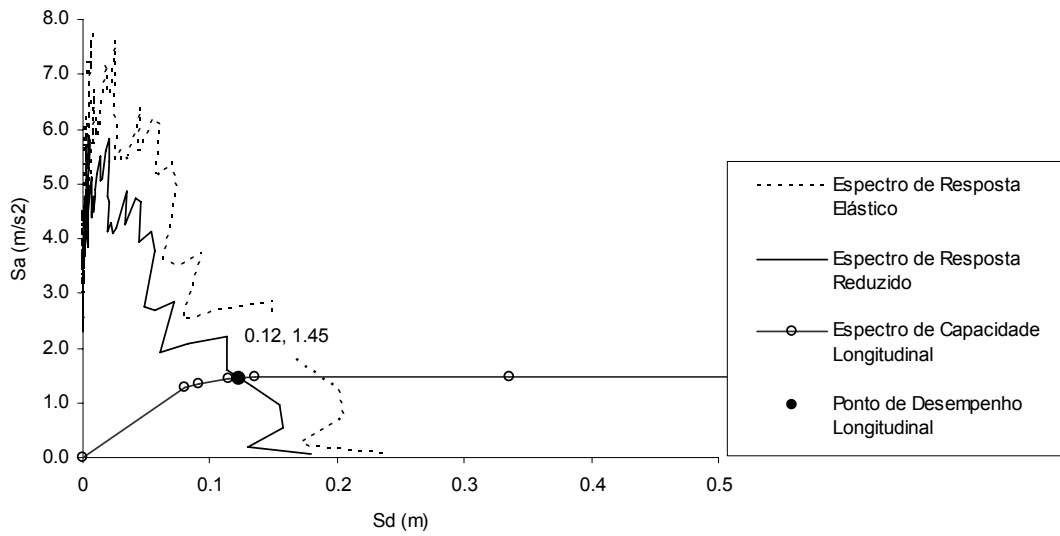


Gráfico 4.51 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – Uniforme

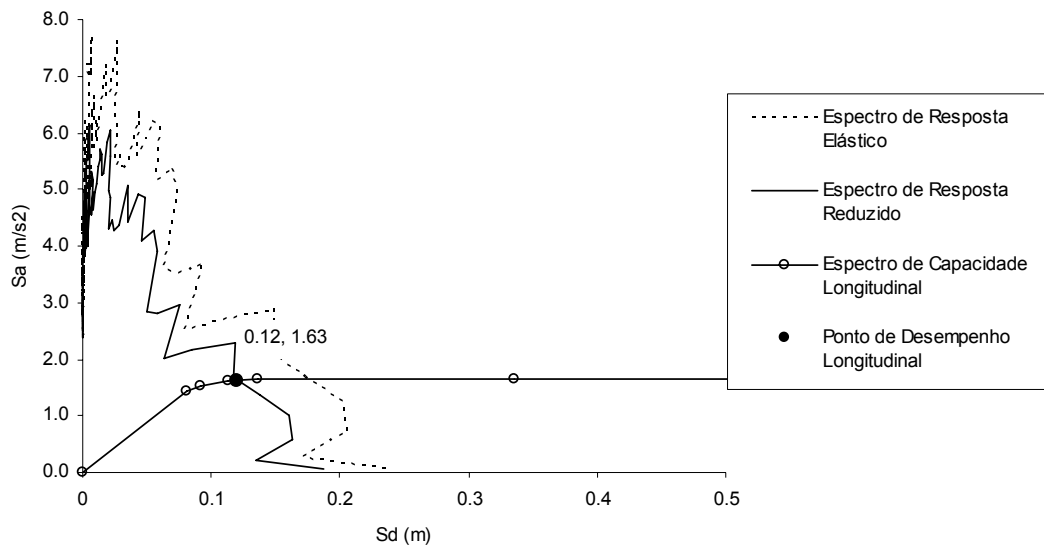


Gráfico 4.52 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 12B – 1º Modo

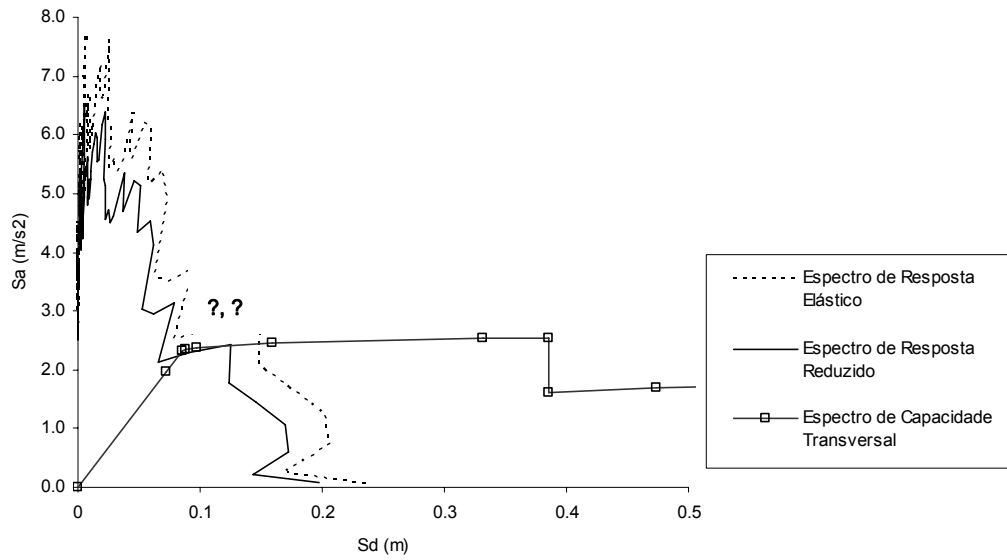


Gráfico 4.53 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – Uniforme

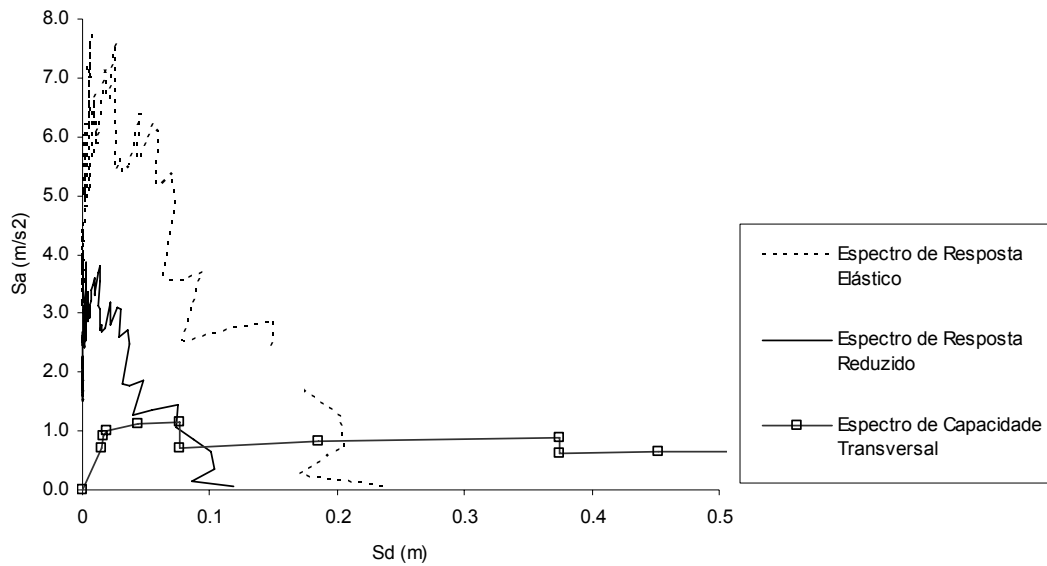


Gráfico 4.54 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 12B – 1º Modo

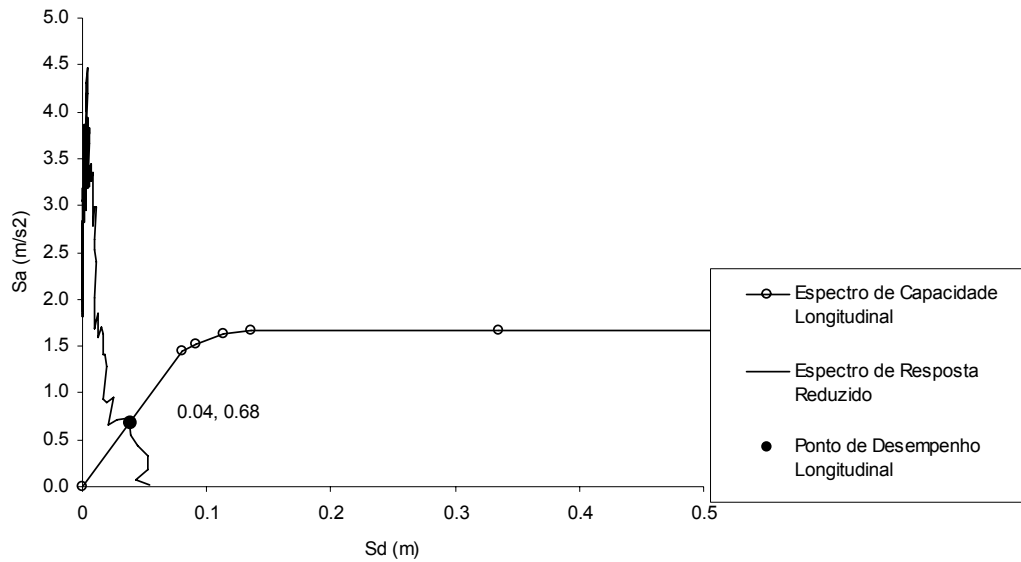


Gráfico 4.55 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – Uniforme

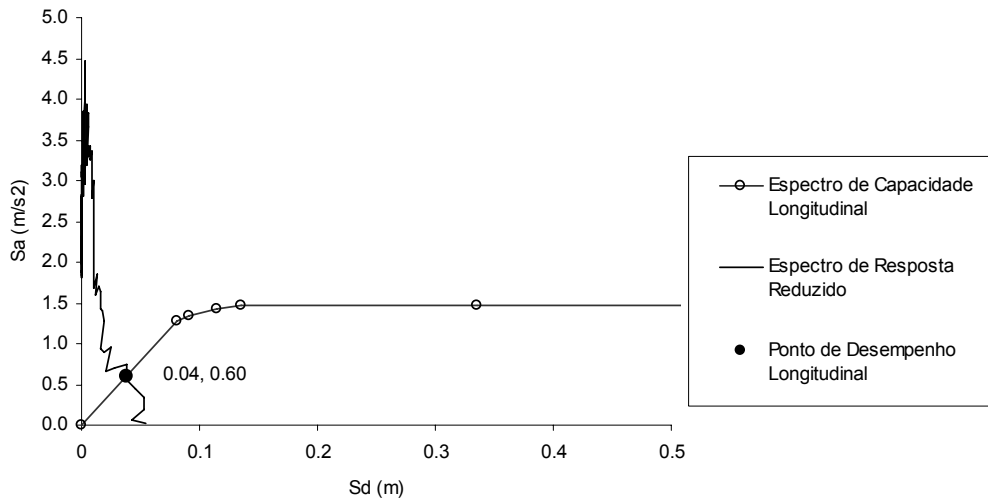


Gráfico 4.56 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Longitudinal – 24B – 1º Modo

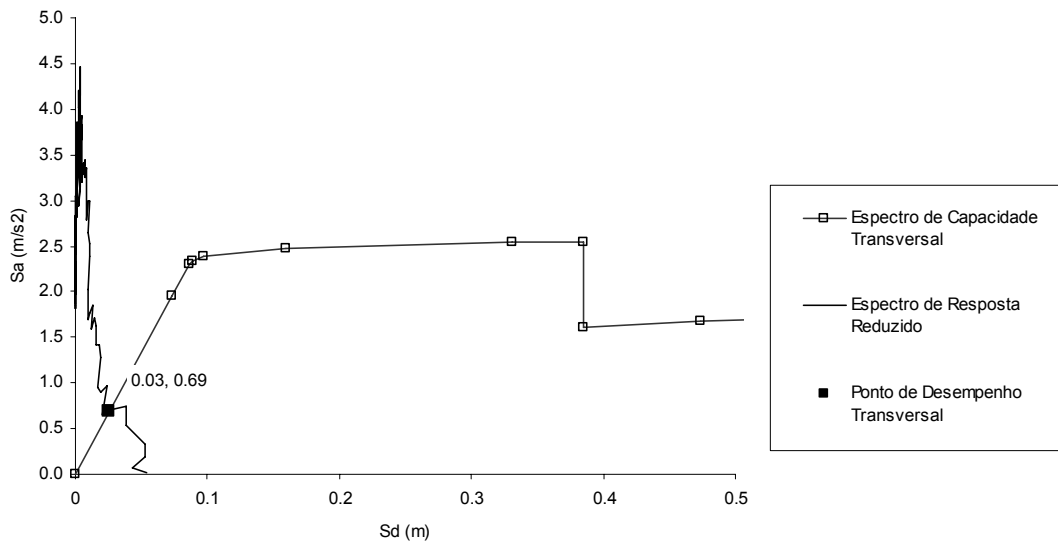


Gráfico 4.57 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – Uniforme

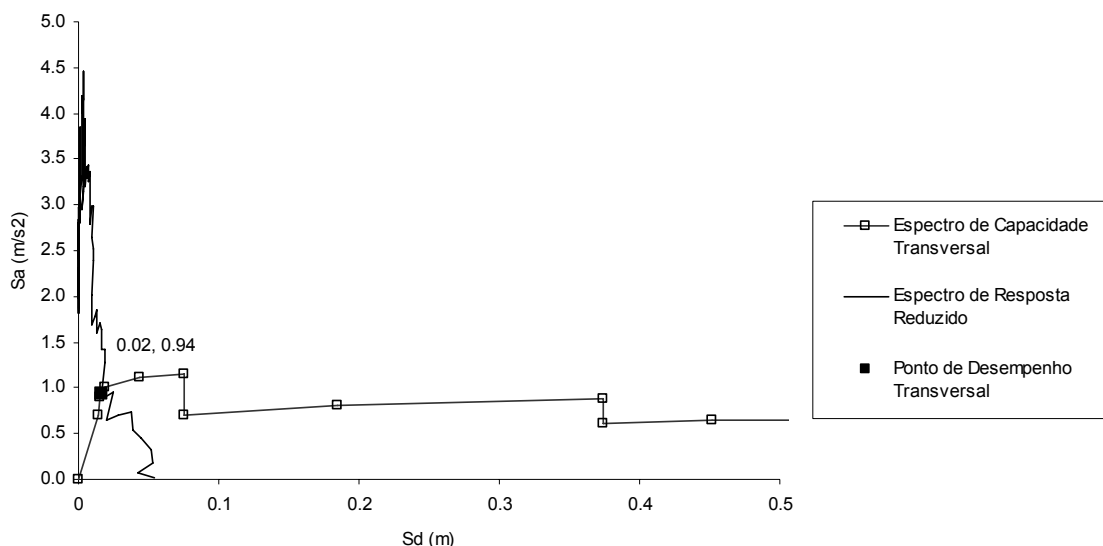


Gráfico 4.58 – Representação gráfica da determinação do ponto de desempenho: Transversal – 24B – 1º Modo

O exemplo do Viaduto de Messejana permite tirar algumas conclusões sobre o comportamento de estruturas com um comprimento significativo e algumas diferenças em termos de condições de apoio, altura de pilares e condições geológicas.

Se longitudinalmente os problemas de interpretação não são importantes, transversalmente o comportamento encontra-se muito dependente das hipóteses que se colocam à partida.

É importante referir que a análise *pushover* perde significado prático aquando da ocorrência da primeira rotura de um dos elementos, isto é, quando a estrutura fica de tal forma debilitada que é contra a segurança ter em conta a resistência remanescente. Em edifícios considera-se que existe capacidade de redistribuição dos esforços pela restante estrutura, no entanto, em pontes, com um número limitado de elementos resistentes, não é razoável esta hipótese. Por outro lado, recordando [Krawinkler e Zareian, 2008], o cálculo do ponto de desempenho nos troços de rigidez negativa, na fase de degradação da estrutura em conjunto com os efeitos  $P-\Delta$ , não é obtido directamente do método apresentado e envolve a amplificação do deslocamento correspondente ao ponto de desempenho.

Deste modo, para a análise transversal da acção sísmica 1.2B recorrendo a uma configuração de carga proporcional ao 1º Modo, não foi possível determinar o ponto de desempenho. A posição do ponto de desempenho em torno de uma degradação importante comprometeu a convergência do processo. Este facto, associado à utilização de espectros de resposta procedentes dos acelerogramas gerados, leva a um agravamento na convergência dos valores de amortecimento.

De forma a avaliar a influência da escolha do ponto de controlo foram efectuadas análises *pushover* na direcção transversal recorrendo à configuração uniforme de cargas, e variando o ponto de controlo dos deslocamentos desde nó relativo ao Encontro E1 até ao nó do Encontro E2, passando pelos nós do tabuleiro sobre os pilares (Gráfico 4.59).



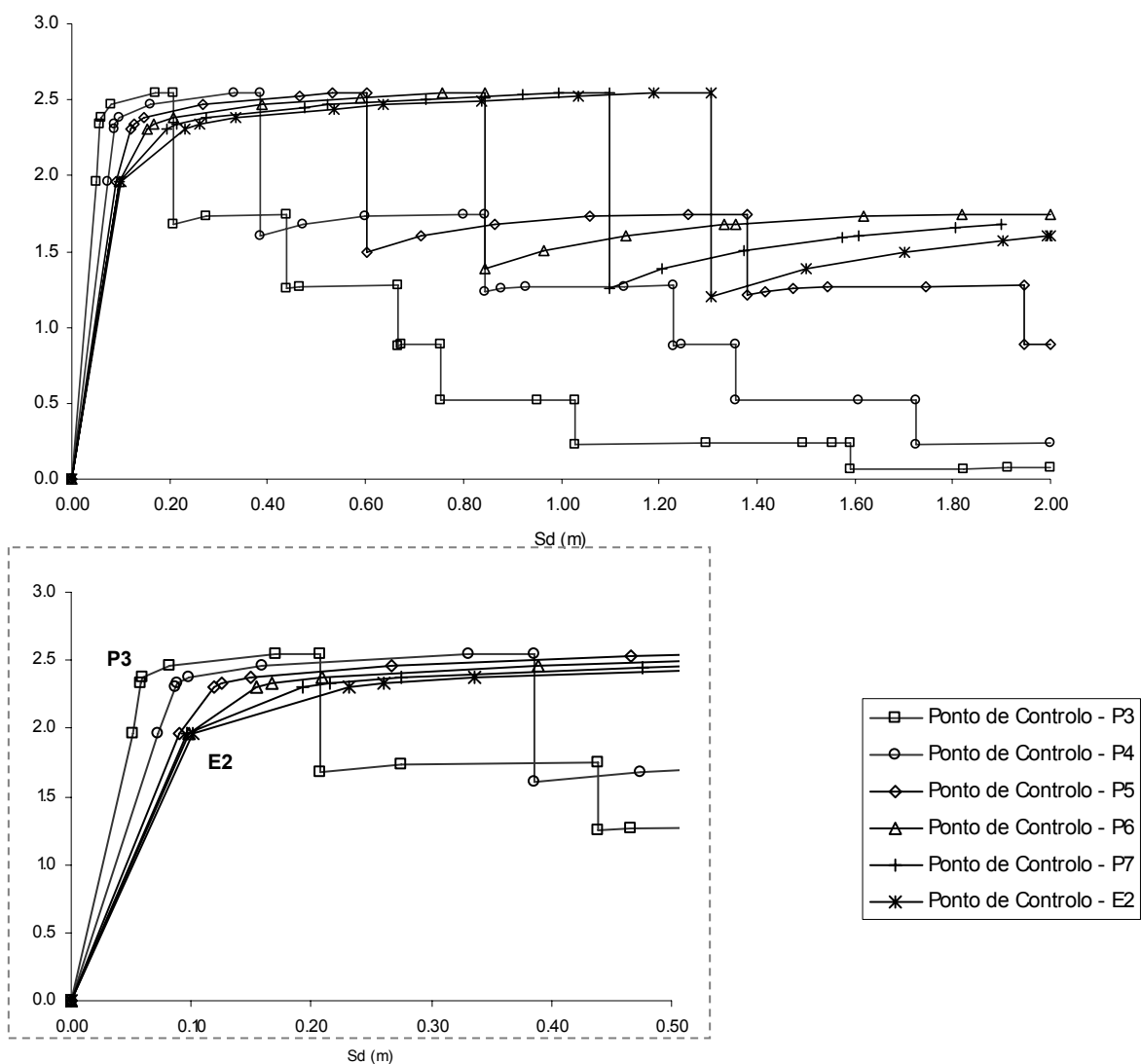


Gráfico 4.59 - Influência da escolha do ponto de controlo – Análise *Pushover* Transversal, Configuração Uniforme – MESSEJANA (Ver Figura 4.9 e 4.10)

Deste estudo conclui-se que a escolha do nó de controlo, especialmente em pontes com algum comprimento pode ser preponderante no resultado final. Este caso relativo a MESSEJANA, sem ligação entre o tabuleiro e os encontros, leva à rotação do tabuleiro como um corpo rígido em torno de um ponto, originando uma sollicitação exagerada dos pilares mais afastados desse centro de rotação. Verifica-se, através do Gráfico 4.59, que, se o ponto de controlo se aproximar do centro de rotação existe uma sollicitação mais exagerada dos pilares e pouco desenvolvimento das capacidades plásticas da estrutura. Apesar disso, não existe uma regra de escolha do ponto de controlo em metodologias onde a configuração de cargas constitui um invariante ao longo da análise. Na realidade, o comportamento sísmico depende dos modos de vibração da estrutura e, neste caso, o forte factor de participação de rotação em torno do eixo vertical deverá agravar alguns pilares mais que outros, sendo que a configuração uniforme impõe uma distribuição igual de forças entre os pilares.

#### 4.5. Comparação entre a Análise Estática e Dinâmica Não Linear

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise dinâmica não linear para as Obras PI12B1, PS12D e PI14 Esq e procurou-se a comparação entre estes resultados e os espectros de capacidade obtidos anteriormente. A análise consiste no registo dos valores máximos da aceleração e deslocamento resultantes de várias análises com intensidades sísmicas crescentes. É necessário referir que as leis de comportamento em flexão das secções transversais (relações M- $\theta$ ) foram calibradas de forma a que o período longitudinal e transversal do sistema coincidisse com aquele apresentado nas respectivas análises *pushover*.

#### PI12B1

Tabela 4.17 – Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI12B1)

Int. Directa - Long - 13C			Pushover - Long - 13C - 1ºModo			Pushover - Long - 13C - Uniforme			
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
1.0	0.96	0.07	2.84		0.00	0.00		0.00	0.00
1.5	0.96	0.12	5.27	0.94	0.12	5.51	0.91	0.12	5.97
2.0	0.97	0.16	6.75	0.94	0.12	5.58	0.91	0.13	6.04
2.5	1.02	0.20	7.58	1.04	0.18	6.63	1.00	0.18	7.13
3.0	1.03	0.22	8.22	1.42	0.43	8.51	1.37	0.44	9.16
5.0	1.08	0.27	9.17	1.62	0.68	10.35	1.56	0.69	11.15
10.0	1.41	0.64	12.64	1.64	0.72	10.63	1.58	0.72	11.45

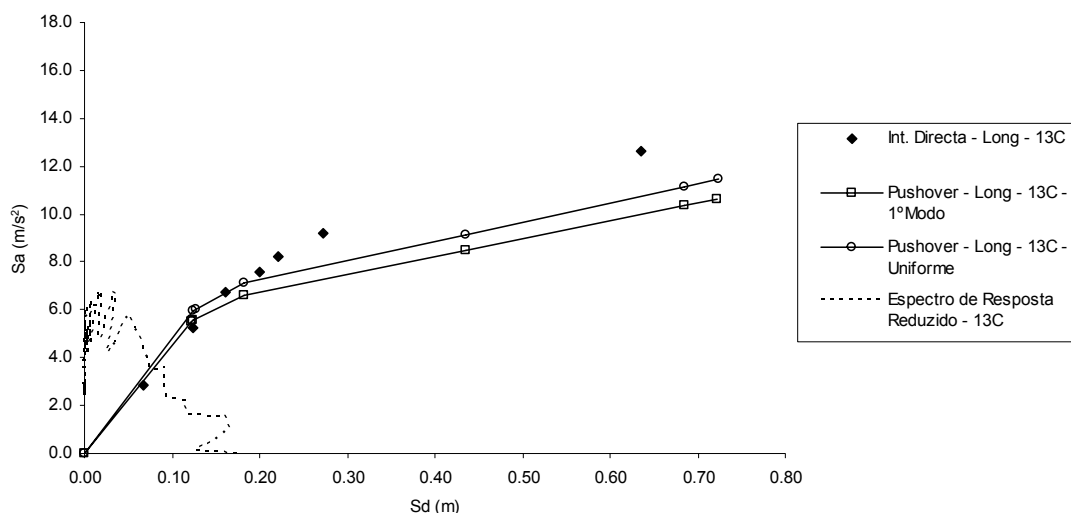


Gráfico 4.60 – Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI12B1)

Tabela 4.18 – Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI12B1)

<i>Int. Directa - Trans - 13C</i>				<i>Pushover - Trans - 13C - 1ºModo</i>			<i>Pushover - Trans - 13C - Uniforme</i>		
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
1.0	0.51	0.03	4.58	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00
1.5	0.51	0.05	7.54	0.51	0.05	8.17	0.50	0.07	10.46
2.0	0.51	0.07	10.20	0.55	0.08	9.99	0.52	0.08	11.54
2.5	0.51	0.07	11.27	0.78	0.20	13.06	0.55	0.10	12.60
3.0	0.52	0.08	12.19	0.80	0.21	13.15	0.61	0.12	13.25
				0.94	0.21	9.43	0.89	0.29	14.51
				0.96	0.24	10.07	1.04	0.29	10.56
				1.21	0.24	6.35	1.05	0.30	10.83

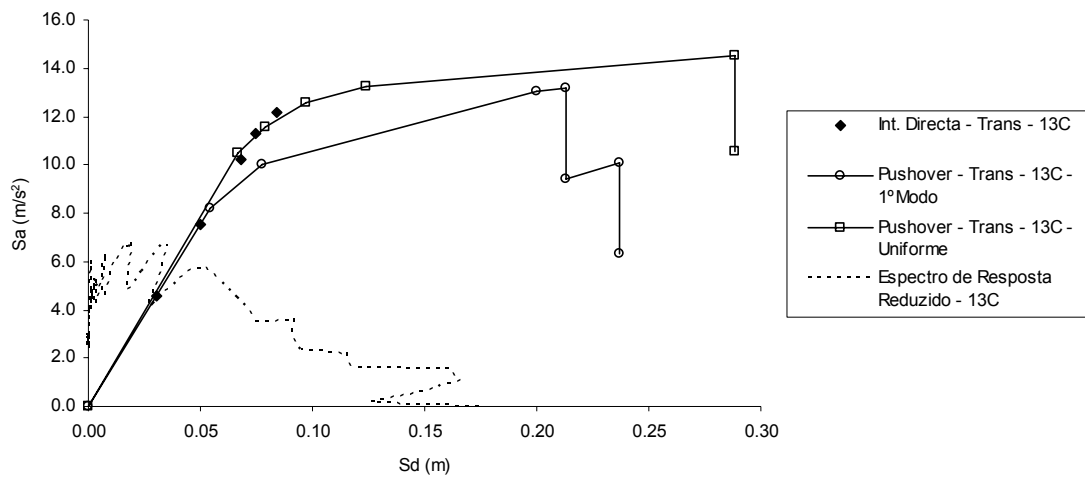


Gráfico 4.61 – Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI12B1)

Tabela 4.19 – Comparação directa do ponto de desempenho para PI12B1

Acção Sísmica	Direcção da Análise	Configuração Cargas	Comparação Ponto de Desempenho					
			CSM		Integração Directa		Erro (%)	
			Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
13C	Long.	Uniforme	0.07	3.58	0.07	2.84	0%	21%
		1º Modo	0.08	3.59	0.07	2.84	13%	21%
	Trans.	Uniforme	0.03	4.23	0.03	4.58	0%	8%
		1º Modo	0.03	4.41	0.03	4.58	0%	4%

**PS12D**

Tabela 4.20 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)

<i>Int. Directa - Long - 13C</i>				<i>Pushover - Long - 13C - 1ºModo</i>			<i>Pushover - Long - 13C - Uniforme</i>		
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
1.0	0.92	0.05	2.26	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00
1.5	0.96	0.11	4.63	0.90	0.09	4.53	0.89	0.10	4.81
2.0	1.00	0.14	5.61	0.91	0.10	4.66	0.90	0.10	5.05
2.5	1.03	0.17	6.40	0.98	0.13	5.28	0.96	0.13	5.73
3.0	1.10	0.20	6.71	1.21	0.23	6.12	1.18	0.23	6.63
				1.36	0.33	6.95	1.32	0.33	7.53
				1.47	0.43	7.79	1.43	0.43	8.43
				1.55	0.53	8.63	1.50	0.53	9.33
				1.62	0.63	9.46	1.56	0.63	10.23
				1.64	0.67	9.78	1.58	0.67	10.51

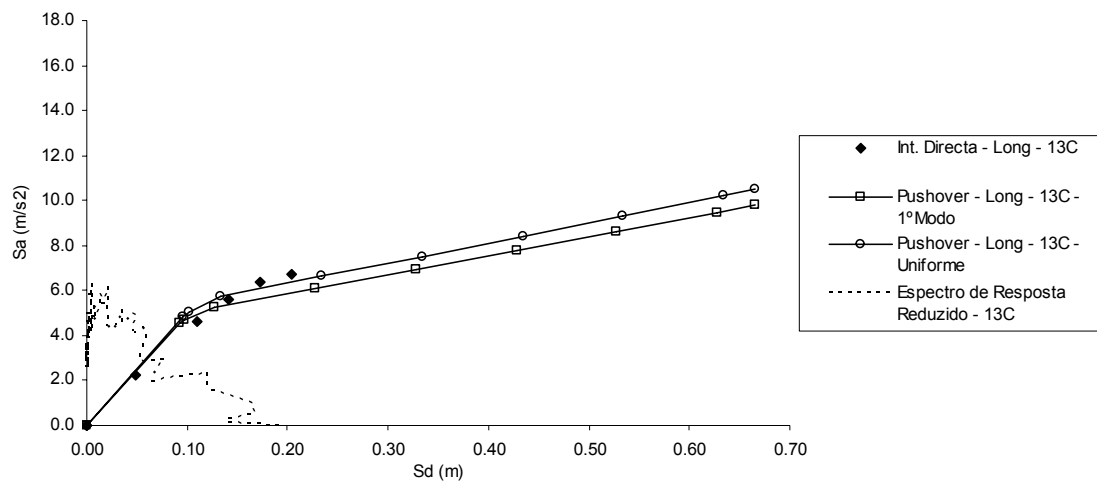


Gráfico 4.62 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)

Tabela 4.21 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PS12D)

<i>Int. Directa - Trans - 13C</i>				<i>Pushover - Trans - 13C - 1ºModo</i>			<i>Pushover - Trans - 13C - Uniforme</i>		
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
1.0	0.75	0.05	3.41	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00
1.5	0.72	0.08	5.91	0.65	0.06	5.37	0.72	0.10	7.59
2.0	0.72	0.10	7.89	0.79	0.14	8.89	0.72	0.11	8.03
				0.85	0.18	9.80	0.72	0.11	8.15
				1.02	0.18	6.77	0.87	0.21	10.99
				1.12	0.26	8.33	0.94	0.31	13.83
				1.34	0.26	5.79	0.94	0.31	14.01
				1.39	0.40	8.19	1.09	0.31	10.42

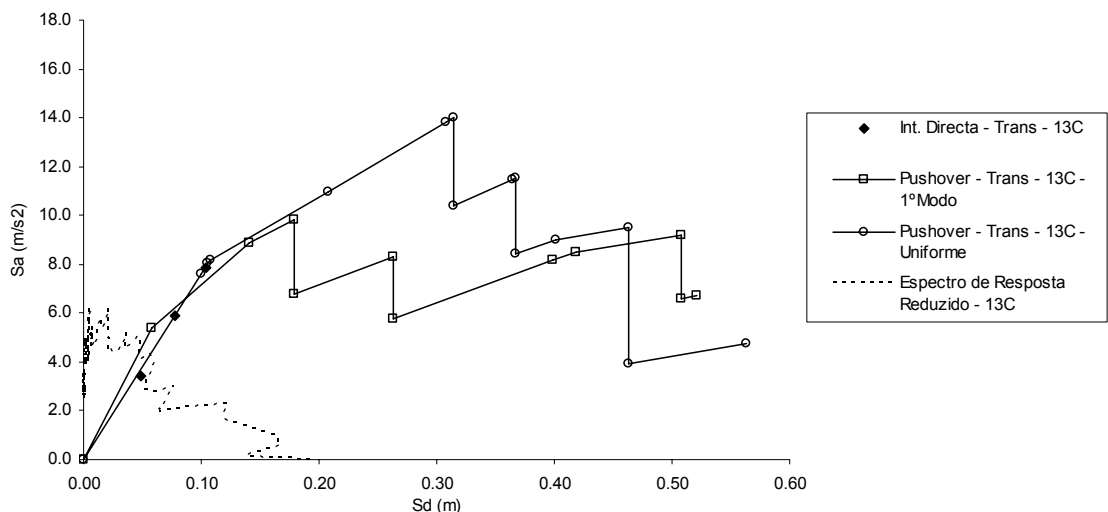


Gráfico 4.63 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PS12D)

Tabela 4.22 – Comparação directa do ponto de desempenho para PS12D

Acção Sísmica	Direcção da Análise	Configuração Cargas	Comparação Ponto de Desempenho					
			CSM		Integração Directa		Erro (%)	
			Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
13C	Long.	Uniforme	0.07	3.71	0.05	2.26	29%	39%
		1º Modo	0.07	3.61	0.05	2.26	29%	37%
	Trans.	Uniforme	0.06	4.84	0.05	3.41	17%	30%
		1º Modo	0.06	5.37	0.05	3.41	17%	36%

## PI14 Esq

Tabela 4.23 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PS12D)

<i>Int. Directa - Long - 12B</i>				<i>Pushover - Long - 12B - 1ºModo</i>			<i>Pushover - Long - 12B - Uniforme</i>		
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
0.5	1.25	0.06	1.51	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00
<b>1.0</b>	<b>1.32</b>	<b>0.11</b>	<b>2.37</b>	1.17	0.07	2.08	1.15	0.07	2.14
1.5	1.49	0.14	2.55	1.17	0.07	2.12	1.16	0.07	2.17
2.0	1.63	0.19	2.82	1.62	0.17	2.62	1.60	0.17	2.69
				1.86	0.27	3.12	1.84	0.27	3.20
				1.88	0.28	3.16	1.85	0.28	3.24
				2.19	0.38	3.16	2.16	0.38	3.24
					0.41	3.16		0.41	3.24

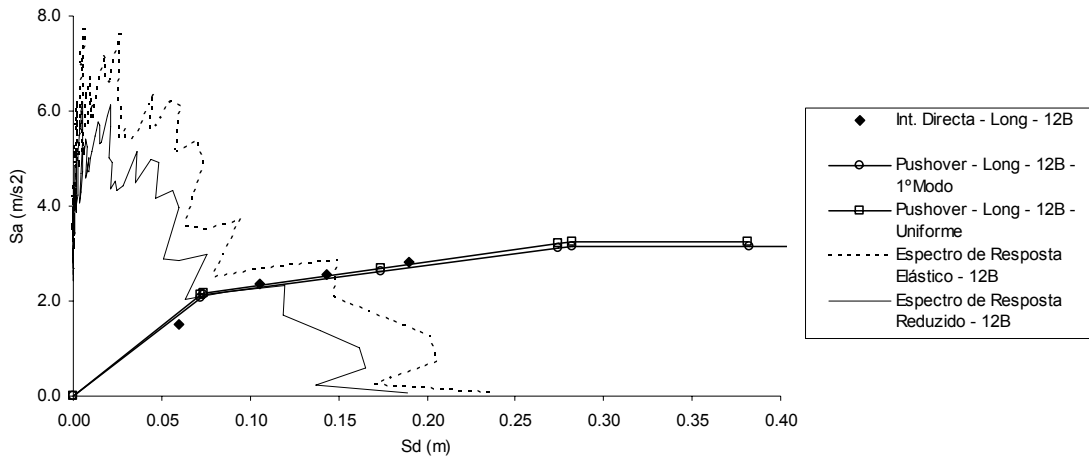


Gráfico 4.64 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Longitudinal e a Análise Dinâmica Não Linear Longitudinal (PI14 Esq)

Tabela 4.24 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI14 Esq)

Int. Directa - Trans - 12B				Pushover - Trans - 12B - 1º Modo			Pushover - Trans - 12B - Uniforme		
Intensidade	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	T eff (seg.)	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
0.5	1.16	0.05	1.45	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00
<b>1.0</b>	<b>1.25</b>	<b>0.09</b>	<b>2.34</b>	1.07	0.06	2.05	1.06	0.06	2.11
1.5	1.39	0.12	2.50	1.08	0.06	2.07	1.55	0.16	2.64
2.0	1.50	0.15	2.65	1.57	0.16	2.59	1.80	0.26	3.17
2.5	1.65	0.20	2.92	1.82	0.26	3.10	1.83	0.27	3.23
3.0	1.80	0.27	3.22	1.85	0.27	3.16	2.13	0.37	3.23
				2.16	0.37	3.16	2.20	0.40	3.23
				2.22	0.40	3.16	3.24	0.40	1.49

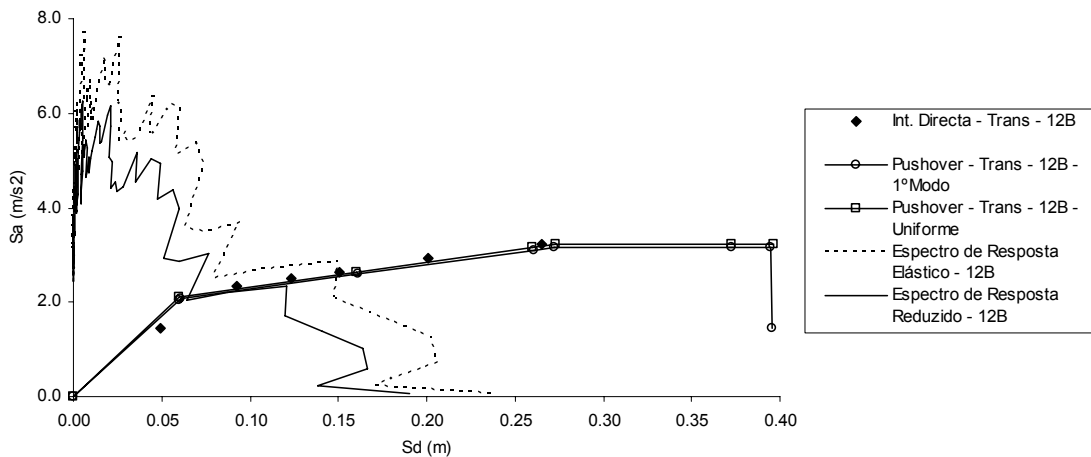


Gráfico 4.65 - Comparação entre os resultados da Análise *Pushover* Transversal e a Análise Dinâmica Não Linear Transversal (PI14 Esq)

Tabela 4.25 - Comparação directa do ponto de desempenho para PI14 Esq

Acção Sísmica	Direcção da Análise	Configuração Cargas	Comparação Ponto de Desempenho					
			CSM		Integração Directa		Erro (%)	
			Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
13C	Long.	Uniforme	0.09	2.25	0.11	2.37	22%	5%
		1º Modo	0.09	2.22			22%	7%
	Trans.	Uniforme	0.1	2.32	0.09	2.34	10%	1%
		1º Modo	0.09	2.21			0%	6%

#### 4.5.1. Conclusões

A variação da intensidade sísmica permitiu observar a evolução do comportamento da estrutura, mais concretamente, a formação das primeiras rótulas plásticas.

Em determinadas obras, verificou-se alguma dificuldade em evoluir para além do ponto de cedência, devido a problemas de convergência, no entanto, no cômputo geral os resultados aproximam-se daqueles que foram obtidos anteriormente. Em particular, a evolução dos pares de valores  $S_a$ - $S_d$  para cada valor de intensidade sísmica aproximam-se dos valores relativos à configuração de cargas uniforme, em parte devido à diminuição da importância da torção na resposta da estrutura após a cedência dos primeiros elementos. Transversalmente, à medida que as secções do topo e da base entram em cedência, os deslocamentos ao longo do tabuleiro tendem a uniformizar aproximando-se da distribuição uniforme.

Apesar de a análise dinâmica não linear que foi efectuada não permitir modelar a degradação dos elementos ao longo do tempo é possível observar que a ocorrência precoce da cedência, resultante da configuração 1º Modo, não corresponde a uma boa representação do comportamento da estrutura.

Quanto ao ponto de desempenho, os resultados foram próximos para ambas as análises apesar do erro relativo à análise CSM seja bastante disperso tanto em termos de deslocamentos como de acelerações. As razões para estes desvios devem-se principalmente ao facto de a utilização de espectros originários directamente de acelerogramas ser muito sensível à rigidez inicial da estrutura. No caso da PS12D, a rigidez inicial intersecta o espectro numa zona de grande variabilidade e para valores de deslocamento relativamente pequenos daí o elevado erro relativamente à análise *pushover*.

#### 4.6. Avaliação do Desempenho Sísmico

Nesta secção apresenta-se a sobreposição dos resultados obtidos da aplicação do Método do Espectro de Capacidade com o comportamento de alguns elementos não contempladas nos modelos numéricos das obras. Esta operação permite tirar conclusões sobre o comportamento global da estrutura que inclui a capacidade dos pilares mas também a capacidade de deformação associada a diferentes elementos estruturais e não estruturais.

Assim, tendo em atenção que o valor de  $PF1\phi_1$  é unitário, é possível fazer a comparação directa entre os deslocamentos espectrais longitudinais e os deslocamentos limite decorrentes dos aparelhos de apoio utilizados, das juntas de dilatação e também das condições geométricas dos encontros determinantes na perda de apoio total do tabuleiro.

## PI12B1

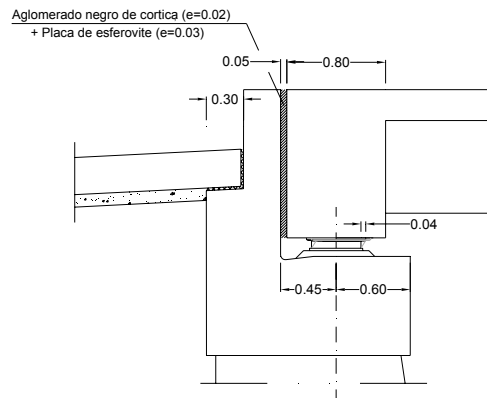


Figura 4.19 – Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 da PI12B1

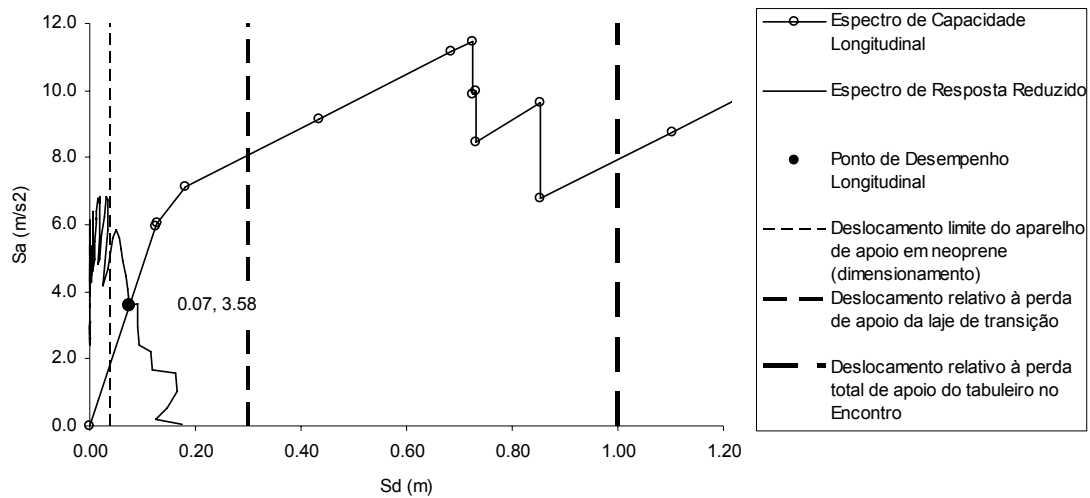


Gráfico 4.66 – Análise global de PI12B1



**PI14 Esq**

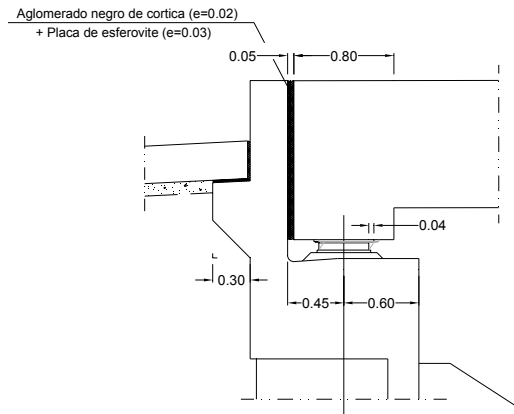


Figura 4.20 - Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 da PI14 Esq

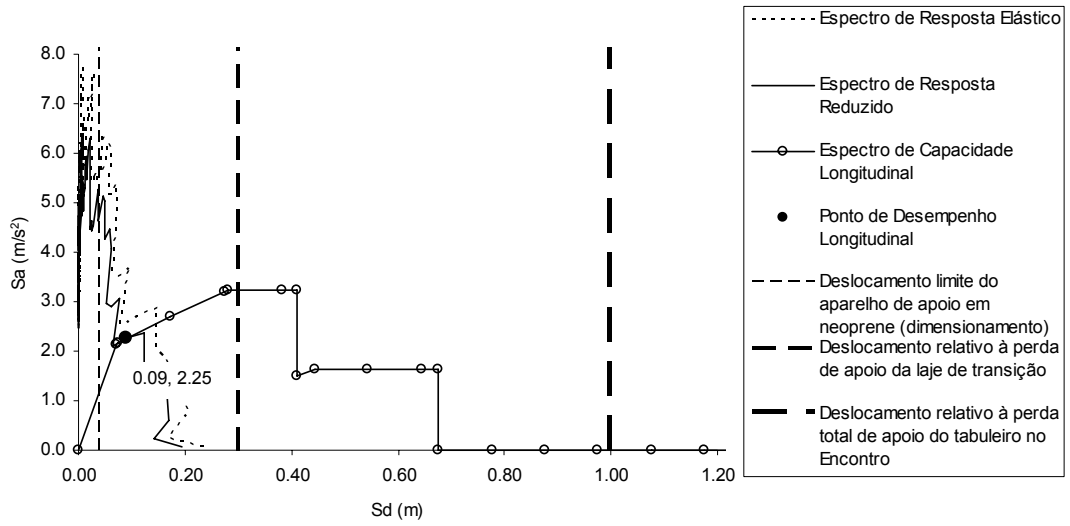


Gráfico 4.67 - Análise global de PI14 Esq

**MESSEJANA**

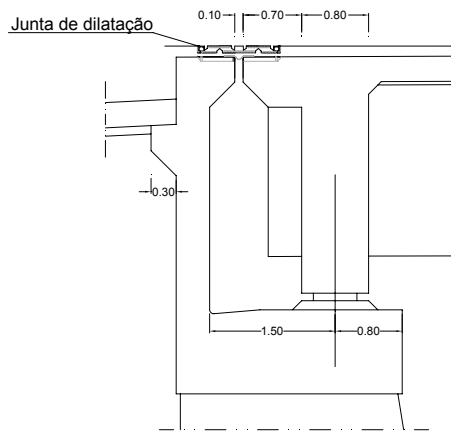


Figura 4.21 - Pormenor da zona de apoio no Encontro E1 de MESSEJANA

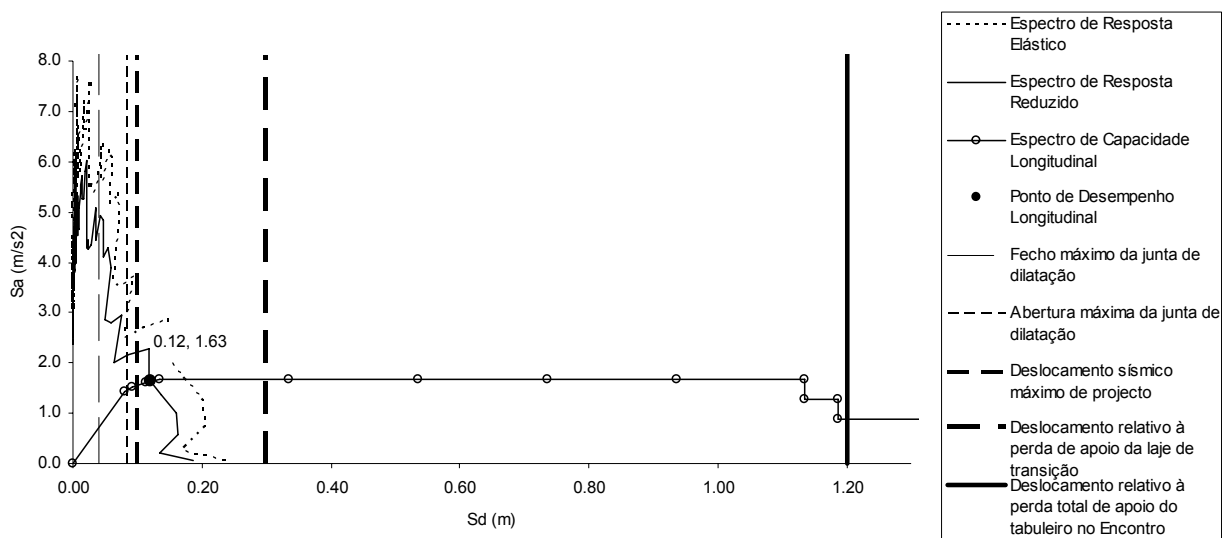


Gráfico 4.68 - Análise global de MESSEJANA

Através dos resultados apresentados nos Gráfico 4.66 a Gráfico 4.68 é possível constatar que os valores de deslocamento correspondentes à perda total de apoio no encontro são valores muito elevados e ocorrem após a mobilização de grande parte ou a totalidade da capacidade de deformação disponível.

Para a acção sísmica apresentada no EC8 [ECS, 2003], verifica-se que o comportamento da estrutura é elástico ou com muito pouco desenvolvimento da deformação plástica. Esta conclusão deve-se à sobreposição de diversos factores:

- os condicionamentos geométricos, que determinam à partida a dimensão de determinados elementos, por exemplo, no caso da Obra PI12B1, as nervuras largas levaram à adopção de pilares de grandes dimensões com grande capacidade de deformação;
- as considerações de dimensionamento, como a utilização de um valor elevado para o módulo de elasticidade ( $1.25 E_{c,28}$ ) originando estruturas mais rígidas com valores de aceleração espectral de dimensionamento maiores ou a opção de tomar um valor de coeficiente de comportamento relativo a estruturas de ductilidade normal associada à adopção de disposições construtivas especialmente direccionadas para garantir um bom grau de ductilidade;
- a utilização de modelos relativos à resistência dos materiais conservativos, em particular, na questão da não consideração dos efeitos do betão confinado;
- a filosofia de verificação de segurança, através dos coeficientes de segurança parciais introduz a parcela de segurança que permite uma probabilidade de rotura diminuta.

Nestes casos, verificou-se que os deslocamentos relativos ao ponto de desempenho são superiores aos valores de projecto. As razões para este facto prendem-se com a modelação das fundações, a utilização de um módulo de elasticidade menor e da aplicação de uma acção sísmica, em geral, com maiores valores de aceleração espectral.

Em termos do comportamento global das estruturas, pode observar-se um bom desempenho revelado pelos valores de deslocamento máximo face à acção sísmica muito aquém do deslocamento último disponível, mas também pela evidência de que apenas existirá perda de apoio do tabuleiro, isto é, que a carlinga do tabuleiro deslocar-se-á para fora da viga estribo do encontro, para elevados valores de deslocamento, depois da rotura de alguns elementos e do desenvolvimento da totalidade da capacidade de deformação disponível. Os acontecimentos que ocorrem antes do ponto de desempenho podem ser considerados como danos menores, como os danos nos aparelhos de apoio (PI12B1 e PI14 Esq) ou os danos nas juntas de dilatação (MESSEJANA). A classificação como danos menores deve-se ao facto de não comprometerem em larga medida a integridade estrutural da estrutura, sendo que reparações pontuais restituem as funcionalidades da obra.

Quanto à direcção transversal, a avaliação do desempenho, em particular na extremidade das obras, envolve o conhecimento dos deslocamentos relativos à curva de capacidade e da configuração deformada em cada ponto da curva.



## Capítulo 5 - Conclusões

Com a generalização da utilização dos programas de cálculo a análise sísmica com base em métodos de Análise Estática Linear caiu em desuso. De forma rápida e simples, podem ser efectuadas análises dinâmicas lineares, que constituem um tipo de análise mais adequado a estruturas irregulares e situações correntes de projecto.

As exigências das novas regulamentações e novos desafios de engenharia estão a levar à utilização de novas metodologias que têm em consideração a não linearidade associada aos materiais e à geometria da estrutura, mas que ainda continuam a colocar questões quanto à sua aplicação no caso de estruturas irregulares.

Cada vez mais o conhecimento generalizado dos problemas associados à análise sísmica, em conjunto com os recursos computacionais crescentes e mais adaptados às necessidades de projecto, fazem com que a análise dinâmica não linear se torne cada vez mais uma ferramenta com grande potencial, em especial no campo de projecto de estruturas onde a complexidade e importância sejam elevadas.

As novas metodologias referidas neste trabalho dizem respeito aos avanços feitos no campo das análises estáticas não lineares, onde a investigação tem vindo a solucionar vários problemas que ainda lhes estão associados. No entanto, continuam-se a colocar algumas questões quanto à sua aplicabilidade, particularmente no caso de estruturas irregulares. O objectivo deste trabalho foi, em parte, apresentar algumas metodologias e tirar algumas conclusões sobre a sua aplicabilidade a pontes.

Em [Falcão, 2002] encontram-se enumeradas de forma bastante clara as principais vantagens e desvantagens dos métodos de análise baseados nas análises estáticas não lineares. O trabalho desenvolvido na presente dissertação veio ao encontro dessas conclusões, das quais se destacam as seguintes:

- A possibilidade de introduzir o comportamento não linear, em especial o fisicamente não linear, e da rápida interpretação dos resultados desse comportamento, torna as metodologias atractivas e dispensa a utilização dos coeficientes de comportamento;
- A análise da sequência de formação das rótulas plásticas e da redistribuição de esforços em cada passo permite tirar dúvidas sobre eventuais mecanismos de rotura parcial;
- Em geral, para estruturas com algum tipo de irregularidade, as hipóteses associadas à configuração de cargas em conjunto com a escolha do ponto de controlo tornam a interpretação dos resultados uma tarefa complexa, dada a dispersão observada no comportamento global. Se, por um lado, cada resultado pode ser explicado e fundamentado pelas hipóteses introduzidas, ficam questões sobre a adaptação das hipóteses ao desempenho real da estrutura.

Nos exemplos apresentados, para se poder efectuar uma avaliação preliminar do desempenho sísmico, as características mecânicas dos materiais utilizadas aproximam-se das que efectivamente se poderão encontrar em obra. Este facto resultou em curvas de capacidade com grandes capacidades de deformação e níveis de resistência elevados, quando comparados com situações de projecto onde as hipóteses de verificação de segurança entram na equação.

Caso se recorram a análises *pushover* como base para o dimensionamento, as curvas de capacidade sofrerão uma diminuição nos níveis de resistência e na capacidade de deformação disponível, devido principalmente à utilização dos valores característicos das propriedades, dos coeficientes parciais de segurança e também das hipóteses de limitativas das propriedades físicas dos materiais.

Deste modo, para os níveis de acção regulamentares o ponto de desempenho deverá localizar-se, em quase todas as situações, tal como definido em projecto, no patamar plástico, com grande aproveitamento da ductilidade dos elementos.

No entanto, em determinadas obras para configurações de carga e localização do ponto de controlo distintos, poderão surgir situações de difícil resolução, nomeadamente na avaliação do comportamento e determinação do ponto de desempenho.

Em termos práticos, a degradação de um elemento é considerada como a entrada em rotura de uma secção, seja por ter-se atingido a extensão de rotura do betão ou do aço. Dado o número limitado de elementos resistentes a cargas horizontais e a fraca capacidade de redistribuição (evidenciada pelas grandes perdas de rigidez), considera-se inadequada a consideração do comportamento após a primeira grande degradação de rigidez correspondente à diminuição significativa da perda de capacidade resistente.

Tal como referido no Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, o desenvolvimento das análises *pushover* nasceu da necessidade identificar fragilidades nas estruturas numa abordagem de avaliação do desempenho e como uma ferramenta auxiliar ao processo tradicional de dimensionamento. Nesse sentido, as metodologias referidas neste trabalho, continuam a ser uma mais valia desde que mantendo o sentido crítico aos resultados obtidos.

O recurso a análises dinâmicas não lineares continua a ser a forma de validação dos resultados obtidos nas análises estáticas não lineares e nas várias metodologias de determinação do ponto de desempenho. Neste trabalho as análises ao longo do tempo permitiram concluir que a configuração uniforme de cargas do *pushover* se aproximava melhor ao comportamento do sismo para intensidades sísmicas crescentes. Ao longo da evolução da cedência das várias secções transversais os efeitos de torção diminuem de importância e a distribuição de deslocamentos tende para uma distribuição uniforme ao longo do tabuleiro.

No que diz respeito ao segundo objectivo proposto para este trabalho, podem-se retirar conclusões elucidativas sobre o processo de dimensionamento actual e a sua relação com o comportamento real das estruturas.

O par de valores Sa-Sd (acelerações-deslocamentos espectrais), definido como o ponto de desempenho corresponde à resposta da estrutura para o nível de acção sísmica imposta. No entanto, é de referir que de uma forma geral os modelos de cálculo não têm em consideração o comportamento não linear de determinados elementos estruturais e não estruturais que podem comprometer a posição do ponto de desempenho. Exemplos de aspectos que normalmente não se encontram contemplados nos modelos de cálculo são o comportamento não linear das fundações, a falta repentina de apoio do tabuleiro, a rotura total ou parcial do tabuleiro ou roturas frágeis por esforço transversal, uma vez que a sua simulação é de difícil aplicação.

No caso das obras referidas anteriormente foram utilizados modelos de cálculo onde apenas o comportamento não linear de flexão dos pilares se encontrava definido. Este facto leva a uma limitação à análise do comportamento da estrutura como um todo. Apesar disso, é possível avaliar algumas situações particulares em paralelo com a análise das curvas de capacidade.

É importante referir que o cálculo da ductilidade disponível em cada hipótese permite ter a noção das diferenças na escolha das configurações de carga a adoptar constituindo um parâmetro de comparação com o comportamento real da estrutura, para além de medir a capacidade de deformação disponível entre as diferentes obras e diferentes soluções estruturais.

O valor de ductilidade exigida dificilmente atingirá o valor da ductilidade disponível uma vez que, em geral, os valores de deslocamentos últimos não correspondem ao limite da estrutura. As características médias dos materiais proporcionam grandes níveis de capacidade de deformação e levam a concluir que existem outros elementos estruturais e não estruturais que não suportariam estes deslocamentos.

Por exemplo, o caso dos aparelhos de apoio em neoprene armado está dimensionado para um limite de deslocamento bastantes inferior àquele que corresponde o deslocamento último. A perda de apoio nos encontros é também uma questão que não se encontra contemplada no modelo numérico e que toma grande importância na avaliação do desempenho. Por outro lado, para este valor de deslocamentos, os efeitos  $P-\Delta$  começam a ter uma importância que não pode ser desprezada.

Conclui-se, para os exemplos apresentados, que existe um desfasamento entre as necessidades de ductilidade e resistência impostas pela acção sísmica e os níveis de ductilidade disponíveis e, em grande parte dos casos, a resistência efectiva da estrutura. Em termos de resistência este desfasamento deve-se em grande medida à filosofia de verificação de segurança através da minoração das propriedades dos materiais e majoração das acções e permite a manutenção de um nível muito reduzido da probabilidade de rotura. Quanto aos níveis de ductilidade, nos casos correntes de projecto recorrem-se apenas a mecanismos indirectos para o controlo deste parâmetro. Uma avaliação mais cuidada da ductilidade na fase de projecto permitiria tirar melhor partido das potencialidades de cada obra, adequando os níveis disponíveis aos exigidos.

No caso das primeiras Obras, PI12B1, PS12D e PS12E o comportamento observado resume-se a uma resposta elástica das estruturas, o segundo grupo de Obras, PI14 Esq, PI14a Esq e MESSEJANA apresentam características geométricas distintas que permitem o desenvolvimento de

alguma da plasticidade mas a níveis reduzidos. Este facto entra em contradição com as hipóteses de dimensionamento utilizadas e geram um sentimento de excesso de segurança. As razões para este comportamento advêm da sobreposição de hipóteses relacionadas com o processo de dimensionamento e com a filosofia de verificação da segurança.

A Figura 5.1 mostra, de forma simplificada, a evolução dos níveis de resistência ao longo das várias hipóteses do ponto de vista do dimensionamento e da verificação de segurança. A utilização de coeficientes de comportamento padronizados, com pouca diversificação, leva à consideração de valores excessivamente baixos, a favor da segurança.

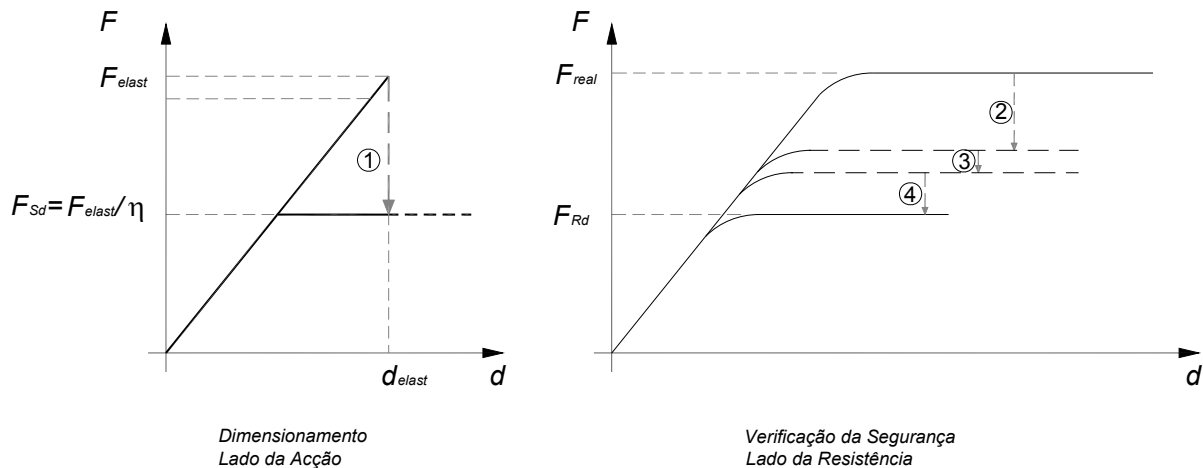


Figura 5.1 – Comparação Dimensionamento e Verificação da Segurança

Na perspectiva do dimensionamento, todos os resultados derivam de um modelo onde estão simuladas as propriedades elásticas dos elementos e onde se impõe uma acção sísmica. Esses resultados são posteriormente corrigidos através do coeficiente de comportamento (①) de forma a se obter uma estimativa para o valor dos esforços inelásticos da estrutura.

Resultante da filosofia de verificação de segurança, o recurso aos valores característicos das propriedades mecânicas dos materiais (③) diminuídas pelos coeficientes parciais de segurança é uma das principais razões para esta diferença (②). Os condicionamentos regulamentares relativos aos modelos reológicos simplificados apresentam-se como bastante conservativos, em particular no que diz respeito à extensão de rotura do aço, convencionada a 10‰, e à não consideração dos efeitos benéficos do efeito de confinamento (④), determinam níveis de resistência e ductilidade reduzidos.

Para além disso, é importante referir que, nos casos apresentados, o dimensionamento foi efectuado recorrendo à regulamentação em vigor [REBAP, 1983] [RSA, 1983] sendo que o módulo de elasticidade tomado é igual a 1.25 vezes superior ao módulo de elasticidade aos 28 dias e a inércia dos elementos corresponde à inércia não fendilhada, originando um incremento dos efeitos da acção sísmica, mais concretamente um aumento de esforços e uma diminuição dos deslocamentos.



Actualmente o EC8 refere o recurso à rigidez fendilhada para a análise sísmica e toma como valor base metade da rigidez não fendilhada.

De forma a aproximar o processo de dimensionamento corrente à situação real e a tirar partido das características efectivas dos materiais, sem descurar na filosofia de verificação de segurança, chama-se a atenção para as vantagens decorrentes do aproveitamento do efeito de confinamento efectivo e do aumento da extensão de rotura do aço para valores mais próximos do real.



## Referências Bibliográficas

- [ASCE, 2000] American Society of Civil Engineers, *Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., Novembro 2000 (FEMA-356)
- [ATC-40, 1996] Applied Tecnology Council, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, California Seismic Safety Commission, Califórnia, Novembro 1996 (ATC-40)
- [Azevedo e Proença, 1991] Azevedo, J. R. T., Proença, J. M., *Dinâmica de Estruturas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1991
- [Bento e Lopes, 1999] Bento, R., Lopes M., *Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado*, Disciplina de Modelação e Análise Estrutural – 3º módulo, 1999
- [Bhatt, 2007] Bhatt, C. A. F., *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Setembro de 2007
- [Bowles, 1988] Bowles, J., *Foundation Analysis and Design*, McGraw Hill International Editions, Civil Engineering Series, 4<sup>th</sup> Edition. Singapore, 1988
- [Branco e Correia, 1990] F. A. Branco, A. Correia, *Modelação de Fundações na Análise Estrutural*, Relatório CMEST DT 02/90, Lisboa, 1990
- [Castro, 1977] Castro, G., *Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado*, Memória N° 488, Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1977
- [Castro, 1978] Castro, G., *Deformabilidade das Fundações e sua Consideração no Cálculo das Estruturas*, Memória N° 353, 2ª Edição, Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1978
- [CEB, 1991] Euro-International Committe for Concrete, *CEB/FIB Model Code for Contrete Structures*, Thomas Telford, 1991
- [Chen, 2003] Chen, W., *Bridge Engineering – Seismic Design, Principles and Applications in Engineering Series*, CRC Press, 2003
- [Chopra, 2008] Chopra, A., *Application of Modal Pushover Analysis to RC Frames and Incremental Dynamic Analysis*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008
- [Clough e Penzien, 1995] Clough, R., Penzien, J., *Dynamics of Stuctures, Computers and Structures*, Inc., 2ª Edição, 1995
- [Coelho, 1997] Coelho, C., *Análise Sísmica de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Betão Armado. Teoria do Comportamento Não Linear dos Materiais*, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1997 - consulta em [http://www2.civil.ua.pt/Downloads/Mestrado\\_Carlos%20Coelho.pdf](http://www2.civil.ua.pt/Downloads/Mestrado_Carlos%20Coelho.pdf) em 10 de Novembro de 2007

- [CSI, 2004] Computers and Structures, Inc, *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE*, 2004
- [ECS, 2003] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Ref. N° prEN 1998-1:2003 E, Bruxelas 2003
- [ECS, 2004] European Committee for Standardization, *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Ref. N° prEN 1992-1-1:2004 E, Bruxelas 2004
- [ECS, 2005] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*, Ref. N° prEN 1998-2:2005 E, Bruxelas 2005
- [Fajfar, 1999] Fajfar, P., Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, pp. 979-993, 1999
- [Fajfar, 2000] Fajfar, P., *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*, *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, pp.573-572, Agosto 2000
- [Fajfar et al., 2008] Fajfar, P. Marušič, D., Peruš, I., Kreslin, M., *The N2 Method for Asymmetric Buildings (Preliminary Version)*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008
- [Falcão, 2002] Falcão, S. S., *Performance Based Seismic Design*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Fevereiro de 2002
- [Freeman, 2008] Freeman, S. A., *The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design* – consulta em [http://imacwww.epfl.ch/GenieParasismique/EDOC\\_ST09/Course\\_3/FRECSM.PDF](http://imacwww.epfl.ch/GenieParasismique/EDOC_ST09/Course_3/FRECSM.PDF) no dia 24 de Fevereiro de 2008
- [Goel, 2008] Goel, R., *Generalized Pushover Curves for Nonlinear Static Analysis of Three-Dimensional Structures*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008
- [Hall e Oliveto, 2003] W. S. Hall, G. Oliveto, *Boundary Element Method for Soil-structure Interaction*, Springer, 2003
- [Kappos e Paraskeva, 2008] Kappos, A., Paraskeva, T., *Nonlinear Static Analysis of Bridges Accounting for Higher Mode Effects*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008
- [Krawinkler e Zareian, 2008] Krawinkler, H. Zareian, F., *Effects of P-Delta and Deterioration on Pushover Target Displacement*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008
- [Lakshmanann, 2006] Lakshmanann, N., *Seismic Evaluation and Retrofitting of Buildings and Structures*, 26<sup>th</sup> ISET Annual Lecture, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 469, Vol. 43, No. 1-2, March-June 2006, pp.31-48

[Melro, 2006] Melro, D., *Comportamento Sismo-Resistente de Instalações Hospitalares - Especificações e Aplicação ao Estudo do Bloco B do Hospital Garcia de Orta*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Abril de 2006

[Murta, 2008] Murta, D., *Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade. Regulamentos e Métodos de Análise*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Maio de 2008

[NA, 2008] Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, *Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1 (Versão de 5 de Junho de 2008)*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008

[Pinho et al., 2006] Calvi, G.M., Casarotti, C., Pinho, R., *Comparative study of force-, displacement- and pushover-based approaches for design of continuous span bridges*, Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, Springer, 2006

[Pinho e Casarotti, 2007] Casarotti, C., Pinho, R., *An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action*, Springer, Bull Earthquake Eng (2007) 5, pp.377-390

[Pinho et al., 2007] Casarotti, C., Pinho, Monteiro, R., *An Adaptive Capacity Spectrum Method and Other Nonlinear Static Procedures Applied to the Seismic Assessment of Bridges*, 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop, 2007 - consulta em [http://people.ce.gatech.edu/~rd72/italy/papers/S4-3\\_US\\_Italy\\_Workshop-Pinho\\_etal-v3.pdf](http://people.ce.gatech.edu/~rd72/italy/papers/S4-3_US_Italy_Workshop-Pinho_etal-v3.pdf) no dia 6 de Abril de 2008

[Pinho et al., 2008] Pinho, R. Monteiro, R., Casarotti, C., Delgado, R., *Verification of Nonlinear Static Procedures (NSP) for Assessment of Bridges*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008

[Priestley et al., 1996] Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos da América, 1996

[Priestley, 2000] Priestley, M. J. N., *Performance Based Seismic Design*, 12<sup>th</sup> World Conference Earthquake Engineering 2000, Auckland, New Zealand

[Priestley et al., 2007] Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007

[Priestley et al., 2007a] Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., *Displacement-Based Design of Bridges*, 1<sup>st</sup> US-Italy Seismic Bridge Workshop, 2007 - consulta em [http://people.ce.gatech.edu/~rd72/italy/papers/S2-1\\_Formatted%20DDBD%20paper.pdf](http://people.ce.gatech.edu/~rd72/italy/papers/S2-1_Formatted%20DDBD%20paper.pdf) no dia 6 de Abril de 2008

[REBAP, 1983] Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho: *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*

[RSA, 1983] Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio: *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*

[Symans et al., 2003] Symans, M. D., Shattarat, N. K., McLean D. I., Cofer, W. F., *Evaluation of displacement-based methods and computer software for seismic analysis of highway bridges*, Washington State Transportation Center (TRAC), Washington State University, Department of Civil & Environmental Engineering, March 2003

[Virtuoso et al., 1998] Virtuoso, F., Gomes, A., Mendes, P., *Cálculo da Relação Momento-Curvatura e do Diagrama de Interação Momento-Esforço Normal em Secções de Betão Armado Pré-Esforçado*, Relatório ICIST, DT n.º 4/98, Instituto Superior Técnico, Lisboa

***ANEXOS***





# Lista de Anexos

## Anexo A – Caracterização das Obras de Arte em Estudo

Tabela A.1 – Tabela de caracterização geral das Obras de Arte em estudo	A.1
Tabela A.2a – Tabela de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Directas – Parte 1	A.2
Tabela A.2b – Tabela de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Directas – Parte 2	A.3
Tabelas A.3 – Tabelas de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Indirectas	A.4
Tabela A.4 – Valores de Rigidez e posição do centro elástico utilizados em cada Obra e para cada Pilar	A.6

## Anexo B – Cálculo das Leis de Comportamento (M- $\chi$ )

Tabela B.1a – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 1	B.1
Tabela B.1b – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 2	B.2
Tabela B.1c – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 3	B.3
Tabela B.2 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI12B1, PS12D, PS12E) – Parte 1	B.4
Tabela B.3 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI12B1, PS12D, PS12E) – Parte 2	B.5
Tabela B.4 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (VIADUTO) – Parte 1	B.6
Tabela B.5 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (VIADUTO) – Parte 2	B.7
Tabela B.6 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI14, PI14aEsq, MESSEJANA(1)) – Parte 1	B.8
Tabela B.7 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI14, PI14aEsq, MESSEJANA(1)) – Parte 2	B.9
Tabela B.8 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (MESSEJANA(2)) – Parte 1	B.10
Tabela B.9 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (MESSEJANA(2)) – Parte 2	B.11

## **Anexo C – Resultados da Análise Estática Não Linear**

### *PI12B1 – Curvas de Capacidade*

Tabela C.1 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI12B1)	C.1
Tabela C.2 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI12B1)	C.1
Tabela C.3 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI12B1)	C.2
Tabela C.4 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI12B1)	C.2
Tabela C.5 – Determinação do Ponto de Desempenho de PI12B1	C.3

### *PS12D – Curvas de Capacidade*

Tabela C.6 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12D)	C.3
Tabela C.7 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PS12D)	C.4
Tabela C.8 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12D)	C.5
Tabela C.9 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PS12D)	C.6
Tabela C.10 – Determinação do Ponto de Desempenho de PS12D	C.6

### *PS12E – Curvas de Capacidade*

Tabela C.11 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12E)	C.7
Tabela C.12 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PS12E)	C.8
Tabela C.13 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12E)	C.9
Tabela C.14 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PS12E)	C.10
Tabela C.15 – Determinação do Ponto de Desempenho de PS12E	C.10

### *VIADUTO – Curvas de Capacidade*

Tabela C.16 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (VIADUTO)	C.11
--	------

Tabela C.17 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (VIADUTO)	C.12
Tabela C.18 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (VIADUTO)	C.13
Tabela C.19 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (VIADUTO)	C.14
Tabela C.20 – Determinação do Ponto de Desempenho de VIADUTO	C.14

*PI14 Esq – Curvas de Capacidade*

Tabela C.21 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14Esq)	C.15
Tabela C.22 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI14Esq)	C.16
Tabela C.23 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14Esq)	C.17
Tabela C.24 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI14Esq)	C.18
Tabela C.25 – Determinação do Ponto de Desempenho de PI14 Esq	C.19

*PI14a Esq – Curvas de Capacidade*

Tabela C.26 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14aEsq)	C.19
Tabela C.27 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI14aEsq)	C.20
Tabela C.28 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14aEsq)	C.21
Tabela C.29 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI14aEsq)	C.22
Tabela C.30 – Determinação do Ponto de Desempenho de PI14a Esq	C.22

*MESSEJANA – Curvas de Capacidade*

Tabela C.31 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (MESSEJANA)	C.23
Tabela C.32 – Análise <i>Pushover</i> Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (MESSEJANA)	C.24

Tabela C.33 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (MESSEJANA) C.25

Tabela C.34 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (MESSEJANA) C.26

Tabela C.35 – Determinação do Ponto de Desempenho de MESSEJANA C.26

#### **Anexo D – Cálculo dos Factores de Modificação, $C_0$ , $C_1$ , $C_2$**

Tabela D.1 – Valores para o Factor de Modificação  $C_0$  D.1

Tabela D.2 – Valores para o Factor de Modificação  $C_2$  D.2

Tabela D.3 – Valores para o Factor de Modificação  $C_m$  D.3

#### **Anexo E – Construção das Leis de Comportamento das Secções Transversais**

Tabela E.1 – Tabela resumo das propriedades de cada classe de betão (adaptado do EC2 [ECS, 2004]) E.2

Tabela E.2 – Valores médios e característicos das propriedades dos varões TEMPCORE [Virtuoso, 1998] E.5

## Anexo A - Caracterização das Obras de Arte em Estudo

Tabela A.1 – Tabela de caracterização geral das Obras de Arte em estudo

Nome	Projecto	Nº de vãos	Comprimento Total (m)	Solução estrutural do Tabuleiro	Largura do Tabuleiro (m)	Ângulo de viés (grados)	Nº de pilares por apoio	Altura dos Pilares (m)	Tipo de Fundação	Ligação Pilar-Tabuleiro	Ligação Encontros-Tabuleiro
PI 12 B1	A2 - Auto-Estrada do Sul / Sublanço Alcácer do Sal/Grândola Norte (Ligação à EN 120)	3	43,40 (11,7+20+11,7)	Tabuleiro com 2 Nervuras	15,22	100,0	2	7,50	Indirecta	Monolítica	Aparelhos de apoio de neoprene armado
PS 12 D		3	53,86 (14,75+24,36+14,75)	Tabuleiro com 1 Nervura Larga	5,90	80,3	1	7,66	Indirecta	Monolítica	Aparelhos de apoio de neoprene armado
PS 12 E		3	55,22 (15,74+23,74+15,74)	Tabuleiro com 1 Nervura Larga	9,90	84,1	1	8,18	Directa	Monolítica	Aparelhos de apoio de neoprene armado
VIADUTO		7	165,00 (20+25x5+20)	Tabuleiro com 2 Nervuras	13,44	92,6	2	9.90 / 7.90	Indirecta	Aparelhos de apoio de Neoprene Armado	Aparelhos de apoio de neoprene armado com teflon
PI 14 Esq	A2 - Auto-Estrada do Sul / Sublanço Aljustrel/Castro Verde	3	44,98 (13,62+17,74+13,62)	Tabuleiro com 3 Nervuras	21,80	84,2	3	8,89	Directa	Monolítica	Aparelhos de apoio em neoprene armado com teflon
PI 14a Esq		3	48,80 (14,4+20+14,4)	Tabuleiro com 3 Nervuras	18,45	100,0	3	9,66	Directa	Monolítica	Aparelhos de apoio guiados longitudinalmente
VIADUTO DE MESSEJANA		8	266,00 (28+35x6+28)	Tabuleiro com 2 Vigas	18,36	100,0	2	19.81 / 8.98	Directa	Aparelhos de apoio guiados Longitudinalmente e Aparelhos de Apoio Fixos	Aparelhos de apoio guiados longitudinal

Tabela A.2a – Tabela de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Directas – Parte 1

Nome	Dados Modelação						Dimensões Sapatas					Caracterização do solo			
	Classe Betão (Tabuleiro e Pilares)	Classe Aço	b Faixa Rodagem (m)	p <sub>RCP</sub> (kN/m)	p <sub>SOB</sub> (kN/m)	P <sub>SOB</sub> (kN)	Pilar	B (m)	L (m)	H (m)	D (m)	Tipo de Solo - NSPT	Es (kPa)	v	G (kPa)
PS 12 E	B35 / C30/37	A400NR	6,5	19,3	26,0	325,0	Todos	3,6	5,9	1,2	1,7	Argila Arenosa Rija - 53 / Argila Siltosa Rija - 43	17 250	0,25	6 900
PS 12 E	B35 / C30/37	A400NR	6,5	19,3	26,0	325,0	Todos	3,6	5,9	1,2	1,7	Argila Arenosa Rija - 53 / Argila Siltosa Rija - 43	10 350	0,25	4 140
PS 12 E	B35 / C30/37	A400NR	6,5	19,3	26,0	325,0	Todos	3,6	5,9	1,2	1,7	Argila Arenosa Rija - 53 / Argila Siltosa Rija - 43	24 150	0,25	9 660
PI 14 Esq	B35 / C30/37	A400NR	18,8	65,2	75,0	937,5	Todos	3,2	3,2	1,2	1,7	Tufos ácidos – N/A	392 000	0,25	156 800
PI 14a Esq	B35 / C30/37	A400NR	15,5	55,8	61,8	772,5	Todos	3,2	3,2	1,2	1,7	Xistos Argilosos – N/A	392 000	0,25	156 800
VIADUTO DE MESSEJANA	B35 / C30/37	A500NR	15,4	58,5	61,4	767,5	P1	6	6	2,2	2,7	Xistos Pelíticos, grauvaçoídes e grouvaques – N/A	1 960 000	0,25	784 000
							P2/P3	6	6	2,2	2,7	Xistos Pelíticos, grauvaçoídes e grouvaques – N/A	1 176 000	0,25	470 400
							P4	6	6	2,2	2,7	Xistos Pelíticos, grauvaçoídes e grouvaques – N/A	1 960 000	0,25	784 000
							P5	6	6	2,2	2,7	Xistos Pelíticos, grauvaçoídes e grouvaques – N/A	1 960 000	0,25	784 000
							P6	6	6	2,2	2,7	Dolerito muito alterado – N/A	392 000	0,25	156 800
							P7	6,5	6,5	2,2	2,7	Xistos Pelíticos, grauvaçoídes e grouvaques – N/A	1 960 000	0,25	784 000

Tabela A.2b – Tabela de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Directas – Parte 2

Nome	Valores de rigidez						
	$I_{Trans}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{Long}$ (m <sup>4</sup> )	$K_{vert}$ ' (kN/m)	$K_{Trans}$ ' (kN/m)	$K_{Long}$ ' (kN/m)	$K_{rLong}$ ' (kNm/m)	$K_{rTrans}$ ' (kNm/m)
PS 12 E	22,94	61,61	97 334	428 678	425 504	295 148	653 656
PS 12 E	22,94	61,61	58 400	257 207	255 302	177 089	392 194
PS 12 E	22,94	61,61	136 268	600 149	595 705	413 207	915 119
PI 14 Esq	8,74	8,74	1 518 660	7 741 440	7 741 440	3 081 391	3 187 646
PI 14a Esq	8,74	8,74	1 518 660	7 741 440	7 741 440	3 081 391	3 187 646
VIADUTO DE MESSEJANA	108,00	108,00	14 237 440	72 576 000	72 576 000	101 559 514	105 061 566
	108,00	108,00	8 542 464	43 545 600	43 545 600	60 935 708	63 036 940
	108,00	108,00	14 237 440	72 576 000	72 576 000	101 559 514	105 061 566
	108,00	108,00	14 237 440	72 576 000	72 576 000	101 559 514	105 061 566
	108,00	108,00	2 847 488	14 515 200	14 515 200	20 311 903	21 012 313
	148,76	148,76	15 423 893	78 624 000	78 624 000	129 123 989	133 576 540

Tabelas A.3 – Tabelas de caracterização geológica das Obras de Arte em estudo com Fundações Indirectas

<b>PI 12B1 – Pilares P1 e P2</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	0.16	20	22000
2	Areia	3.0	28.5	30800
3	Areia	3.0	9	9900
4	Areia	3.0	26.5	28600
5	Areia	3.0	32.5	35200
6	Argila	1.5	30	43120
7	Argila	1.86	60	86240

<b>PS 12D – Pilar 1</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	2.50	4	4400
2	Areia	0.8	60	66000
3	Areia	2.60	60	66000

<b>PS 12D – Pilar 2</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	1.26	7	7700
2	Areia	1.80	60	66000
3	Areia	2.84	60	66000

<b>VIADUTO – Pilar 1</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	2.96	23	18975
2	Areia	1.30	11	9075
3	Areia	3.20	19.5	16500
4	Areia	5.0	25.7	21450
5	Areia	6.0	28.5	23100
6	Areia	2.94	60	49500

<b>VIADUTO – Pilar 2</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	1.460	60	49500
2	Areia	3.100	43	35475
3	Areia	0.9	30	24750
4	Areia	2.0	22	18150
5	Areia	2.0	50	41250
6	Areia	4.736	60	49500



<b>VIADUTO – Pilar 3</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	1.182	48	39600
2	Areia	3.70	11	9075
3	Areia	3.10	26	21450
4	Areia	4.10	28	23100
5	Areia	3.618	60	49500

<b>VIADUTO – Pilar 4</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	0.13	14	11550
2	Areia	2.0	10	8250
3	Areia	1.5	50	41250
4	Areia	4.77	60	49500

<b>VIADUTO – Pilar 5</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	2.272	25	20625
2	Areia	2.50	38	31350
3	Areia	3.23	60	49500

<b>VIADUTO – Pilar 6</b>				
<b>Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cso (kNm<sup>3</sup>)</b>
1	Areia	2.77	25	20625
2	Areia	2.50	38	31350
3	Areia	3.27	60	49500

Tabelas A.4 – Valores de Rigidez e posição do centro elástico utilizados em cada Obra e para cada Pilar

**PI12B1**

<b>Pilares</b>	<b>E1</b>	<b>E2</b>
----------------	-----------	-----------

<b>Direcção X</b>			<b>Direcção Y</b>			<b>Direcção X</b>			<b>Direcção X</b>		
H=1000kN	M=1000kNm		H=1000kN	M=1000kNm		H=1000kN	M=1000kNm		H=1000kN	M=1000kNm	
v (m)	0.0120	-0.0008	v (m)	0.0120	-0.0008	v (m)	0.0071	-0.0003	v (m)	0.0080	-0.0002
w (rad)	-0.0008	0.0007	w (rad)	-0.0008	0.0007	w (rad)	-0.0003	0.0002	w (rad)	-0.0002	0.0002

K'	182320	0	K'	182320	0	K'	294731	0	K'	258456	0
	0	3011595		0	3011595		0	8326395		0	8230453
y' (m)	1.23		y' (m)	1.23		y' (m)	1.10		y' (m)	1.02	

182320.01    3011594.6

**PS12D - P1**

<b>P1</b>	<b>E1</b>	<b>E2</b>
-----------	-----------	-----------

<b>Longitudinal</b>			<b>Transversal</b>			<b>Longitudinal</b>			<b>Longitudinal</b>		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0152	-0.0003	v (m)	0.0100	-0.0001	v (m)	0.0111	-0.0003	v (m)	0.0116	-0.0003
w (rad)	-0.0003	0.0003	w (rad)	-0.0001	0.0001	w (rad)	-0.0003	0.0003	w (rad)	-0.0003	0.0003

K'	203457	0	K'	203525	0	K'	187070	0	K'	180297	0
	0	11286682		0	19762846		0	7930214		0	7914523
y' (m)	1.31		y' (m)	1.31		y' (m)	1.29		y' (m)	1.36	

**P2**

Longitudinal			Transversal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0116	-0.0004	v (m)	0.0075	-0.0002
w (rad)	-0.0004	0.0003	w (rad)	-0.0002	0.0001

K'	274458	0	K'	274336	0
	0	11185682		0	19665683
y' (m)	1.54				

**VIADUTO - P1**

<b>P1</b>	<b>E1</b>	<b>E2</b>
-----------	-----------	-----------

Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm	Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0233	-0.0012	v (m)	0.0233	-0.0012	v (m)	0.0141	-0.0021	v (m)	0.0153	-0.0003
w (rad)	-0.0012	0.0004	w (rad)	-0.0012	0.0004	w (rad)	-0.0021	0.0024	w (rad)	-0.0003	0.0001

K'	101035	0	K'	101035	0	K'	165281	0	K'	136383	0												
	0	4607233		0	4607233		0	844238		0	19417476												
y' (m)	2.85					y' (m)	2.85					y' (m)	0.91					y' (m)	2.46				

**P2**

Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0098	-0.0006
w (rad)	-0.0006	0.0003

Transversal		
Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0098	-0.0006
w (rad)	-0.0006	0.0003

K'	235984	0
	0	6908463
y' (m)	2.11	

K'	235984	0
	0	6908463
y' (m)	2.11	

**P3**

Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0079	-0.0004
w (rad)	-0.0004	0.0003

Transversal		
Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0079	-0.0004
w (rad)	-0.0004	0.0003

K'	273526	0
	0	6478782
y' (m)	1.39	

K'	273526	0
	0	6478782
y' (m)	1.39	

**P4**

Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0093	-0.0004
w (rad)	-0.0004	0.0002

Transversal		
Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0093	-0.0004
w (rad)	-0.0004	0.0002

K'	233235	0
	0	11267606
y' (m)	2.06	

K'	233235	0
	0	11267606
y' (m)	2.06	

**P5**

Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0088	-0.0003
w (rad)	-0.0003	0.0002

Transversal		
Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0088	-0.0003
w (rad)	-0.0003	0.0002

K'	243026	0
	0	11890606
y' (m)	1.81	

K'	243026	0
	0	11890606
y' (m)	1.81	

**P6**

Longitudinal		
Direcção X	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0009	-0.0003
w (rad)	-0.0003	0.0002

Transversal		
Direcção Y	H=1000kN	M=1000kNm
v (m)	0.0009	-0.0003
w (rad)	-0.0003	0.0002

K'	6559587	0
	0	11235955
y' (m)	1.80	

K'	6559587	0
	0	11235955
y' (m)	1.80	

## Anexo B – Cálculo das Leis de Comportamento (M- $\chi$ )

Tabela B.1a – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 1

Obra	Secção do Pilar	Classe	Aço						Betão Não Confinado					
			$\epsilon_y$	$\epsilon_h$	$\epsilon_{su}$	$\epsilon_{su,max}$	$f_{sy}$ [kPa]	$f_{su}$ [kPa]	Classe	$E_{cm}$ [kPa]	$\epsilon_{co}$	$\epsilon_{cu}$	$f_{cm}$ [kPa]	$f_{cu}$ [kPa]
PI 12 B1	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
PS 12 D	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
PS 12 E	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
Viaduto	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
PI14 Esq	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
PI14a Esq	Conf. Ext.	A400	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	496000	598000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
Messejana	Conf. Ext.	A500	0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	585000	680000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300
	Conf. Cent.		0.00248	0.02200	0.18900	0.18900	585000	680000	C30/37	32000000	0.0022	0.0035	38000	32300

Tabela B.1b – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 2

Obra	Secção do Pilar	Betão Confinado															
		b <sub>0</sub> (m)	b <sub>c</sub> (m)	h <sub>0</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	α <sub>s</sub>	α <sub>n</sub>	α	A <sub>sw Trans</sub> [m <sup>2</sup> ]	s <sub>L</sub> [m]	ρ <sub>w</sub>	ρ <sub>s</sub>	σ <sub>e Trans</sub> [kPa]	A <sub>sw Long</sub> [m <sup>2</sup> ]	s <sub>L</sub> [m]	ρ <sub>w</sub>	ρ <sub>s</sub>
PI 12 B1	Conf. Ext.	1.74	1.80	0.74	0.80	0.849	0.906	0.769	0.00016	0.10	0.002	0.004	754	0.00056	0.10	0.003	0.006
	Conf. Cent.	1.74	1.80	0.74	0.80	0.849	0.906	0.769	0.00016	0.20	0.001	0.002	377	0.00056	0.20	0.002	0.003
PS 12 D	Conf. Ext.	2.10	2.20	0.70	0.80	0.906	0.887	0.804	0.00016	0.10	0.002	0.004	787	0.00056	0.10	0.003	0.005
	Conf. Cent.	2.10	2.20	0.70	0.80	0.906	0.887	0.804	0.00016	0.20	0.001	0.002	394	0.00056	0.20	0.001	0.003
PS 12 E	Conf. Ext.	4.20	4.30	0.50	0.60	0.889	0.815	0.725	0.00016	0.10	0.003	0.005	947	0.00116	0.10	0.003	0.006
	Conf. Cent.	4.20	4.30	0.50	0.60	0.889	0.815	0.725	0.00016	0.20	0.001	0.003	473	0.00116	0.20	0.001	0.003
Viaduto	Conf. Ext.	1.30	1.40	1.30	1.40	0.925	1.000	0.925	-	-	-	-	-	0.00005	0.10	0.002	0.002
	Conf. Cent.	1.30	1.40	1.30	1.40	0.852	1.000	0.852	-	-	-	-	-	0.00005	0.20	0.001	0.001
PI14 Esq	Conf. Ext.	0.90	1.00	0.90	1.00	0.892	1.000	0.892	-	-	-	-	-	0.00005	0.10	0.002	0.002
	Conf. Cent.	0.90	1.00	0.90	1.00	0.790	1.000	0.790	-	-	-	-	-	0.00005	0.20	0.001	0.001
PI14a Esq	Conf. Ext.	0.90	1.00	0.90	1.00	0.892	1.000	0.892	-	-	-	-	-	0.00005	0.10	0.002	0.002
	Conf. Cent.	0.90	1.00	0.90	1.00	0.790	1.000	0.790	-	-	-	-	-	0.00005	0.20	0.001	0.001
Messejana	Conf. Ext.	1.74	2.00	1.74	2.00	0.952	0.950	0.904	0.00063	0.10	0.015	0.015	7687	0.00047	0.10	0.011	0.011
	Conf. Cent.	1.74	2.00	1.74	2.00	0.906	0.950	0.860	0.00063	0.20	0.007	0.007	3656	0.00047	0.20	0.005	0.005



Tabela B.1c – Tabela descritiva das características dos materiais utilizados em cada obra – Parte 3

<b>Betão Confinado</b>											
<b>Obra</b>	<b>Secção do Pilar</b>	$\sigma_e$ Long [kPa]	$\sigma_e$ [kPa]	$\lambda_c$	$\epsilon_{c1,c}$	$\epsilon_{cu,c}$	$f_{cm,c}$ [kPa]	$f_{cu,c}$ [kPa]	x ( $\epsilon_{cu,c}$ )	$E_{sec}$ [kPa]	r
PI 12 B1	Conf. Ext.	1223	960	1.17	0.00365	0.02301	44279	22490	6.30	12123310	1.61
	Conf. Cent.	612	480	1.09	0.00285	0.01421	41233	19162	4.98	14463583	1.82
PS 12 D	Conf. Ext.	1059	913	1.16	0.00358	0.01986	43988	23588	5.55	12301504	1.62
	Conf. Cent.	530	457	1.08	0.00281	0.01249	41079	20469	4.44	14617207	1.84
PS 12 E	Conf. Ext.	991	969	1.17	0.00367	0.02032	44331	24241	5.54	12092019	1.61
	Conf. Cent.	496	484	1.09	0.00286	0.01277	41261	20844	4.47	14436347	1.82
Viaduto	Conf. Ext.	353	353	1.06	0.00263	0.01400	40395	16012	5.32	15357835	1.92
	Conf. Cent.	163	163	1.03	0.00229	0.00916	39117	16296	3.99	17051800	2.14
PI14 Esq	Conf. Ext.	492	492	1.09	0.00287	0.01812	41308	16189	6.31	14390231	1.82
	Conf. Cent.	218	218	1.04	0.00239	0.01139	39491	14846	4.76	16506858	2.07
PI14a Esq	Conf. Ext.	492	492	1.09	0.00287	0.01812	41308	16189	6.31	14390231	1.82
	Conf. Cent.	218	218	1.04	0.00239	0.01139	39491	14846	4.76	16506858	2.07
Messejana	Conf. Ext.	5765	5765	1.79	0.00989	0.05361	67994	52861	5.42	6872825	1.27
	Conf. Cent.	2742	2742	1.43	0.00629	0.03507	54285	38047	5.58	8636504	1.37

Tabela B.2 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI12B1, PS12D, PS12E) – Parte 1

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	$L_{Pilar}$ (m)	B (m)	L (m)	$f_{yk}$ (Mpa)	$d_{bL}$ (m)	$L_p$ (m)	$N_{base,med}$ (CP) (kN)
PI12B1	P1/P2	Confinamento Central	Transversal	8.60	1.80	4.3	457	0.025	0.60	-2196
			Longitudinal	8.60	0.80	4.3	457	0.025	0.60	-2196
		Confinamento Extremidade	Transversal	8.60	1.80	4.3	457	0.025	0.60	-2196
			Longitudinal	8.60	0.80	4.3	457	0.025	0.60	-2197
PS12D	P1/P2	Confinamento Central	Transversal	8.50	2.20	4.25	457	0.025	0.60	-2754
			Longitudinal	8.50	0.80	4.25	457	0.025	0.60	-2754
		Confinamento Extremidade	Transversal	8.50	2.20	4.25	457	0.025	0.60	-2775
			Longitudinal	8.50	0.80	4.25	457	0.025	0.60	-2775
PS12E	P1/P2	Confinamento Central	Transversal	8.80	4.30	4.4	457	0.025	0.61	-4626
			Longitudinal	8.80	0.60	4.4	457	0.025	0.61	-4626
		Confinamento Extremidade	Transversal	8.80	4.30	4.4	457	0.025	0.61	-4626
			Longitudinal	8.80	0.60	4.4	457	0.025	0.61	-4626

Tabela B.3 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI12B1, PS12D, PS12E) – Parte 2

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção Análise	$\chi_y$	$\chi_u$	$M_y = M_u$	$\theta_y$	$\theta_{p,u}$	$\theta_u$	$M_y = M_u$	$\lambda(\alpha_s)$	$\chi_{y\ corr}$	$\chi_{u\ corr}$	$M_y = M_u$	$\theta_{y\ corr}$	$\theta_{u\ corr}$	$M_y = M_u$		
				(1/m)	(1/m)	(kNm)	(rad)	(rad)	(rad)	(kNm)		(1/m)	(1/m)	(kNm)	(rad)	(rad)	(kNm)		
PI12B1	P1/P2	Confinamento Central	Transversal	3.07E-03	0.033	12434	0.004	0.016	0.021	12434	1.00	3.07E-03	0.030	12434	0.0044	0.0209	12434		
			Longitudinal	6.68E-03	0.081	5766	0.010	0.042	0.051	5766	1.00	6.68E-03	0.076	5766	0.0096	0.0511	5766		
		Confinamento Extremidade	Transversal	3.29E-03	0.054	12943	0.005	0.028	0.033	12943	1.00	3.29E-03	0.050	12943	0.0047	0.0331	12943		
			Longitudinal	7.16E-03	0.135	5973	0.010	0.072	0.082	5973	1.00	7.16E-03	0.126	5973	0.0103	0.0818	5973		
		PS12D	P1/P2	Confinamento Central	Transversal	2.42E-03	0.026	14340	0.003	0.013	0.016	14340	1.00	2.42E-03	0.024	14340	0.0034	0.0163	14340
					Longitudinal	6.20E-03	0.084	5655	0.009	0.043	0.052	5655	1.00	6.20E-03	0.079	5655	0.0088	0.0519	5655
Confinamento Extremidade	Transversal			2.60E-03	0.042	14893	0.004	0.022	0.026	14893	1.00	2.60E-03	0.040	14893	0.0037	0.0258	14893		
	Longitudinal			6.61E-03	0.137	5834	0.009	0.072	0.082	5834	1.00	6.61E-03	0.128	5834	0.0094	0.0817	5834		
PS12E	P1/P2			Confinamento Central	Transversal	1.31E-03	0.012	50733	0.002	0.006	0.008	50733	0.83	1.31E-03	0.009	50733	0.0019	0.0068	50733
					Longitudinal	8.56E-03	0.127	7724	0.013	0.068	0.080	7724	1.00	8.56E-03	0.119	7724	0.0126	0.0801	7724
		Confinamento Extremidade	Transversal	1.42E-03	0.019	52732	0.002	0.010	0.012	52732	0.83	1.42E-03	0.015	52732	0.0021	0.0105	52732		
			Longitudinal	9.16E-03	0.209	7989	0.013	0.114	0.127	7989	1.00	9.16E-03	0.195	7989	0.0134	0.1271	7989		

Tabela B.4 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (VIADUTO) – Parte 1

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	L <sub>Pilar</sub> (m)	B (m)	L (m)	f <sub>yk</sub> (Mpa)	d <sub>bL</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	N <sub>base,med</sub> (CP) (kN)
VIADUTO	P1	Confinamento Central	Trans/Long	10.85	1.40	10.85	457	0.025	1.26	-3207
		Confinamento Topo	Trans/Long	10.85	1.40	10.85	457	0.025	1.26	-3207
		Confinamento Base	Trans/Long	10.85	1.40	10.85	457	0.025	1.26	-3207
	P2	Confinamento Central	Trans/Long	10.72	1.40	10.72	457	0.025	1.24	-3366
		Confinamento Topo	Trans/Long	10.72	1.40	10.72	457	0.025	1.24	-3366
		Confinamento Base	Trans/Long	10.72	1.40	10.72	457	0.025	1.24	-3366
	P3	Confinamento Central	Trans/Long	9.96	1.40	9.956	457	0.025	1.17	-3311
		Confinamento Topo	Trans/Long	9.96	1.40	9.956	457	0.025	1.17	-3311
		Confinamento Base	Trans/Long	9.96	1.40	9.956	457	0.025	1.17	-3311
	P4	Confinamento Central	Trans/Long	9.46	1.40	9.458	457	0.025	1.12	-3331
		Confinamento Topo	Trans/Long	9.46	1.40	9.458	457	0.025	1.12	-3331
		Confinamento Base	Trans/Long	9.46	1.40	9.458	457	0.025	1.12	-3331
	P5	Confinamento Central	Trans/Long	9.42	1.40	9.421	457	0.025	1.11	-3323
		Confinamento Topo	Trans/Long	9.42	1.40	9.421	457	0.025	1.11	-3323
		Confinamento Base	Trans/Long	9.42	1.40	9.421	457	0.025	1.11	-3323
	P6	Confinamento Central	Trans/Long	8.85	1.40	8.848	457	0.025	1.06	-3143
		Confinamento Topo	Trans/Long	8.85	1.40	8.848	457	0.025	1.06	-3143
		Confinamento Base	Trans/Long	8.85	1.40	8.848	457	0.025	1.06	-3143

Tabela B.5 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (VIADUTO) – Parte 2

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	$\chi_y$	$\chi_u$	$M_y = M_u$	$\theta_y$ (rad)	$\theta_{p,u}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$M_y = M_u$	$\lambda(\alpha_s)$	$\chi_{y\ corr}$	$\chi_{u\ corr}$	$M_y = M_u$	$\theta_{y\ corr}$	$\theta_{u\ corr}$	$M_y = M_u$
				(1/m)	(1/m)	(kNm)			(kNm)	(1/m)		(1/m)	(kNm)	(rad)	(rad)	(kNm)	
VIADUTO	P1	Conf. Central	Trans/Long	3.65E-03	0.028	7362	0.013	0.028	0.042	7362	1	3.65E-03	0.026	7362	0.0132	0.0417	7362
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.050	5122	0.013	0.055	0.068	5122	1	3.56E-03	0.048	5122	0.0129	0.0683	5122
		Conf. Base	Trans/Long	3.95E-03	0.038	9773	0.014	0.041	0.055	9773	1	3.95E-03	0.036	9773	0.0143	0.0550	9773
	P2	Conf. Central	Trans/Long	3.64E-03	0.027	7389	0.013	0.028	0.041	7389	1	3.64E-03	0.026	7389	0.0130	0.0408	7389
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.050	5187	0.013	0.054	0.067	5187	1	3.56E-03	0.047	5187	0.0127	0.0668	5187
		Conf. Base	Trans/Long	3.96E-03	0.038	9825	0.014	0.040	0.054	9825	1	3.96E-03	0.036	9825	0.0141	0.0541	9825
	P3	Conf. Central	Trans/Long	3.64E-03	0.028	7366	0.012	0.026	0.038	7366	1	3.64E-03	0.026	7366	0.0121	0.0383	7366
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.050	5164	0.012	0.051	0.063	5164	1	3.56E-03	0.047	5164	0.0118	0.0627	5164
		Conf. Base	Trans/Long	3.96E-03	0.038	9807	0.013	0.038	0.051	9807	1	3.96E-03	0.036	9807	0.0131	0.0507	9807
	P4	Conf. Central	Trans/Long	3.64E-03	0.028	7375	0.011	0.025	0.037	7375	1	3.64E-03	0.026	7375	0.0115	0.0366	7375
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.050	5173	0.011	0.049	0.060	5173	1	3.56E-03	0.047	5173	0.0112	0.0598	5173
		Conf. Base	Trans/Long	3.96E-03	0.038	9814	0.012	0.036	0.048	9814	1	3.96E-03	0.036	9814	0.0125	0.0484	9814
	P5	Conf. Central	Trans/Long	3.64E-03	0.028	7371	0.011	0.025	0.036	7371	1	3.64E-03	0.026	7371	0.0114	0.0364	7371
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.050	5169	0.011	0.049	0.060	5169	1	3.56E-03	0.047	5169	0.0112	0.0597	5169
		Conf. Base	Trans/Long	3.96E-03	0.038	9811	0.012	0.036	0.048	9811	1	3.96E-03	0.036	9811	0.0124	0.0483	9811
	P6	Conf. Central	Trans/Long	3.65E-03	0.028	7337	0.011	0.024	0.035	7337	1	3.65E-03	0.026	7337	0.0108	0.0348	7337
		Conf. Topo	Trans/Long	3.56E-03	0.051	5096	0.011	0.047	0.057	5096	1	3.56E-03	0.048	5096	0.0105	0.0572	5096
		Conf. Base	Trans/Long	3.95E-03	0.039	9753	0.012	0.034	0.046	9753	1	3.95E-03	0.036	9753	0.0116	0.0460	9753

Tabela B.6 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI14, PI14aEsq, MESSEJANA(1)) – Parte 1

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	L <sub>Pilar</sub> (m)	B (m)	L (m)	f <sub>yk</sub> (Mpa)	d <sub>bL</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	N <sub>base,med</sub> (CP) (kN)
PI14 Esq	P1/P2/P3	Confinamento Central	Trans/Long	9.55	1.00	4.775	457	0.025	0.65	-1844
		Confinamento Extremidade	Trans/Long	9.55	1.00	4.775	457	0.025	0.65	-1844
PI14a Esq	P1/P2/P3	Confinamento Central	Trans/Long	9.34	1.00	4.67	457	0.025	0.64	-1898
		Confinamento Extremidade	Trans/Long	9.34	1.00	4.67	457	0.025	0.64	-1898
MESSEJANA	P1	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	8.98	1.80	8.98	585	0.032	1.18	-4881
			Transversal	8.98	2.00	8.98	585	0.032	1.18	-4881
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	8.98	1.80	8.98	585	0.032	1.18	-4881
			Transversal	8.98	2.00	8.98	585	0.032	1.18	-4881
	P2	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	12.19	1.80	12.19	585	0.032	1.50	-5687
			Transversal	12.19	2.00	12.19	585	0.032	1.50	-5687
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	12.19	1.80	12.19	585	0.032	1.50	-5687
			Transversal	12.19	2.00	12.19	585	0.032	1.50	-5687
	P3	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	14.15	1.80	14.15	585	0.032	1.70	-5699
			Transversal	14.15	2.00	14.15	585	0.032	1.70	-5699
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	14.15	1.80	14.15	585	0.032	1.70	-5699
			Transversal	14.15	2.00	14.15	585	0.032	1.70	-5699

Tabela B.7 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (PI14, PI14aEsq, MESSEJANA(1)) – Parte 2

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	$\chi_y$ (1/m)	$\chi_u$ (1/m)	$M_y = M_u$ (kNm)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_{p,u}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$M_y = M_u$ (kNm)	$\lambda(\alpha_s)$	$\chi_{y\ corr}$ (1/m)	$\chi_{u\ corr}$ (1/m)	$M_y = M_u$ (kNm)	$\theta_{y\ corr}$ (rad)	$\theta_{u\ corr}$ (rad)	$M_y = M_u$ (kNm)
PI14 Esq	P1/P2/P3	Confinamento Central	Trans/Long	5.51E-03	0.042	3434	0.009	0.022	0.031	3434	1	5.51E-03	0.040	3434	0.0088	0.0310	3434
		Confinamento Extremidade	Trans/Long	5.83E-03	0.069	3535	0.009	0.038	0.047	3535	1	5.83E-03	0.064	3535	0.0093	0.0472	3535
PI14a Esq	P1/P2/P3	Confinamento Central	Trans/Long	5.52E-03	0.042	3448	0.009	0.022	0.030	3448	1	5.52E-03	0.040	3448	0.0086	0.0303	3448
		Confinamento Extremidade	Trans/Long	5.83E-03	0.068	3547	0.009	0.037	0.046	3547	1	5.83E-03	0.064	3547	0.0091	0.0461	3547
MESSEJANA	P1	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.32E-03	0.051	34879	0.013	0.051	0.064	34879	1	4.32E-03	0.048	34879	0.0129	0.0643	34879
			Transversal	4.09E-03	0.046	37801	0.012	0.046	0.058	37801	1	4.09E-03	0.043	37801	0.0122	0.0584	37801
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.02E-03	0.033	19262	0.009	0.033	0.042	19262	1	3.02E-03	0.031	19262	0.0090	0.0420	19262
			Transversal	2.74E-03	0.030	21287	0.008	0.030	0.038	21287	1	2.74E-03	0.028	21287	0.0082	0.0380	21287
	P2	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.34E-03	0.051	35339	0.018	0.066	0.083	35339	1	4.34E-03	0.048	35339	0.0176	0.0833	35339
			Transversal	4.10E-03	0.046	38287	0.017	0.059	0.076	38287	1	4.10E-03	0.044	38287	0.0167	0.0758	38287
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.03E-03	0.032	19562	0.012	0.041	0.053	19562	1	3.03E-03	0.030	19562	0.0123	0.0531	19562
			Transversal	2.74E-03	0.029	21588	0.011	0.037	0.048	21588	1	2.74E-03	0.027	21588	0.0111	0.0478	21588
	P3	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.34E-03	0.051	35346	0.020	0.074	0.095	35346	1	4.34E-03	0.048	35346	0.0205	0.0948	35346
			Transversal	4.10E-03	0.046	38294	0.019	0.067	0.086	38294	1	4.10E-03	0.044	38294	0.0194	0.0863	38294
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.03E-03	0.032	19567	0.014	0.046	0.060	19567	1	3.03E-03	0.030	19567	0.0143	0.0605	19567
			Transversal	2.74E-03	0.029	21594	0.013	0.042	0.054	21594	1	2.74E-03	0.027	21594	0.0129	0.0545	21594

Tabela B.8 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (MESSEJANA(2)) – Parte 1

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	$L_{Pilar}$ (m)	B (m)	L (m)	$f_{yk}$ (Mpa)	$d_{bL}$ (m)	$L_p$ (m)	$N_{base,med}$ (CP) (kN)	
MESSEJANA	P4	84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	16.27	1.80	16.27	585	0.032	1.91	-5809	
			Transversal	16.27	2.00	16.27	585	0.032	1.91	-5809	
		50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	16.27	1.80	16.27	585	0.032	1.91	-5809	
			Transversal	16.27	2.00	16.27	585	0.032	1.91	-5809	
			84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	19.36	1.80	19.36	585	0.032	2.22	-5660
				Transversal	19.36	2.00	19.36	585	0.032	2.22	-5660
	P5	50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	19.36	1.80	19.36	585	0.032	2.22	-5660	
			Transversal	19.36	2.00	19.36	585	0.032	2.22	-5660	
		84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	19.81	1.80	19.81	585	0.032	2.26	-5996	
			Transversal	19.81	2.00	19.81	585	0.032	2.26	-5996	
	P6	50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	19.81	1.80	19.81	585	0.032	2.26	-5996	
			Transversal	19.81	2.00	19.81	585	0.032	2.26	-5996	
		84Φ32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	14.32	1.80	14.32	585	0.032	1.71	-5086	
			Transversal	14.32	2.00	14.32	585	0.032	1.71	-5086	
	P7	50Φ32 - Confinamento Central	Longitudinal	14.32	1.80	14.32	585	0.032	1.71	-5086	
			Transversal	14.32	2.00	14.32	585	0.032	1.71	-5086	



Tabela B.9 – Tabela descritiva dos parâmetros das leis de comportamento utilizadas em cada secção (MESSEJANA(2)) – Parte 2

Obra	Pilar	Secção do Pilar	Direcção de Análise	$\chi_y$	$\chi_u$	$M_y = M_u$	$\theta_y$	$\theta_{p,u}$	$\theta_u$	$M_y = M_u$	$\lambda(\alpha_s)$	$\chi_y$ corr	$\chi_u$ corr	$M_y = M_u$	$\theta_y$ corr	$\theta_u$ corr	$M_y = M_u$	
				(1/m)	(1/m)	(kNm)	(rad)	(rad)	(rad)	(kNm)		(1/m)	(1/m)	(kNm)	(rad)	(rad)	(kNm)	
MESSEJANA	P4	84 $\Phi$ 32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.34E-03	0.051	35407	0.024	0.084	0.107	35407	1	4.34E-03	0.048	35407	0.0235	0.1073	35407	
			Transversal	4.11E-03	0.046	38359	0.022	0.075	0.098	38359	1	4.11E-03	0.044	38359	0.0223	0.0977	38359	
		50 $\Phi$ 32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.03E-03	0.032	19617	0.016	0.052	0.068	19617	1	3.03E-03	0.030	19617	0.0164	0.0681	19617	
			Transversal	2.74E-03	0.029	21650	0.015	0.047	0.061	21650	1	2.74E-03	0.027	21650	0.0149	0.0615	21650	
		P5	84 $\Phi$ 32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.34E-03	0.051	35324	0.028	0.098	0.126	35324	1	4.34E-03	0.048	35324	0.0280	0.1255	35324
				Transversal	4.10E-03	0.046	38271	0.026	0.088	0.114	38271	1	4.10E-03	0.044	38271	0.0265	0.1142	38271
	50 $\Phi$ 32 - Confinamento Central		Longitudinal	3.03E-03	0.032	19550	0.020	0.061	0.080	19550	1	3.03E-03	0.030	19550	0.0195	0.0801	19550	
			Transversal	2.74E-03	0.029	21574	0.018	0.054	0.072	21574	1	2.74E-03	0.027	21574	0.0177	0.0721	21574	
	P6	84 $\Phi$ 32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.35E-03	0.051	35516	0.029	0.100	0.128	35516	1	4.35E-03	0.048	35516	0.0287	0.1284	35516	
			Transversal	4.11E-03	0.046	38475	0.027	0.090	0.117	38475	1	4.11E-03	0.044	38475	0.0271	0.1169	38475	
		50 $\Phi$ 32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.01E-03	0.032	19618	0.020	0.061	0.081	19618	1	3.01E-03	0.030	19618	0.0199	0.0808	19618	
			Transversal	2.74E-03	0.028	21748	0.018	0.055	0.073	21748	1	2.74E-03	0.027	21748	0.0181	0.0728	21748	
	P7	84 $\Phi$ 32 - Confinamento Extremidade	Longitudinal	4.32E-03	0.051	34997	0.021	0.075	0.096	34997	1	4.32E-03	0.048	34997	0.0206	0.0958	34997	
			Transversal	4.09E-03	0.046	37924	0.020	0.067	0.087	37924	1	4.09E-03	0.043	37924	0.0195	0.0870	37924	
		50 $\Phi$ 32 - Confinamento Central	Longitudinal	3.04E-03	0.033	19387	0.014	0.048	0.062	19387	1	3.04E-03	0.031	19387	0.0145	0.0623	19387	
			Transversal	2.75E-03	0.030	21385	0.013	0.043	0.056	21385	1	2.75E-03	0.028	21385	0.0131	0.0562	21385	

## Anexo C – Resultados da Análise Estática Não Linear

### PI12B1 – Curvas de Capacidade

Tabela C.1 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI12B1)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Espectro de Capacidade			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
0.91	0.12	5.97	-0.12	6 472
0.91	0.13	6.04	-0.13	6 550
1.00	0.18	7.13	-0.18	7 728
1.37	0.44	9.16	-0.44	9 930
1.56	0.69	11.15	-0.69	12 087
1.58	0.72	11.45	-0.72	12 412
1.70	0.72	9.91	-0.72	10 742
1.70	0.73	9.98	-0.73	10 816
1.85	0.73	8.45	-0.73	9 161
1.87	0.85	9.62	-0.85	10 433
2.23	0.85	6.79	-0.85	7 356
2.23	1.10	8.78	-1.10	9 513
2.23	1.35	10.77	-1.35	11 670
2.23	1.60	12.75	-1.60	13 826
2.23	1.85	14.74	-1.85	15 983
2.23	2.10	16.73	-2.10	18 140

Tabela C.2 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI12B1)

Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo				
Espectro de Capacidade			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
0.94	0.12	5.51	0.12	5 975
0.94	0.12	5.58	0.12	6 045
1.04	0.18	6.63	0.18	7 189
1.42	0.43	8.51	0.43	9 220
1.62	0.68	10.35	0.68	11 224
1.64	0.72	10.63	0.72	11 523
1.91	0.72	7.78	0.72	8 431
1.94	0.85	8.94	0.85	9 689
2.31	0.85	6.30	0.85	6 831
2.31	1.10	8.15	1.10	8 836
2.31	1.35	10.00	1.35	10 840
2.31	1.60	11.85	1.60	12 845
2.31	1.85	13.70	1.85	14 849
2.31	2.10	15.55	2.10	16 854

Tabela C.3 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (PI12B1)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
0.50	0.07	10.46	-0.07	11 340
0.52	0.08	11.54	-0.08	12 511
0.55	0.10	12.60	-0.10	13 661
0.61	0.12	13.25	-0.12	14 364
0.89	0.29	14.51	-0.29	15 729
1.04	0.29	10.56	-0.29	11 443
1.05	0.30	10.83	-0.30	11 740
1.31	0.30	6.89	-0.30	7 471
1.31	0.40	9.24	-0.40	10 013
1.35	0.44	9.55	-0.44	10 353
2.27	0.44	3.40	-0.44	3 690
2.27	0.69	5.32	-0.69	5 769
2.27	0.94	7.24	-0.94	7 848
2.27	1.19	9.16	-1.19	9 927
2.27	1.44	11.08	-1.44	12 006
2.27	1.69	12.99	-1.69	14 085
2.27	1.94	14.91	-1.94	16 164
2.27	2.19	16.83	-2.19	18 242

Tabela C.4 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI12B1)

<b>Análise Transversal - Configuração 1º Modo</b>				
<b>Configuração 1º Modo</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
0.51	0.05	8.17	-0.05	8 860
0.55	0.08	9.99	-0.08	10 827
0.78	0.20	13.06	-0.20	14 153
0.80	0.21	13.15	-0.21	14 253
0.94	0.21	9.43	-0.21	10 219
0.96	0.24	10.07	-0.24	10 912
1.21	0.24	6.35	-0.24	6 885
1.21	0.30	7.94	-0.30	8 605
1.21	0.30	7.97	-0.30	8 645
1.44	0.50	9.41	-0.50	10 196
2.34	0.50	3.59	-0.50	3 892
2.33	0.75	5.40	-0.75	5 855
2.33	1.00	7.21	-1.00	7 817
2.33	1.25	9.02	-1.25	9 780
2.33	1.50	10.83	-1.50	11 743
2.33	1.75	12.64	-1.75	13 705
2.33	2.00	14.45	-2.00	15 668

Tabela C.5 – Determinação do Ponto de Desempenho de PI12B1

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			$\xi$ (%)	$\eta$	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
13C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.07	3.58	0.07	3 880
		Trans.	5	1.0	0.03	4.23	0.03	4 584
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.08	3.59	0.08	3 886
		Trans.	5	1.0	0.03	4.41	0.03	4 784
23C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.03	1.54	0.03	1 670
		Trans.	5	1.0	0.02	3.05	0.02	3 310
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.03	1.57	0.03	1 702
		Trans.	5	1.0	0.02	3.10	0.02	3 363

### PS12D – Curvas de Capacidade

Tabela C.6 – Análise Pushover Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12D)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
0.89	0.10	4.81	-0.10	3 307
0.90	0.10	5.05	-0.10	3 469
0.96	0.13	5.73	-0.13	3 934
1.18	0.23	6.63	-0.23	4 552
1.32	0.33	7.53	-0.33	5 170
1.43	0.43	8.43	-0.43	5 789
1.50	0.53	9.33	-0.53	6 407
1.56	0.63	10.23	-0.63	7 025
1.58	0.67	10.51	-0.67	7 223
1.68	0.67	9.29	-0.67	6 380
1.69	0.69	9.54	-0.69	6 557
1.81	0.69	8.35	-0.69	5 738
1.82	0.76	9.04	-0.76	6 213
1.94	0.76	7.91	-0.76	5 434
1.95	0.78	8.09	-0.78	5 557
2.09	0.78	6.98	-0.78	4 794
2.09	0.88	7.88	-0.88	5 413
2.09	0.98	8.78	-0.98	6 031
2.09	1.08	9.68	-1.08	6 649
2.09	1.18	10.58	-1.18	7 267
2.09	1.28	11.48	-1.28	7 886
2.09	1.38	12.38	-1.38	8 504
2.09	1.48	13.28	-1.48	9 122
2.09	1.58	14.18	-1.58	9 740
2.09	1.68	15.08	-1.68	10 359
2.09	1.78	15.98	-1.78	10 977
2.09	1.88	16.88	-1.88	11 595
2.09	1.98	17.78	-1.98	12 213
2.09	2.00	18.00	-2.00	12 364

Tabela C.7 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PS12D)

<b>Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo</b>				
<b>Configuração 1º Modo</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
0.90	0.09	4.53	0.09	3 111
0.91	0.10	4.66	0.10	3 202
0.98	0.13	5.28	0.13	3 628
1.21	0.23	6.12	0.23	4 203
1.36	0.33	6.95	0.33	4 778
1.47	0.43	7.79	0.43	5 353
1.55	0.53	8.63	0.53	5 927
1.62	0.63	9.46	0.63	6 502
1.64	0.67	9.78	0.67	6 718
1.74	0.67	8.63	0.67	5 930
1.75	0.68	8.73	0.68	5 999
1.87	0.68	7.62	0.68	5 236
1.88	0.75	8.33	0.75	5 724
2.01	0.75	7.27	0.75	4 992
2.02	0.76	7.43	0.76	5 102
2.17	0.76	6.40	0.76	4 397
2.17	0.86	7.24	0.86	4 971
2.17	0.96	8.07	0.96	5 546
2.17	1.06	8.91	1.06	6 121
2.17	1.16	9.75	1.16	6 696
2.17	1.26	10.58	1.26	7 271
2.17	1.36	11.42	1.36	7 845
2.17	1.46	12.26	1.46	8 420
2.17	1.56	13.09	1.56	8 995
2.17	1.66	13.93	1.66	9 570
2.17	1.76	14.77	1.76	10 144
2.17	1.86	15.60	1.86	10 719
2.17	1.96	16.44	1.96	11 294
2.17	2.00	16.73	2.00	11 497

Tabela C.8 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12D)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
0.72	0.10	7.59	-0.10	5 215
0.72	0.11	8.03	-0.11	5 520
0.72	0.11	8.15	-0.11	5 600
0.87	0.21	10.99	-0.21	7 551
0.94	0.31	13.83	-0.31	9 502
0.94	0.31	14.01	-0.31	9 626
1.09	0.31	10.42	-0.31	7 159
1.12	0.36	11.50	-0.36	7 901
1.12	0.37	11.52	-0.37	7 917
1.31	0.37	8.46	-0.37	5 813
1.33	0.40	9.00	-0.40	6 184
1.38	0.46	9.53	-0.46	6 545
2.16	0.46	3.91	-0.46	2 687
2.16	0.56	4.76	-0.56	3 268
2.16	0.66	5.60	-0.66	3 849
2.16	0.76	6.45	-0.76	4 431
2.16	0.86	7.30	-0.86	5 012
2.16	0.96	8.14	-0.96	5 593
2.16	1.06	8.99	-1.06	6 174
2.16	1.16	9.83	-1.16	6 755
2.16	1.26	10.68	-1.26	7 337
2.16	1.36	11.53	-1.36	7 918
2.16	1.46	12.37	-1.46	8 499
2.16	1.56	13.22	-1.56	9 080
2.16	1.66	14.06	-1.66	9 661
2.16	1.76	14.91	-1.76	10 242
2.16	1.94	16.35	-1.94	11 232
2.16	2.00	16.88	-2.00	11 597

Tabela C.9 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PS12D)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
0.65	0.06	5.37	-0.06	3 690
0.79	0.14	8.89	-0.14	6 105
0.85	0.18	9.80	-0.18	6 730
1.02	0.18	6.77	-0.18	4 648
1.12	0.26	8.33	-0.26	5 724
1.34	0.26	5.79	-0.26	3 979
1.39	0.40	8.19	-0.40	5 625
1.39	0.42	8.50	-0.42	5 843
1.48	0.51	9.22	-0.51	6 332
1.75	0.51	6.59	-0.51	4 527
1.75	0.52	6.69	-0.52	4 596
2.24	0.52	4.12	-0.52	2 830
2.24	0.62	4.91	-0.62	3 373
2.24	0.72	5.70	-0.72	3 916
2.24	0.82	6.49	-0.82	4 459
2.24	0.92	7.28	-0.92	5 002
2.24	1.02	8.07	-1.02	5 545
2.24	1.12	8.86	-1.12	6 088
2.24	1.22	9.65	-1.22	6 631
2.24	1.32	10.44	-1.32	7 174
2.24	1.42	11.23	-1.42	7 716
2.24	1.52	12.02	-1.52	8 259
2.24	1.62	12.81	-1.62	8 802
2.24	1.72	13.60	-1.72	9 345
2.24	1.82	14.39	-1.82	9 888
2.24	1.92	15.18	-1.92	10 431
2.24	2.00	15.81	-2.00	10 859

Tabela C.10 - Determinação do Ponto de Desempenho de PS12D

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			ξ (%)	η	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
13C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.07	3.71	0.07	2 548
		Trans.	5	1.0	0.06	4.84	0.06	3 327
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.07	3.61	0.07	2 482
		Trans.	5	1.0	0.06	5.37	0.06	3 691
23C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.03	1.56	0.03	1 073
		Trans.	5	1.0	0.03	2.40	0.03	1 647
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.03	1.55	0.03	1 062
		Trans.	5	1.0	0.03	2.55	0.03	1 751

## PS12E – Curvas de Capacidade

Tabela C.11 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12E)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.81	0.10	1.20	-0.10	1 704
1.81	0.20	2.41	-0.20	3 408
1.81	0.30	3.61	-0.30	5 111
1.81	0.33	4.02	-0.33	5 690
1.88	0.41	4.53	-0.41	6 408
2.01	0.51	4.96	-0.51	7 014
2.11	0.61	5.39	-0.61	7 619
2.19	0.71	5.81	-0.71	8 225
2.26	0.81	6.24	-0.81	8 830
2.32	0.91	6.67	-0.91	9 436
2.37	1.01	7.10	-1.01	10 041
2.41	1.11	7.52	-1.11	10 647
2.45	1.21	7.95	-1.21	11 252
2.47	1.27	8.24	-1.27	11 660
2.73	1.27	6.77	-1.27	9 573
2.74	1.44	7.55	-1.44	10 686
3.04	1.44	6.15	-1.44	8 704
3.04	1.54	6.58	-1.54	9 309
3.04	1.64	7.01	-1.64	9 915
3.04	1.74	7.44	-1.74	10 520
3.04	1.84	7.86	-1.84	11 126
3.04	1.94	8.29	-1.94	11 731
3.04	2.00	8.56	-2.00	12 108



Tabela C.12 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PS12E)

<b>Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo</b>				
<b>Configuração 1º Modo</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.84	0.10	1.16	0.10	1 645
1.84	0.20	2.33	0.20	3 291
1.84	0.30	3.49	0.30	4 936
1.84	0.32	3.74	0.32	5 292
1.92	0.39	4.22	0.39	5 973
2.05	0.49	4.62	0.49	6 544
2.16	0.59	5.03	0.59	7 114
2.24	0.69	5.43	0.69	7 685
2.32	0.79	5.84	0.79	8 256
2.38	0.89	6.24	0.89	8 827
2.43	0.99	6.64	0.99	9 398
2.48	1.09	7.05	1.09	9 969
2.51	1.19	7.45	1.19	10 540
2.53	1.25	7.67	1.25	10 853
2.80	1.25	6.28	1.25	8 880
2.82	1.41	7.03	1.42	9 948
3.13	1.41	5.71	1.42	8 078
3.13	1.51	6.11	1.52	8 649
3.13	1.61	6.52	1.62	9 220
3.13	1.71	6.92	1.72	9 791
3.13	1.81	7.32	1.82	10 361
3.13	1.91	7.73	1.92	10 932
3.13	2.00	8.07	2.00	11 418

Tabela C.13 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (PS12E)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.32	0.20	4.56	-0.20	6 454
1.32	0.40	9.12	-0.40	12 909
1.32	0.54	12.27	-0.54	17 360
1.37	0.88	18.49	-0.88	26 156
1.41	1.10	21.83	-1.10	30 885
1.41	1.11	21.93	-1.11	31 030
1.89	1.11	12.22	-1.11	17 297
1.91	1.27	13.77	-1.27	19 484
3.11	1.27	5.21	-1.27	7 375
3.11	1.47	6.03	-1.47	8 533
3.11	1.67	6.85	-1.67	9 692
3.11	1.87	7.67	-1.87	10 850
3.11	2.00	8.19	-2.00	11 584

Tabela C.14 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PS12E)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.21	0.20	5.42	0.20	7 673
1.21	0.40	10.85	0.40	15 346
1.21	0.50	13.51	0.50	19 122
1.21	0.52	13.85	0.52	19 594
1.24	0.55	14.18	0.55	20 065
1.97	0.55	5.55	0.55	7 852
1.98	0.75	7.57	0.75	10 714
1.98	0.95	9.60	0.95	13 576
1.98	1.15	11.62	1.15	16 439
1.98	1.35	13.64	1.35	19 301
1.99	1.47	14.62	1.47	20 683
1.99	1.48	14.67	1.48	20 750
3.12	1.48	5.99	1.48	8 476
3.12	1.68	6.80	1.68	9 623
3.12	1.88	7.61	1.88	10 770
3.12	2.00	8.11	2.00	11 473

Tabela D.15 - Determinação do Ponto de Desempenho de PS12E

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			$\xi$ (%)	$\eta$	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
13B	Uniforme	Long.	5	1.0	0.11	1.31	0.11	1 851
		Trans.	5	1.0	0.08	1.81	0.08	2 560
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.11	1.30	0.11	1 843
		Trans.	5	1.0	0.06	1.73	0.06	2 448
23B	Uniforme	Long.	5	1.0	0.04	0.50	0.04	704
		Trans.	5	1.0	0.03	0.72	0.03	1 017
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.04	0.49	0.04	690
		Trans.	5	1.0	0.03	0.69	0.03	975

## VIADUTO – Curvas de Capacidade

Tabela C.16 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (VIADUTO)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
2.60	0.20	1.17	-0.20	5 399
2.60	0.40	2.34	-0.40	10 797
2.60	0.41	2.39	-0.41	11 039
2.61	0.42	2.42	-0.42	11 157
2.63	0.43	2.45	-0.43	11 296
3.16	0.63	2.49	-0.63	11 478
3.24	0.66	2.49	-0.66	11 508
3.55	0.66	2.08	-0.66	9 605
3.66	0.71	2.09	-0.71	9 648
4.23	0.71	1.57	-0.71	7 244
4.33	0.75	1.58	-0.75	7 278
5.22	0.75	1.09	-0.75	5 011
5.20	0.75	1.10	-0.75	5 070
5.29	0.78	1.10	-0.78	5 097
6.96	0.78	0.64	-0.78	2 949
7.06	0.81	0.64	-0.81	2 976
14.18	0.81	0.16	-0.81	737
14.17	1.01	0.20	-1.01	919
14.17	1.21	0.24	-1.21	1 101
14.16	1.41	0.28	-1.41	1 284
14.16	1.61	0.32	-1.61	1 466
14.16	1.81	0.36	-1.81	1 648
14.16	2.00	0.39	-2.00	1 819

Tabela C.17 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (VIADUTO)

Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
2.70	0.20	1.08	-0.20	4 989
2.70	0.40	2.16	-0.40	9 978
2.70	0.42	2.26	-0.42	10 408
2.71	0.42	2.28	-0.42	10 510
2.73	0.43	2.30	-0.43	10 602
2.74	0.44	2.30	-0.44	10 631
3.28	0.64	2.34	-0.64	10 802
3.35	0.67	2.35	-0.67	10 826
3.66	0.67	1.96	-0.67	9 055
3.79	0.72	1.97	-0.72	9 099
4.37	0.72	1.48	-0.72	6 851
4.47	0.76	1.49	-0.76	6 883
5.38	0.76	1.03	-0.76	4 756
5.48	0.79	1.04	-0.79	4 782
7.19	0.79	0.60	-0.79	2 778
7.29	0.82	0.61	-0.82	2 803
14.63	0.82	0.15	-0.82	696
14.62	1.02	0.19	-1.02	867
14.61	1.22	0.22	-1.22	1 038
14.61	1.42	0.26	-1.42	1 209
14.61	1.62	0.30	-1.62	1 381
14.61	1.82	0.34	-1.82	1 552
14.60	2.00	0.37	-2.00	1 709

Tabela C.18 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (VIADUTO)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
2.74	0.20	1.05	-0.20	4 868
2.74	0.32	1.69	-0.32	7 822
2.80	0.37	1.85	-0.37	8 551
3.02	0.47	2.02	-0.47	9 317
3.69	0.47	1.36	-0.47	6 263
3.81	0.55	1.49	-0.55	6 884
4.04	0.66	1.61	-0.66	7 408
5.02	0.66	1.04	-0.66	4 799
5.02	0.68	1.06	-0.68	4 906
5.26	0.88	1.26	-0.88	5 799
5.35	0.98	1.36	-0.98	6 263
5.47	1.03	1.37	-1.03	6 302
6.56	1.03	0.95	-1.03	4 379
6.60	1.08	0.98	-1.08	4 517
6.83	1.16	0.98	-1.16	4 525
16.29	1.16	0.17	-1.16	795
16.29	1.36	0.20	-1.36	932
16.29	1.56	0.23	-1.56	1 069
16.29	1.62	0.24	-1.62	1 112
17.10	1.82	0.25	-1.82	1 134
17.77	2.00	0.25	-2.00	1 154

Tabela C.19 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (VIADUTO)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
2.49	0.20	1.27	0.20	5 881
2.49	0.23	1.46	0.23	6 751
2.55	0.27	1.62	0.27	7 477
2.72	0.32	1.70	0.32	7 867
3.56	0.32	1.00	0.32	4 595
3.59	0.32	1.00	0.32	4 604
5.22	0.32	0.47	0.32	2 171
6.18	0.52	0.54	0.52	2 505
6.29	0.56	0.55	0.56	2 556
10.45	0.56	0.20	0.56	927
10.45	0.66	0.24	0.66	1 098
11.63	0.86	0.25	0.86	1 155
12.61	1.06	0.26	1.06	1 212
13.07	1.16	0.27	1.16	1 241
25.37	1.16	0.07	1.16	329
25.37	1.36	0.08	1.36	386
25.37	1.56	0.10	1.56	442
25.37	1.76	0.11	1.76	499
25.37	1.96	0.12	1.96	556
25.37	2.00	0.12	2.00	566

Tabela C.20 - Determinação do Ponto de Desempenho de VIADUTO

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			$\xi$ (%)	$\eta$	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
13C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.16	0.95	0.16	4 387
		Trans.	5	1.0	0.16	0.83	0.16	3 851
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.16	0.86	0.16	3 971
		Trans.	5	1.0	0.17	1.06	0.17	4 885
23C	Uniforme	Long.	5	1.0	0.09	0.53	0.09	2 424
		Trans.	5	1.0	0.09	0.47	0.09	2 187
	1º Modo	Long.	5	1.0	0.09	0.49	0.09	2 241
		Trans.	5	1.0	0.09	0.57	0.09	2 632

## PI14 Esq – Curvas de Capacidade

Tabela C.21 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14 Esq)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.15	0.07	2.14	-0.07	3 067
1.16	0.07	2.17	-0.07	3 124
1.60	0.17	2.69	-0.17	3 859
1.84	0.27	3.20	-0.27	4 595
1.85	0.28	3.24	-0.28	4 651
2.16	0.38	3.24	-0.38	4 651
2.23	0.41	3.24	-0.41	4 651
3.29	0.41	1.49	-0.41	2 144
3.29	0.44	1.62	-0.44	2 324
3.64	0.54	1.62	-0.54	2 324
3.96	0.64	1.62	-0.64	2 324
4.06	0.68	1.62	-0.68	2 324
187.09	0.68	0.00	-0.68	0
242.97	0.78	0.00	-0.78	0
354.35	0.88	0.00	-0.88	0
1098.40	0.98	0.00	-0.98	0
448.10	1.08	0.00	-1.08	0
319.42	1.18	0.00	-1.18	0
268.54	1.28	0.00	-1.28	0
240.14	1.38	0.00	-1.38	0
221.71	1.48	0.00	-1.48	0
208.66	1.58	0.00	-1.58	0
198.90	1.68	0.00	-1.68	0
191.30	1.78	0.00	-1.78	0
185.20	1.88	0.00	-1.88	0
180.18	1.98	0.00	-1.98	0
179.10	2.00	0.00	-2.00	0



Tabela C.22 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI14 Esq)

<b>Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo</b>				
<b>Configuração 1º Modo</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.17	0.07	2.08	-0.07	2 990
1.17	0.07	2.12	-0.07	3 045
1.62	0.17	2.62	-0.17	3 763
1.86	0.27	3.12	-0.27	4 480
1.88	0.28	3.16	-0.28	4 541
2.19	0.38	3.16	-0.38	4 541
2.26	0.41	3.16	-0.41	4 541
3.33	0.41	1.46	-0.41	2 095
3.33	0.44	1.58	-0.44	2 269
3.69	0.54	1.58	-0.54	2 269
4.01	0.64	1.58	-0.64	2 269
4.11	0.68	1.58	-0.68	2 269
189.45	0.68	0.00	-0.68	0
245.98	0.78	0.00	-0.78	0
358.55	0.88	0.00	-0.88	0
1102.66	0.98	0.00	-0.98	0
454.51	1.08	0.00	-1.08	0
323.74	1.18	0.00	-1.18	0
272.12	1.28	0.00	-1.28	0
243.31	1.38	0.00	-1.38	0
224.61	1.48	0.00	-1.48	0
211.39	1.58	0.00	-1.58	0
201.50	1.68	0.00	-1.68	0
193.79	1.78	0.00	-1.78	0
187.60	1.88	0.00	-1.88	0
182.52	1.98	0.00	-1.98	0
181.44	2.00	0.00	-2.00	0

Tabela C.23 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14 Esq)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.06	0.06	2.11	-0.06	3 036
1.55	0.16	2.64	-0.16	3 791
1.80	0.26	3.17	-0.26	4 547
1.83	0.27	3.23	-0.27	4 642
2.13	0.37	3.23	-0.37	4 642
2.20	0.40	3.23	-0.40	4 642
3.24	0.40	1.49	-0.40	2 135
3.24	0.43	1.62	-0.43	2 321
3.60	0.53	1.62	-0.53	2 321
3.93	0.63	1.62	-0.63	2 321
4.04	0.67	1.62	-0.67	2 322
561.81	0.67	0.00	-0.67	0
526.91	0.77	0.00	-0.77	0
504.08	0.87	0.00	-0.87	0
487.94	0.97	0.00	-0.97	0
475.92	1.07	0.00	-1.07	0
466.60	1.17	0.00	-1.17	0
459.16	1.27	0.00	-1.27	0
453.08	1.37	0.00	-1.37	0
448.02	1.47	0.00	-1.47	0
443.75	1.57	0.00	-1.57	0
440.08	1.67	0.00	-1.67	0
436.91	1.77	0.00	-1.77	0
434.13	1.87	0.00	-1.87	0
431.68	1.97	0.00	-1.97	0
430.93	2.00	0.00	-2.00	0

Tabela C.24 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI14 Esq)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.07	0.06	2.05	-0.06	2 951
1.08	0.06	2.07	-0.06	2 978
1.57	0.16	2.59	-0.16	3 715
1.82	0.26	3.10	-0.26	4 452
1.85	0.27	3.16	-0.27	4 535
2.16	0.37	3.16	-0.37	4 535
2.22	0.40	3.16	-0.40	4 535
3.28	0.40	1.45	-0.40	2 081
3.28	0.43	1.57	-0.43	2 258
3.64	0.53	1.57	-0.53	2 258
3.97	0.63	1.57	-0.63	2 258
4.09	0.67	1.57	-0.67	2 258
651.33	0.67	0.00	-0.67	0
438.00	0.77	0.00	-0.77	0
367.41	0.87	0.00	-0.87	0
330.61	0.97	0.00	-0.97	0
307.68	1.07	0.00	-1.07	0
291.92	1.17	0.00	-1.17	0
280.37	1.27	0.00	-1.27	0
271.53	1.37	0.00	-1.37	0
264.53	1.47	0.00	-1.47	0
258.85	1.57	0.00	-1.57	0
254.14	1.67	0.00	-1.67	0
250.17	1.77	0.00	-1.77	0
246.78	1.87	0.00	-1.87	0
243.86	1.97	0.00	-1.97	0
242.94	2.00	0.00	-2.00	0

Tabela C.25 - Determinação do Ponto de Desempenho de PI14 Esq

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			ξ (%)	η	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
12B	Uniforme	Long.	8.46	0.86	0.09	2.25	0.09	3 233
		Trans.	19.27	0.64	0.10	2.32	0.10	3 331
	1º Modo	Long.	10.33	0.81	0.09	2.22	0.09	3 183
		Trans.	15.19	0.70	0.09	2.21	0.09	3 171
24B	Uniforme	Long.	5.00	1.00	0.02	0.67	0.02	957
		Trans.	5.00	1.00	0.02	0.77	0.02	1 102
	1º Modo	Long.	5.00	1.00	0.02	0.67	0.02	965
		Trans.	5.00	1.00	0.02	0.74	0.02	1 059

## PI14a Esq – Curvas de Capacidade

Tabela C.26 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14a Esq)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.49	0.10	1.78	-0.10	3 553
1.49	0.12	2.12	-0.12	4 221
1.50	0.13	2.23	-0.13	4 448
1.53	0.14	2.29	-0.13	4 556
1.87	0.24	2.66	-0.23	5 300
2.07	0.33	2.99	-0.33	5 959
2.08	0.33	3.00	-0.33	5 977
2.10	0.33	3.00	-0.33	5 990
2.11	0.34	3.01	-0.34	5 998
2.13	0.34	3.01	-0.34	6 002
2.38	0.43	3.01	-0.43	6 002
2.59	0.43	2.55	-0.43	5 087
2.60	0.44	2.56	-0.44	5114
2.85	0.44	2.13	-0.44	4243
2.86	0.44	2.15	-0.44	4279
2.87	0.45	2.16	-0.45	4308
3.02	0.45	1.95	-0.45	3886
3.02	0.45	1.96	-0.45	3901
3.04	0.46	1.97	-0.46	3928
3.22	0.46	1.75	-0.46	3494
3.43	0.46	1.54	-0.46	3077
3.44	0.47	1.57	-0.47	3126
3.69	0.47	1.36	-0.47	2714
3.70	0.51	1.46	-0.51	2919
3.71	0.52	1.48	-0.52	2949
3.76	0.53	1.50	-0.53	2983
3.78	0.54	1.50	-0.54	2987
4.11	0.64	1.50	-0.64	2987
4.39	0.73	1.50	-0.73	2987
4.71	0.73	1.30	-0.73	2590

Tabela C.27 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (PI14a Esq)

<b>Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo</b>				
<b>Configuração 1º Modo</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.49	0.10	1.78	0.10	3 546
1.49	0.10	1.84	0.10	3 668
1.56	0.14	2.20	0.13	4 395
1.62	0.16	2.33	0.15	4 644
1.93	0.26	2.70	0.25	5 379
2.07	0.32	2.90	0.31	5 775
2.17	0.35	2.96	0.35	5 899
2.21	0.37	2.97	0.37	5 927
2.24	0.38	2.98	0.38	5 936
2.30	0.40	2.98	0.40	5 936
2.40	0.40	2.74	0.40	5 465
2.41	0.41	2.75	0.41	5 486
2.52	0.41	2.53	0.41	5042
2.53	0.41	2.55	0.41	5078
2.53	0.41	2.55	0.41	5087
2.56	0.42	2.56	0.42	5099
2.67	0.42	2.33	0.42	4655
2.68	0.43	2.34	0.43	4671
2.70	0.43	2.35	0.43	4687
2.83	0.43	2.14	0.43	4262
2.87	0.45	2.17	0.45	4319
3.03	0.45	1.95	0.45	3887
3.06	0.47	1.97	0.47	3937
3.24	0.47	1.77	0.47	3523
3.25	0.48	1.79	0.48	3563
3.47	0.48	1.57	0.48	3133
3.47	0.48	1.59	0.48	3162

Tabela C.28 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (PI14a Esq)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.48	0.10	1.80	-0.10	3 589
1.48	0.12	2.08	-0.12	4 140
1.49	0.12	2.17	-0.12	4 326
1.56	0.14	2.27	-0.14	4 520
1.89	0.24	2.64	-0.24	5 260
2.10	0.33	2.98	-0.33	5 946
2.12	0.34	2.99	-0.34	5 967
2.16	0.35	3.01	-0.35	5 995
2.18	0.36	3.01	-0.36	6 001
2.41	0.44	3.01	-0.44	6 001
2.54	0.44	2.70	-0.44	5 380
2.55	0.45	2.72	-0.45	5427
2.71	0.45	2.42	-0.45	4816
2.71	0.45	2.43	-0.45	4850
2.72	0.46	2.46	-0.46	4908
2.90	0.46	2.16	-0.46	4306
2.91	0.47	2.21	-0.47	4416
3.12	0.47	1.92	-0.47	3830
3.15	0.56	2.23	-0.56	4451
3.16	0.57	2.26	-0.57	4510
3.21	0.59	2.26	-0.59	4510
3.94	0.59	1.50	-0.59	2985
4.26	0.69	1.50	-0.69	2985
4.42	0.74	1.50	-0.74	2985

Tabela C.29 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (PI14a Esq)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.41	0.08	1.59	0.08	3 161
1.43	0.09	1.68	0.09	3 353
1.74	0.19	2.49	0.19	4 968
1.85	0.23	2.63	0.23	5 249
2.11	0.31	2.76	0.31	5 502
2.21	0.31	2.52	0.31	5 016
2.32	0.31	2.28	0.31	4 539
2.45	0.31	2.04	0.31	4 069
2.46	0.31	2.05	0.31	4 095
2.61	0.31	1.82	0.31	3 637
2.62	0.35	2.00	0.35	3 985
2.91	0.46	2.14	0.46	4 264
3.01	0.50	2.19	0.50	4366
3.18	0.50	1.97	0.50	3921
3.19	0.51	1.98	0.51	3948
3.38	0.51	1.76	0.51	3508
3.38	0.51	1.76	0.51	3518
3.61	0.51	1.55	0.51	3085
3.62	0.51	1.55	0.51	3096
3.90	0.51	1.34	0.51	2669
3.93	0.57	1.44	0.57	2877
3.95	0.57	1.45	0.57	2888
3.97	0.58	1.45	0.58	2893
4.28	0.67	1.45	0.67	2893
6.06	0.67	0.73	0.67	1447
6.49	0.77	0.73	0.77	1447
6.89	0.87	0.73	0.87	1447

Tabela C.30 - Determinação do Ponto de Desempenho de PI14a Esq

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			ξ (%)	η	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
12B	Uniforme	Long.	5.39	0.98	0.15	2.32	0.15	4 633
		Trans.	5.87	0.96	0.14	2.28	0.14	4 546
	1º Modo	Long.	5.00	1.00	0.15	2.28	0.15	4 552
		Trans.	9.51	0.83	0.12	1.97	0.12	3 921
24B	Uniforme	Long.	5.00	1.00	0.04	0.68	0.04	1 355
		Trans.	5.00	1.00	0.04	0.69	0.04	1 368
	1º Modo	Long.	5.00	1.00	0.04	0.68	0.04	1 352
		Trans.	5.00	1.00	0.04	0.73	0.04	1 464

## MESSEJANA – Curvas de Capacidade

Tabela C.31 – Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração Uniforme de Cargas (MESSEJANA)

Análise Longitudinal - Configuração Uniforme				
Configuração Uniforme			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.49	0.08	1.44	-0.08	14 305
1.54	0.09	1.53	-0.09	15 174
1.66	0.11	1.62	-0.11	16 133
1.79	0.14	1.66	-0.13	16 545
2.82	0.34	1.66	-0.33	16 545
3.57	0.54	1.66	-0.53	16 545
4.18	0.74	1.66	-0.73	16 546
4.71	0.94	1.66	-0.93	16 546
5.19	1.14	1.66	-1.13	16 546
5.95	1.14	1.27	-1.13	12 609
6.08	1.19	1.27	-1.18	12 609
7.30	1.19	0.88	-1.18	8 758
7.89	1.39	0.88	-1.38	8758
8.20	1.50	0.88	-1.50	8758
10.42	1.50	0.54	-1.50	5419
11.10	1.70	0.54	-1.70	5419
11.73	1.90	0.54	-1.90	5419
12.04	2.00	0.54	-2.00	5419



Tabela C.32 - Análise *Pushover* Longitudinal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Longitudinal (MESSEJANA)

Análise Longitudinal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
1.58	0.08	1.27	-0.08	12 619
1.63	0.09	1.35	-0.09	13 393
1.77	0.11	1.43	-0.11	14 255
1.91	0.14	1.47	-0.13	14 613
3.00	0.34	1.47	-0.33	14 613
3.79	0.54	1.47	-0.53	14 613
4.45	0.74	1.47	-0.73	14 614
5.01	0.94	1.47	-0.93	14 614
5.52	1.14	1.47	-1.13	14 614
6.33	1.14	1.12	-1.13	11 138
6.47	1.19	1.12	-1.18	11 138
7.76	1.19	0.78	-1.18	7 735
8.39	1.39	0.78	-1.38	7735
8.72	1.50	0.78	-1.50	7735
11.09	1.50	0.48	-1.50	4786
11.09	1.50	0.48	-1.50	4786
11.81	1.70	0.48	-1.70	4787
12.48	1.90	0.48	-1.90	4787
12.81	2.00	0.48	-2.00	4787

Tabela C.33 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração Uniforme de Cargas (MESSEJANA)

<b>Análise Transversal - Configuração Uniforme</b>				
<b>Configuração Uniforme</b>			<b>Curva de Capacidade</b>	
<b>T</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>d (m)</b>	<b>Vt (kN)</b>
-	0.00	0.00	0.00	0
1.21	0.07	1.96	-0.07	19 466
1.21	0.09	2.31	-0.09	22 963
1.22	0.09	2.34	-0.09	23 271
1.27	0.10	2.38	-0.10	23 685
1.60	0.16	2.47	-0.16	24 555
2.27	0.33	2.55	-0.33	25 370
2.44	0.39	2.55	-0.39	25 388
3.08	0.39	1.60	-0.39	15 948
3.33	0.47	1.68	-0.47	16 757
3.69	0.60	1.74	-0.60	17 286
4.26	0.80	1.74	-0.80	17 344
4.37	0.84	1.74	-0.84	17357
5.20	0.84	1.23	-0.84	12257
5.26	0.88	1.25	-0.88	12461
5.38	0.93	1.27	-0.93	12593
5.92	1.13	1.27	-1.13	12644
6.18	1.23	1.27	-1.23	12671
7.42	1.23	0.88	-1.23	8773
7.46	1.25	0.89	-1.25	8806
7.77	1.36	0.89	-1.36	8836
10.17	1.36	0.52	-1.36	5147
11.01	1.61	0.52	-1.61	5207
11.39	1.72	0.52	-1.72	5223
17.18	1.72	0.23	-1.72	2295
18.25	2.00	0.24	-2.00	2359

Tabela C.34 - Análise *Pushover* Transversal com Configuração de Cargas referente ao 1º Modo Transversal (MESSEJANA)

Análise Transversal - Configuração 1º Modo				
Configuração 1º Modo			Curva de Capacidade	
T	Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
-	0.00	0.00	0.00	0
0.91	0.01	0.70	-0.01	6 956
0.83	0.02	0.91	-0.02	9 013
0.86	0.02	1.00	-0.02	9 977
1.23	0.04	1.12	-0.04	11 149
1.61	0.08	1.16	-0.08	11 512
2.07	0.08	0.70	-0.08	6 927
2.99	0.18	0.82	-0.18	8 121
4.11	0.37	0.88	-0.37	8 711
4.89	0.37	0.62	-0.37	6 138
5.27	0.45	0.64	-0.45	6 387
6.00	0.59	0.65	-0.59	6 433
6.65	0.73	0.65	-0.73	6 458
8.00	0.73	0.45	-0.73	4464
8.02	0.74	0.45	-0.74	4517
8.12	0.76	0.45	-0.76	4525
10.16	0.76	0.29	-0.76	2892
10.16	0.77	0.29	-0.77	2930
11.19	0.95	0.30	-0.95	2966
16.71	0.95	0.13	-0.95	1330
17.60	1.08	0.14	-1.08	1365
19.72	1.39	0.14	-1.39	1408
19.99	1.44	0.14	-1.44	1412
20.77	1.55	0.14	-1.55	1412
37.63	1.55	0.04	-1.55	430
37.94	1.70	0.05	-1.70	465
38.37	1.78	0.05	-1.78	475
40.46	1.98	0.05	-1.98	475
40.68	2.00	0.05	-2.00	475

Tabela C.35 - Determinação do Ponto de Desempenho de MESSEJANA

Acção Sísmica	Configuração Cargas	Direcção da Análise	Ponto de desempenho					
			ξ (%)	η	Espectro de Capacidade (SDOF)		Curva de Capacidade (MDOF)	
					Sd (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	d (m)	Vt (kN)
12B	Uniforme	Long.	10.93	0.79	0.12	1.63	0.12	16 241
		Trans.	-	-	-	-	-	-
	1º Modo	Long.	12.19	0.76	0.12	1.45	0.12	14 410
		Trans.	-	-	-	-	-	-
24B	Uniforme	Long.	5.00	1.00	0.04	0.68	0.04	6 789
		Trans.	5.00	1.00	0.03	0.69	0.03	6 882
	1º Modo	Long.	5.00	1.00	0.04	0.60	0.04	6 011
		Trans.	5.00	1.00	0.02	0.94	0.02	9 347

## Anexo D – Cálculo dos Factores de Modificação, $C_0$ , $C_2$ , $C_m$

Tabela D.1 – Valores para o Factor de Modificação  $C_0$ <sup>1</sup>

Número de Pisos	<i>Shear Buildings</i> <sup>2</sup>		<i>Outros Edifícios</i>
	Distribuição Triangular de Cargas	Distribuição Uniforme de Cargas	Qualquer Distribuição de Cargas
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Tabela D.2 – Valores para o Factor de Modificação  $C_2$ <sup>1</sup>

Nível de Desempenho Estrutural	$T \leq 0.1 s$		$T \leq T_s s$	
	Tipo de Estrutura 1 <sup>3</sup>	Tipo de Estrutura 2 <sup>4</sup>	Tipo de Estrutura 1 <sup>3</sup>	Tipo de Estrutura 2 <sup>4</sup>
Ocupação Imediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Salvaguarda de Vidas	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevenção de Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

<sup>1</sup> Deve-se utilizar interpolação linear para o cálculo dos valores intermédios;

<sup>2</sup> Edifícios onde, para todos os pisos, o valor da deriva entre pisos aumenta.

<sup>3</sup> Estruturas onde mais de 30% da força basal em cada piso é resistida por uma combinação dos seguintes elementos: vigas comuns, alvenaria não reforçada, paredes, pilares, alvenaria armada, entre outros;

<sup>4</sup> Aplica-se aos casos não abrangidos pelo Tipo de Estrutura 1.

Tabela D.3 – Valores para o Factor de Modificação  $C_m$ <sup>5</sup>

Número de Pisos	Pórtico de Betão	Estrutura Parede em Betão	Pilares de Betão	Pórtico de Aço	Pórtico de aço com contraventamento centrado	Pórtico de aço com contraventamento excêntrico	Outro
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 +	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

---

<sup>5</sup>  $C_m$  deve tomado igual a 1.0 se o período fundamental,  $T$ , for maior que 1.0 seg.

# Anexo E – Construção das Leis de Comportamento das Secções Transversais

## Relações constitutivas dos materiais

As relações constitutivas utilizadas neste trabalho baseiam-se nas recomendações referidas no Eurocódigo 2 [ECS, 2004] especificamente para a aplicação em análises não lineares. Esta decisão vai ao encontro dos objectivos definidos no início, uma vez que permite a aplicação dos conceitos necessários à análise não linear e da interpretação dos resultados tendo em atenção as recomendações presentes nos Eurocódigos, recomendações que em breve deverão constituir a regulamentação em Portugal.

### Betão

Foi considerado que a resistência do betão à tracção é nula e que o seu comportamento reológico segue uma função semelhante à apresentada na Figura E.1.

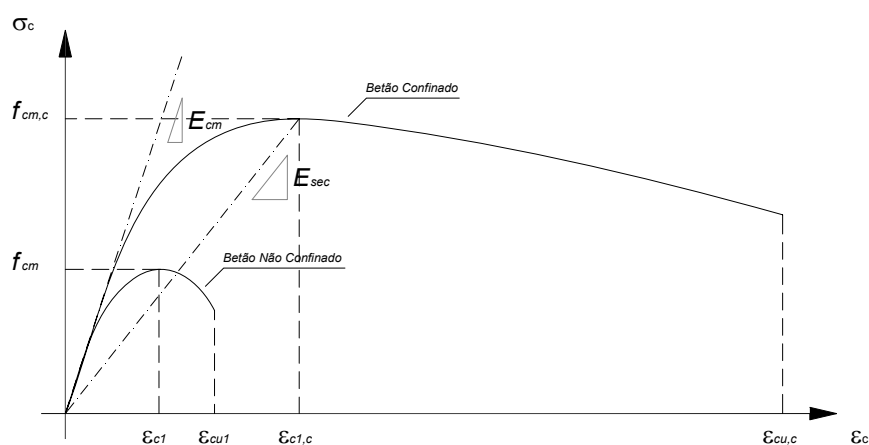


Figura E.1 – Relação Constitutiva do betão confinado e não confinado, adaptado de EC8-2, Anexo E [ECS, 2005]

De seguida estão representadas genericamente as relações constitutivas utilizadas nos modelos de cálculo, bem como os valores considerados para cada parâmetro.

Tabela E.1 – Tabela resumo das propriedades de cada classe de betão (adaptado do EC2 [ECS, 2004])

	Designação EC2						Expressão Analítica
	C15/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	
	Designação correspondente no REBAP						
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	
$f_{cm}$	24	28	33	38	43	48	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50 / C60$ (E.1)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) (E.2)
$E_{cm}$ (GPa)	29	30	31	32	34	35	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (E.3) ( $f_{cm}$ em MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	$\epsilon_{c1}(\text{‰}) = -0,7f_{cm}^{0,31}$ (E.4)
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	-3,5						$\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = -2,8 - 27[(98 - f_{cm})/100]^4$ (E.5)

Em relação ao betão não confinado, a relação constitutiva relativa a análises não lineares definida no Eurocódigo 2 [Virtuoso, 1998] segue as equações apresentadas de seguida, válidas entre  $0 > \epsilon_c > \epsilon_{cu1}$ .

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (E.6)$$

$$E_{ct} = \frac{d\sigma_c}{d\epsilon_c} = \frac{d\sigma_c}{d\eta} \frac{d\eta}{d\epsilon_c} = \frac{k - 2\eta - (k-2)\eta^2}{[1 + (k-2)\eta]^2} \frac{f_c}{\epsilon_{c1}} \quad (E.7)$$

$$k = E_{co} \frac{\epsilon_{c1}}{f_c} (\geq 0) \quad (E.8)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} (\geq 0) \quad (E.9)$$

$$E_{co} = 1,1E_{cm} \quad (E.10)$$

$\sigma_c$  – tensão no betão (kN/m<sup>2</sup>);

$f_{cm}$  – valor médio da tensão de rotura por compressão do betão (kN/m<sup>2</sup>);

$E_{ct}$  – módulo de elasticidade tangente do betão (kN/m<sup>2</sup>);

$\epsilon_c$  – extensão no betão;

$E_{cm}$  – módulo de elasticidade do betão secante para  $f_{cm}$  (kN/m<sup>2</sup>);

$E_{co}$  – módulo de elasticidade tangente do betão para  $\epsilon_c = 0$  (kN/m<sup>2</sup>).

As recomendações utilizadas para a determinação das características do betão confinado estão presentes no Eurocódigo 8 – Parte 2 – Anexo E (Informativo) e apresentam-se de seguida.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\eta r}{r - 1 + \eta r} \quad (E.11)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (E.12)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.13)$$

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (E.14)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 \quad (E.15)$$

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (E.16)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (E.17)$$

$\rho_s = \rho_w$  , para estribos circulares ou cintas helicoidais

$\rho_s = 2 \times \rho_w$  , para estribos ortogonais

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$  , onde  $\varepsilon_{um}$  corresponde ao valor médio de extensão do aço para a força máxima.

- para estribos circulares ou cintas helicoidais:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.18)$$

- para cintas ortogonais e/ou rectangulares:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.19)$$

O valor da tensão efectiva de confinamento,  $\sigma_e$ , é definido para as duas direcções principais da secção e caso tenham valores diferentes,  $\sigma_{e2}$  e  $\sigma_{e3}$ , pode-se considerar que  $\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e2} \sigma_{e3}}$ .

Os valores de  $\rho_w$  e de  $\alpha$  correspondem, respectivamente, à taxa de armadura de confinamento, definida na Parte 2 do Eurocódigo 8 e ao factor de confinamento efectivo, presente na Parte 1 do Eurocódigo 8.



## Aço

Quanto ao comportamento do aço, foi tomado um comportamento ilustrado de seguida (Figura E.2) e os valores médios adoptados são provenientes de [Virtuoso, 1998].

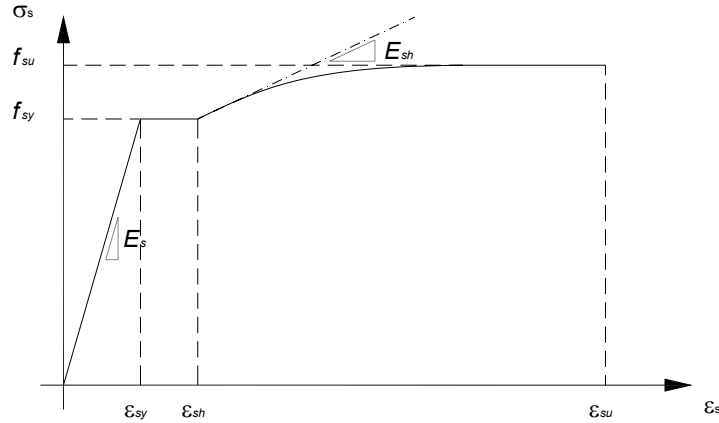


Figura E.2 – Relação Constitutiva de armaduras ordinárias considerando o endurecimento, adaptado de [Virtuoso, 1998]

As equações para o cálculo da lei de comportamento apresentam-se de seguida:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{sy}, \text{ se } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \quad (\text{E.20})$$

$$\sigma_s = f_{sy}, \text{ se } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < \varepsilon_h \quad (\text{E.21})$$

$$\sigma_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p, \text{ se } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < \varepsilon_h \quad (\text{E.22})$$

$$\text{com } p = E_{sh} \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})}{(f_{su} - f_{sy})} \quad (\text{E.23})$$

$\sigma_s$  – tensão no aço (kN/m<sup>2</sup>);

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>);

$E_{sh}$  – módulo de elasticidade do aço no troço de endurecimento (kN/m<sup>2</sup>);

$\varepsilon_c$  – extensão no aço;

$\varepsilon_y$  – extensão de cedência do aço;

$f_{sy}$  – valor da tensão correspondente à cedência do aço (kN/m<sup>2</sup>);

$f_{su}$  – valor da tensão correspondente à rotura do aço (kN/m<sup>2</sup>);

Para a zona de endurecimento ( $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sh}$ ) o módulo de elasticidade tangente é dado pela expressão (E.31).

$$E_{st} = \frac{d\sigma_s}{d\varepsilon_s} = p(f_{su} - f_{sy}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^{p-1} \frac{1}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (\text{E.24})$$

Tabela E.2 – Valores médios e característicos das propriedades dos varões TEMPCORE [Virtuoso, 1998]

Propriedade	Valores médios		Valores característicos	
	A400	A500	A400	A500
$f_{sy}$ [MPa]	496	585	457	535
$f_{su}$ [MPa]	598	680	565	633
$\epsilon_{su}$ [‰]	118	94	90	71
$\epsilon_{sh}$ [‰]	22	14	-	-
$E_{sh}$ [MPa]	3005	3510	-	-

De notar que os parâmetros apresentados correspondem aos valores médios e característicos de uma tipologia de varões (TEMCORE) e que os seus valores são muito superiores aos admitidos nas leis de comportamento regulamentares, no entanto, são melhor representativos das propriedades reais médias, adequadas à avaliação de desempenho.

### **Equações de compatibilidade**

A hipótese de Bernoulli permite obter a deformação de qualquer fibra da secção, em função de apenas dois parâmetros:

$$\epsilon(y) = \epsilon_g + \chi y \quad (E.25)$$

$\epsilon_g$  – extensão no centro de massa

$\chi$  – curvatura da secção (1/m);

$y$  – distância ao eixo de referência paralelo ao eixo de rotação da secção (m).

### **Equações de Equilíbrio**

As equações de equilíbrio permitem estabelecer a relação entre os esforços aplicados na secção e as tensões/deformações por ele originadas na secção. Genericamente, apresentam-se as equações de equilíbrio para uma secção de betão armado.

$$N = \int_A \sigma dA \quad (E.26)$$

$$M = \int_A \sigma y dA \quad (E.27)$$

$N$  – esforço normal ou esforço axial (kN);

$\sigma$  – tensão (kN/m<sup>2</sup>);

$A$  – área de betão (m<sup>2</sup>);

$M$  – momento-flector (kNm);

$y$  – distância ao eixo de referência paralelo ao eixo de rotação da secção (m).

Decompondo as parcelas de esforços provenientes de cada tipo de material,

$$N = N_c + N_s \quad (E.28)$$

$$M = M_c + M_s \quad (E.29)$$

$N_c$  – parcela de esforço normal relativo ao betão (kN);

$N_s$  – parcela de esforço normal relativo à armadura (kN);

$M_c$  – parcela de momento flector relativo ao betão (kNm);

$M_s$  – parcela de momento flector relativo à armadura (kNm);

, onde o índice  $c$  corresponde ao betão,  $s$  corresponde ao aço e  $p$  corresponde ao aço de pré-esforço;

$$N_c = \int_{A_c} \sigma_c dA \quad (E.30)$$

$$M_c = \int_{A_c} \sigma_c y dA \quad (E.31)$$

$\sigma_c$  – tensão no betão (kN/m<sup>2</sup>);

$$N_s = \sum_{i=1}^n A_s^i \sigma_s^i \quad (E.32)$$

$$M_s = \sum_{i=1}^n A_s^i \sigma_s^i y_s^i \quad (E.33)$$

$\sigma_s^i$  – tensão na armadura correspondente à camada  $i$  (kN/m<sup>2</sup>);

$y_s^i$  – posição da armadura correspondente à camada  $i$  em relação ao eixo de referência paralelo ao eixo de rotação da secção (m);

, onde o índice  $n$  define o número de camadas de armadura ordinária e  $A_s^i$  é igual à área de aço na camada  $i$ .