

ANÁLISE SÍSMICA DE PONTES CONTEMPLANDO A ACÇÃO SÍSMICA ASSÍNCRONA

DANIEL HENRIQUE AMARAL DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A ti

A perfeição técnica de uma obra de Engenharia tem sempre reflexo na sua qualidade estética. A simplicidade e a justeza com que foi concebida comandam o grau de emoção que desperta naqueles que a contemplam.

Edgar Cardoso

AGRADECIMENTOS

A conclusão de um capítulo vivencial, marco indubitável da formação pessoal e técnica de todos nós, proporcionou no presente trabalho uma realidade fugaz e passageira de preparação para uma nova rotina diária e um padrão de responsabilidade e maturidade exigíveis. Para tal ser atingido, muito contribuiu o sucesso de outros aos quais fui buscar os conhecimentos que me permitiram levar a bom termo o trabalho a que me propus.

Assim, gostaria de deixar uma palavra de apreço a todos aqueles que, indirecta ou directamente, deixaram um pouco do seu Eu no Meu, contribuindo mesmo que de uma forma pouco notória para definir e pautar muitas das reacções e atitudes que acabei por tomar.

A escolha de um futuro passa, muitas vezes pelos nossos próprios sonhos e pelas convicções daqueles que nos são mais próximos, que acabam por nos influenciar na escolha de um trajecto que permita concretizar os nossos propósitos mais íntimos, ou apenas a realizar-nos, de forma pessoal e profissional. Para tal, deixo um agradecimento especial ao meu avô, hábil engenheiro civil, o qual de uma forma indirecta moldou a minha escolha.

Aos meus pais, irmã, avó e tio que ao longo de todos estes anos compactuaram, de forma mais do que positiva, com os meus anseios de conhecimento, de vivências e experimentalismo, que me permitiram ver o mundo de uma forma bastante diferente, sempre com as justas ressalvas e conselhos.

Aos meus avós, que sempre foram um exemplo de postura e sensatez, dotados de uma experiência de vida notável e portadores de um conhecimento, quer teórico quer vivencial, excepcional.

A todos aqueles que partilharam os bons e os maus momentos vividos, os sucessos e os infortúnios, todos os pequenos buracos da estrada que percorremos, um enorme obrigado.

Ao Filipe Alpuim, Tiago Flores, Foz Côa, Gonçalo Duarte, Mafalda Guimarães, Diogo Gigante, Zé's, Alexandre, Pedro Rui, Pedro Cunha, Chico, Saavedra, Bruno Pereira, Bruno Lopes, Irina Marques, Pedro Cardoso, Pedro Martins, Ana Isabel Queiroga, Isabel Lisboa, Nuno Freire e Alice Belchior, entre outros, cuja amizade e camaradagem foi sendo fomentada ao longo destes anos, os quais para sempre terão um lugar especial na minha vida.

Ao Professor Doutor Nelson Vila Pouca, pelo método e forma como me orientou ao longo do presente trabalho, pela participação e pela amizade demonstrada ao longo deste percurso, ao professor Xavier Romão, pela inigualável disponibilidade com que me recebeu sempre que o inquiri sobre alguma dificuldade e ao professor Miguel Castro, exímio comunicador, cuja ajuda foi sem dúvida importante para a resolução de algumas das dificuldades encontradas na utilização do programa SeismoStruct. A todos um respeitoso muito obrigado.

Aos amigos, conhecidos e afins, que me acompanham para além dos tempos, e principalmente à família, deixo um emocionado obrigado.

câm on!!

RESUMO

Tendo a presente dissertação como objectivo a realização do estudo da resposta sísmica da ponte de Talübergang Warth através de uma análise dinâmica não linear, envolvendo a acção sísmica assíncrona, iniciou-se o seu estudo pela introdução e contextualização dos elementos teóricos considerados necessários para uma compreensão dos aspectos abordados posteriormente. Tal estado de arte, escrito com o intuito de proporcionar uma leitura sucinta descreve o funcionamento do modelo de fibras, base do modelo de análise não linear dinâmico utilizado, assim como introduz as leis constitutivas dos materiais a serem simulados.

Seguidamente são introduzidos os princípios gerais constantes no Eurocódigo 8 para uma análise dinâmica, sendo introduzido o conceito de variabilidade espacial, modelo simplificado presente no EC8 que permitir efectuar uma análise assíncrona de forma célere, a qual torna a ser abordada no último capítulo, com a aplicação à ponte de Talübergang Warth.

Após realizar-se uma abordagem de cariz essencialmente teórico, iniciou-se o caso de estudo propriamente dito, com a descrição das suas características geométricas tais como localização, dimensões e secções dos seus pilares e tabuleiro. Realizou-se com base em estudos anteriormente publicados a verificação do modelo linear utilizado, simulando apenas dois pilares e recorrendo a resultados de ensaios pseudodinâmicos, que por comparação com os resultados obtidos através do modelo numérico validaram a sua utilização. Procedeu-se posteriormente à modelação de toda a ponte de Talübergang Warth, apresentando o modo, método e considerações tomadas para tal.

Por fim analisaram-se e discutiram-se os resultados obtidos através dos modelos numéricos. Durante a interpretação dos resultados, foi visível que apesar das respostas obtidas através dos modelos numéricos utilizados se encontrarem bastante próximas das respostas encontradas em trabalhos anteriores, a degradação de rigidez sofrida pela estrutura é bastante superior à expectável, tendo como consequência um maior amortecimento histerético do que o real. A diferença de deslocamentos máximos, no topo de cada pilar para o estudo assíncrono e para o estudo síncrono (utilizando o acelerograma de um dos pilares) são diminutas, facto comprovado pelos valores encontrados utilizando o modelo simplificado preconizado no EC8 cujas diferenças de resultados entre ambas as análises demonstraram-se diminutas.

PALAVRAS-CHAVE: assíncrono, síncrono, não linear dinâmico, modelo de fibras, variabilidade espacial.

ABSTRACT

The present dissertation is centered on the non linear dynamic analysis of the Talübergang Warth Bridge; to that effect, one starts off by introducing and contextualizing the theoretical elements which are deemed necessary to understand the subsequent considerations. Such body of knowledge, written with the aim of providing a succinct presentation, describes the workings of the fiber model - which is the basis of the non linear dynamic model of analysis - as well as the constitutive laws from the simulated materials.

Following the theoretical framework, the general regulations for dynamic analyses featured in Eurocode 8 are presented, thereby introducing the concept of spatial variability; this is a simplified model described in EC8 which allows doing an asynchronous analysis in swift fashion, and it's applied specifically to the Talübergang Warth in the last chapter of the dissertation. Having fulfilled the theoretical approach, the paper shifts focus to the specific case study; the matching section of the dissertation beings with a detailed description of the bridge, including its geometrical features, location, size and the sections of both the piers and bridge deck.

Drawing from previously published research, one proceeded to verify the chosen linear model by doing a simulation over two piers and using the results from pseudo dynamic tests, which by comparison to the results obtained from the numeric model have validated its appliance. Subsequently, one has engaged a full modelling comprising the whole Talübergang Warth Bridge, while describing the used mode, method as well as all additional considerations.

Finally, the results obtained from the numeric models were analyzed and discussed. While interpreting such results, it was observed that even though the results closely matched those provided in previous papers, there was a higher than expected loss of stiffness in the structure, thus suggesting an hysteretic damping that surpasses the actual values. The differences in maximum displacements in the top of each pier are negligible, both in synchronous and asynchronous studies (using one of the piers acelerogram); this is reasoned from the fact that there are few differences in the values found in both analyses using the EC8 simplified model.

KEYWORDS: synchronous, asynchronous, dynamic non linearity, fiber model, spacial variability

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
 2. Análise não linear dinâmica de pontes	 3
2.1. SUMÁRIO	3
2.2. MODELOS DE ANÁLISE	3
2.2.1. MODELO DE FIBRAS	3
2.2.1.1. INTRODUÇÃO	3
2.2.1.2. MODELO DE FIBRAS	4
2.2.1.3. EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE	7
2.2.1.4. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO	7
2.2.1.5. MODELO CONSTITUTIVO DO BETÃO	8
2.2.1.6. MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO	10
2.2.2. MODELO DE RÓTULA CONCENTRADA	11
2.2.2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2.2.2. MODELO DE RÓTULA CONCENTRADA	12
2.3. PONTES SUJEITAS A ACÇÕES SÍSMICAS	13
2.3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	13
2.3.2. INTRODUÇÃO	15
2.3.3. ACÇÕES SÍSMICAS SÍNCRONAS E ASSÍNCRONAS	16
2.4. MODELO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	17
2.4.1. ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SEISMOSTRUCT	17
2.4.2. MODELO DO COMPORTAMENTO DO BETÃO	19
2.4.3. MODELO DO COMPORTAMENTO DO AÇO	28

2.4.4. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	31
---	----

3. Aspectos fundamentais do Eurocódigo 8 na análise sísmica assíncrona de Pontes

3.1. SUMÁRIO.....	33
3.2. OBJECTIVOS E REGRAS GERAIS DO EC8	33
3.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES SÍSMICAS.....	35
3.3.1. INFLUÊNCIA DO SOLO.....	35
3.3.2. FACTOR DE IMPORTÂNCIA γ_I	36
3.3.3. ESPECTRO DE RESPOSTA	37
3.4. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA ATENDENDO AOS FACTORES PRECONIZADOS NO EC8	41

4. Introdução e modelação do Caso de Estudo

4.1. SUMÁRIO.....	47
4.2. PONTE DE TALÜBERGANG WARTH.....	47
4.3. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL PRELIMINAR DO MODELO DE ANÁLISE NÃO LINEAR	54
4.3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	54
4.3.2. PILAR P3 (MODELO REDUZIDO)	55
4.3.3. PILAR P6 (MODELO REDUZIDO)	60
4.3.4. CONCLUSÕES	64
4.4. MODELAÇÃO PARA UMA ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DA PONTE DE TALÜBERGANG WARTH	64
4.4.1. MODELAÇÃO DOS PILARES	64
4.4.1.1. SUMÁRIO	64
4.4.1.2. MODELAÇÃO DOS PILARES.....	66
4.4.2. MODELAÇÃO DA PONTE.....	72
4.4.2.1. ASPECTOS GERAIS DO MODELO DA PONTE	72
4.4.2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO – MODOS DE VIBRAÇÃO	75
4.4.3. PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA E DEFINIÇÃO DOS ACELEROGRAMAS	75
4.4.4. DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE AMORTECIMENTO PRESENTES NA ANÁLISE.....	79
4.4.4.1. AMORTECIMENTO HISTERÉTICO.....	79
4.4.4.2. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH	79

5. Análise não linear dinâmica do Caso de Estudo	87
5.1. SUMÁRIO	87
5.2. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA ASSÍNCRONA	87
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	87
5.2.2. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE	88
5.2.3. SISMO NOMINAL	95
5.2.4. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE	102
5.3. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA SÍNCRONA	109
5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	109
5.3.2. ACELEROGRAMA ACTUANTE DO PILAR P3	110
5.3.2.1. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE	110
5.3.2.2. SISMO NOMINAL	114
5.3.2.3. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE	118
5.3.3. ACELEROGRAMA ACTUANTE NO PILAR P6	121
5.3.3.1. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE	121
5.3.3.2. SISMO NOMINAL	124
5.3.3.3. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE	127
5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	130
5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	130
5.4.3. MÁXIMAS EXIGÊNCIAS EM “DRIFT”	131
5.4.3. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE	135
5.4.2. MOMENTO NA BASE VS DESLOCAMENTO DOS PILARES P3 E P6	138
5.4.4. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS APRESENTADOS	142
6. Análise assíncrona com base no EC8	143
6.1. INTRODUÇÃO	143
6.2. MODELO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ASSÍNCRONA	145
7. Conclusões	151
7.1. CONCLUSÕES GERAIS	151
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	155
8. Bibliografia	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elemento de Fibra: Subdivisão da secção em fibras (adaptado de Fabio F. Taucer, 1991)	5
Figura 2.2 – Generalização do método de fibras: Secção, elementos discretos e curvatura (adaptado de Humberto Varum 2003)	6
Figura 2.3 – Modelo de Fibras: Deformação da Secção Transversal (adaptado de Miranda Guedes, 1997)	8
Figura 2.4 – Modelo constitutivo do betão para carregamentos axiais: betão sob compressão e tracção, considerando os efeitos do confinamento e dos carregamentos cíclicos (adaptado de Humberto Varum, 2003)	9
Figura 2.5 – Modelo constitutivo uniaxial do aço (adaptado de Miranda Guedes, 1997)	11
Figura 2.6 – Exemplo de uma barra com associação de três elementos, e seus sentidos de rotação e deslocamento	12
Figura 2.7 – Modelo de comportamento do betão, para carregamentos monotónicos proposto por Mander (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)	20
Figura 2.8 – Curva de descarga do betão proposta por Mander et al (1988) (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)	22
Figura 2.9 – Deterioração da resistência à tracção do betão (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)	23
Figura 2.10 – Curvas de recarga do betão (retirado de Diogo Coutinho, 2008)	24
Figura 2.11 – Características principais do diagrama de tensões-extensões do aço	28
Figura 2.12 – Modelo de comportamento histerético do aço de Menegotto-Pinto	30
Figura 3.1 – Zonamento Sísmico Austríaco	38
Figura 3.2 – Risco de ocorrência de fenómenos sísmicos	38
Figura 3.3 – Isolinhas da aceleração sísmica ao longo do território, a_h em m/s^2	39
Figura 3.4 – Forma genérica do espectro de resposta elástico	41
Figura 3.5 – Conjunto A de deslocamentos impostos de acordo com a abordagem simplificada presente no EC8	42
Figura 3.6 – Conjunto B de deslocamentos impostos de acordo com a abordagem simplificada presente no EC8	42
Figura 4.1 – Vistas gerais da ponte de Talübergang Warth	48
Figura 4.2 – Geometria e secção transversal da ponte de Talübergang Warth (Vila Pouca, 2001)	49
Figura 4.3 – Geometria dos pilares e sua nomenclatura	50
Figura 4.4 – a) Posição das Armaduras longitudinais b) Armaduras transversais	51
Figura 4.5 – Vista geral e identificação das zonas de armadura do pilar P3 (retirado de Vila Pouca 2001)	55

Figura 4.6 – Detalhe das armaduras nas secções transversais A-A e B-B do Pilar P3 (modelo reduzido) (retirado de Vila Pouca, 2001)	56
Figura 4.7 – Diferentes abordagens à modelação do pilar P3.....	57
Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais prescritos no topo do pilar P3 (modelo reduzido).....	57
Figura 4.9 – Resposta cíclica numérica do pilar P3 (modelo reduzido) vs Modelo de Dano.....	58
Figura 4.10 – Resposta cíclica numérica do pilar P3 (modelo reduzido) vs Resultados Experimentais	59
Figura 4.11 – Vista geral e identificação das zonas de armadura do pilar P6 (retirado de Vila Pouca 2001)	60
Figura 4.12 – Detalhe das armaduras na secção transversal A-A do Pilar P6 (modelo reduzido) (retirado de Vila Pouca, 2001)	61
Figura 4.13 – Diferentes abordagens à modelação do pilar P6.....	62
Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais prescritos no topo do pilar P6 (modelo reduzido).	62
Figura 4.15 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido) Vs Modelo de Dano	63
Figura 4.16 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido) Vs Resultados Experimentais	63
Figura 4.17 – Exemplo das diferentes abordagens à modelação do pilar P1.....	66
Figura 4.18 – Resposta cíclica do pilar P1	68
Figura 4.19 – Resposta cíclica do pilar P2	69
Figura 4.20 – Resposta cíclica do pilar P3	69
Figura 4.21 – Resposta cíclica do pilar P4	70
Figura 4.22 – Resposta cíclica do pilar P5	70
Figura 4.23 – Resposta cíclica do pilar P6	71
Figura 4.24 – Altura considerada na discretização dos Pilares	72
Figura 4.25 – Modelo da estrutura com solução não linear total	74
Figura 4.26 – Modelo da estrutura com solução não linear parcial	74
Figura 4.27 – Acelerogramas dos diferentes pilares.	76
Figura 4.28 – Resposta estacionária inelástica de um oscilador de um grau de liberdade, utilizando uma histerese de Takeda ligeiramente alterada (retirado de Nigel Priestley et al.).	81
Figura 4.29 – Resposta de um oscilador de um grau de liberdade a uma aceleração sísmica	82
Figura 4.30 – Dimensões dos pilares para uma análise estática e dinâmica (adaptado de Nigel Priestley et al)	82
Figura 4.31 – Simulação estática utilizando o SeismoStruct	83
Figura 4.32 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	84
Figura 4.31 – Amortecimento de Rayleigh	85

Figura 5.1 – Historia dos deslocamentos Horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares	88
Figura 5.2 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares	92
Figura 5.3 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares	95
Figura 5.4 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear total dos pilares	99
Figura 5.5 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares	102
Figura 5.6 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares	106
Figura 5.7 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade)	111
Figura 5.8 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal)	115
Figura 5.9 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P3)	118
Figura 5.10 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade P6)	121
Figura 5.11 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal P6)	124
Figura 5.12 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P6)	127
Figura 5.13 – Determinação do início da cedência	131
Figura 5.14 – Máximas exigências em “drift” para os diferentes tipos de modelação e intensidades sísmicas	133
Figura 5.15 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P3	134
Figura 5.16 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P6	135
Figura 5.17 – Exigência de ductilidade para os diferentes tipos de modelação e intensidades sísmicas	137
Figura 5.18 – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P3, para o sismo de elevada intensidade	138
Figura 5.19 – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P6, para o sismo de elevada intensidade	140
Figura 6.1 – Espectro de resposta	144
Figura 6.2 – Acelerograma gerado com base no espectro de resposta	145
Figura 6.3 – Historia de deslocamentos do topo dos pilares para a acção sísmica considerada	146

Figura 6.4 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, considerando ou não a variabilidade espacial	149
Figura 6.5 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, com base nos valores calculados no capítulo 5 (estudo assíncrono) vs modelo simplificado.	150
Figura 7.1 – Deslocamentos máximos dos pilares atendendo as diferentes análises realizadas	152
Figura 7.2 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P3	152
Figura 7.3 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P6	153
Figura 7.4 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, considerando ou não a variabilidade espacial	154
Figura 7.5 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, com base nos valores calculados no capítulo 5 (estudo assíncrono) vs modelo simplificado	154

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Tipos de solos	36
Quadro 3.2 – Classes de importância.....	37
Tabela 3.3 – Acelerações efectivas ao nível do solo, a_h	39
Tabela 3.4 – Limite de desenvolvimento para a consideração da variabilidade espacial, em função do tipo de solo	42
Tabela 4.1 – Dimensões dos pilares e respectiva fundação	50
Tabela 4.2 – Armadura longitudinal dividida por regiões	51
Tabela 4.3 – Propriedades do Betão	53
Tabela 4.4 – Propriedades do Aço.....	54
Tabela 4.5 – Carregamento Vertical dos Pilares	54
Tabela 4.6 – Características utilizadas na modelação linear do pilar P3	56
Tabela 4.7 – Características utilizadas na modelação linear do pilar P6	61
Tabela 4.8 – Diferentes abordagens na modelação das regiões de armadura longitudinal dos pilares	65
Tabela 4.9 – Características utilizadas na modelação linear dos pilares	66
Tabela 4.10 – Cargas verticais e histórias de carregamentos cíclicos	67
Tabela 4.11 – Nomenclatura utilizada para as legendas das respostas cíclicas dos pilares	68
Tabela 4.12 – Características utilizadas na modelação linear dos pilares	73
Tabela 4.13 – Características utilizadas na modelação linear dos diferentes troços de Tabuleiro	73
Tabela 4.14 – Valores do carregamento axial dos diferentes pilares no modelo não linear parcial	73
Tabela 4.15 – Valores do carregamento axial dos diferentes pilares no modelo não linear total	73
Tabela 4.16 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal	75
Tabela 4.17 – Parâmetros utilizados no método de Rayleigh para as diferentes modelações	85
Tabela 5.1 – Nomenclaturas utilizadas da descrição dos gráficos	110
Tabela 5.2 – Deslocamentos máximos dos pilares para o sismo de baixa intensidade baseado no acelerograma actuante em P3	114
Tabela 5.3 – Exemplo das Nomenclaturas utilizadas	131
Tabela 5.4 – Máximas exigências em “drift” %	132
Tabela 5.5 – Exigências de ductilidade	136
Tabela 6.1 – Deslocamentos impostos estaticamente na base dos pilares e nos encontros para os tipos de deslocamentos considerados	146

Tabela 6.2 – Deslocamentos máximos em módulo para a aceleração sísmica gerada a partir do espectro de resposta regulamentar, no topo dos pilares 148

Tabela 6.3 – Deslocamentos relativos à base no topo dos pilares para os tipos de deslocamentos considerados 148

Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos no topo dos pilares para a combinação quadrática 149

1

Introdução

1.1. ASPECTOS GERAIS

A previsão da ocorrência de eventos sísmicos encontra-se, no presente, ainda extremamente incipiente, sendo o potencial das suas manifestações imenso, quer a nível económico, que ao nível social. Para tal, é necessário prever tal ocorrência, assim como estimar as forças que estarão envolvidas nos eventos sísmicos, possibilitando o dimensionamento de estruturas que possam resistir à catástrofe natural, limitando a perda de vidas humanas e garantindo a operacionalidade das estruturas em que assentam os nossos princípios de vida actuais.

De forma a entrar em consideração com os efeitos descritos, a regulamentação europeia que se encontra prestes a entrar em vigor na área do projecto sismo – resistente, Eurocódigo 8, aborda o tema de uma forma muito específica, tendo como base duas preocupações fundamentais – exigência de não colapso e a exigência de limitação de danos. Para o caso em estudo, define também uma metodologia simplificada de análise assíncrona, a qual deve ser realizada atendendo a determinadas condições, considerando pela primeira vez num regulamento nacional a variabilidade espacial da acção sísmica.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

Na presente tese procurou-se efectuar, por oposição, uma análise não linear dinâmica assíncrona e síncrona, da ponte de Talübergang Warth. Tal oposição permitiu detectar, para o caso em estudo, as diferentes exigências que cada tipo de acção (assíncrona e síncrona) exerce sobre a estrutura. A análise baseou-se quer em resultados obtidos por trabalhos anteriores, quer na modelação não linear da estrutura utilizando o programa de cálculo automático SeismoStruct, recorrendo a um modelo de fibras, o que permitiu calcular os deslocamentos máximos no topo de cada pilar, para uma determinada aceleração sísmica, assim como a história de deslocamentos ao longo do evento sísmico.

Abordou-se também o método simplificado considerado no EC8 para a variabilidade espacial, não tendo sido efectuada uma comparação directa entre os resultados obtidos com aqueles obtidos pelo modelo de fibras pois algumas das considerações tidas como base para a definição da acção sísmica (i.e. a geração dos acelerogramas actuates nos pilares e o tipo de solo em que se encontram), que foram realizadas em estudos anteriores, sendo que as considerações e opções tomadas durante a geração dos respectivos acelerogramas não são conhecidas, inviabilizando uma comparação directa entre modelos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese encontra-se dividida em seis capítulos, sendo o primeiro referente a esta introdução

No capítulo 2 são abordados os aspectos teóricos relacionados com a análise não linear dinâmica de uma ponte contextualizando a temática e apresentando os diferentes modelos de análise, aspectos estes essenciais para a compreensão dos mecanismos e dos métodos envolvidos numa análise não linear dinâmica, assim como forma de tomada de consciência da sua complexidade.

No capítulo 3 aborda-se os princípios básicos do EC8, assim como do método simplificado descrito para uma análise atendendo a variabilidade espacial da acção sísmica.

O capítulo 4 introduz o caso de estudo, ponte de Talübergang Warth, apresentando as suas características geométricas, armaduras das secções transversais e acelerogramas aplicados aos diferentes pilares. Procede-se à validação do modelo utilizado comparando os resultados obtidos com os ensaios pseudodinâmicos efectuados em trabalhos anteriores, e apresenta-se as características e considerações tomadas para a modelação de toda a ponte no programa automático de cálculo.

No capítulo 5 procede-se à análise não linear dinâmica do caso de estudo, para a acção assíncrona e para a acção síncrona e a respectiva análise dos resultados obtidos.

O capítulo 6 concretiza-se a aplicação do modelo simplificado presente no EC8 para a ponte de Talübergang Warth, sendo referidos os valores obtidos no capítulo 5, não a título comparativo mas apenas com índole informativa.

2

Análise não linear dinâmica de Pontes

2.1. SUMÁRIO

No presente capítulo pretende-se abordar, de uma forma maioritariamente generalista, os elementos necessários para se proceder a uma análise não linear dinâmica de uma ponte. Para tal é introduzido em primeiro lugar o modelo de fibras, sendo este a base do programa de cálculo automático Seismostruct utilizado para a análise do caso de estudo, referindo as vantagens e as desvantagens do modelo, assim como o processo de cálculo necessário para a obtenção de resultados.

Em segundo lugar é introduzido o modelo de rótula concentrada, sendo a sua abordagem contextualizada no presente trabalho pela importância que possui na compreensão dos resultados anteriormente encontrados em outros trabalhos dentro do mesmo âmbito permitindo assim efectuar escolhas que possibilitem uma modelação mais correcta e precisa do elemento em estudo.

Após a introdução dos modelos de análise acima referidos e utilizados ao longo desta dissertação torna-se necessário considerar o tipo e origem das acções sísmicas relevantes para a engenharia sísmica, tendo em atenção o tipo de acções sísmicas síncronas e assíncronas, os efeitos que estas exercem sobre as estruturas, bem como as diferentes abordagens necessárias para cada uma delas.

Por fim, são descritos os aspectos fundamentais do funcionamento do programa de cálculo automático Seismostruct descrevendo e dando relevância apenas aos tipos de materiais utilizados na modelação do caso de estudo, sendo a abordagem dos restantes meramente informativa.

2.2. MODELOS DE ANÁLISE

2.2.1. MODELO DE FIBRAS

2.2.1.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos últimos anos, a modelação numérica de estruturas de betão armado tem constituído um tema de grande interesse para a comunidade científica. Devido aos elevados custos associados às experimentações físicas de modelos, constituindo estes como seria expectável a melhor forma de compreender o comportamento de uma estrutura, tornou-se absolutamente necessária uma solução numérica de análise, complementando os ensaios experimentais e servindo de método de calibração e verificação do modelo numérico.

Diferentes tipos de modelos, incorporando cada um uma diferente abordagem ao problema têm sido propostos, variando fundamentalmente no tipo de análise efectuada, do mais local para o mais global,

pretendendo ambos simular os diferentes tipos de elementos estruturais. Nos modelos com características de análise mais locais, a cada material é associado uma diferente malha e um diferente modelo constitutivo sendo que a interligação entre as diferentes malhas do modelo é efectuada por elementos de ligação, que pretendem simular e caracterizar as diferentes propriedades das interfaces entre os diferentes materiais. Nos modelos mais globais, o comportamento estrutural é representado por uma lei global, que integra o comportamento estrutural dos diferentes materiais.

O modelo de fibras encontra-se, portanto, entre as formulações locais e globais. Considera-se a estrutura dividida em elementos geométricos lineares tridimensionais que, por sua vez, se encontram subdivididos em elementos longitudinais chamados fibras, elementos estes que criam uma malha na secção transversal do elemento tridimensional possuindo apenas esforços axiais e deformações por corte, não existindo forças de interacção entre as diferentes fibras, ocupando cada uma delas uma determinada posição na secção transversal e possuindo o comportamento associado à lei constitutiva do material que representam. O algoritmo numérico calcula a deformação ao nível dos diferentes pontos de Gauss presentes no elemento, sendo a resposta dada pela integração das forças locais calculadas em diferentes pontos, representado portanto diferentes materiais nas suas respectivas posições na secção transversal.

Neste subcapítulo aborda-se, ainda que de uma forma não exaustiva, os princípios fundamentais do método, incluindo as leis constitutivas dos diferentes materiais, tendo em consideração para as leis constitutivas dos materiais os carregamentos cíclicos incontornáveis na análise que se pretende efectuar ao longo desta dissertação.

O conteúdo do presente subcapítulo (funcionamento do modelo de fibras) baseia-se nos elementos e conclusões retiradas, de uma forma parcial, do trabalho de Miranda Guedes (1997), efectuado teoricamente de uma forma bastante mais exaustiva do que se pretende no presente trabalho.

2.2.1.2. MODELO DE FIBRAS

O modelo de Fibras, considerado de entre os modelos de análise não linear de elementos de betão armado como um dos modelos actualmente mais utilizados, pode ser visto como um melhoramento no refinamento do modelo de viga, usando o mesmo tipo de modelação cinemática para o cálculo das deformações longitudinais de um elemento: três rotações e três deslocamentos em cada nó.

A diferença para o modelo tradicional de viga consiste na forma como são calculadas as forças resistentes. Ao invés de se considerar uma lei global constitutiva do elemento ao nível da sua secção transversal, o modelo de fibras calcula as deformadas e as tensões num conjunto de pontos descrevendo uma malha na secção transversal do elemento, sendo este não só dividido em elementos tridimensionais (como o seria numa análise pelo modelo de viga), mas também em fibras, representando estas subdivisões longitudinais dos elementos tridimensionais.

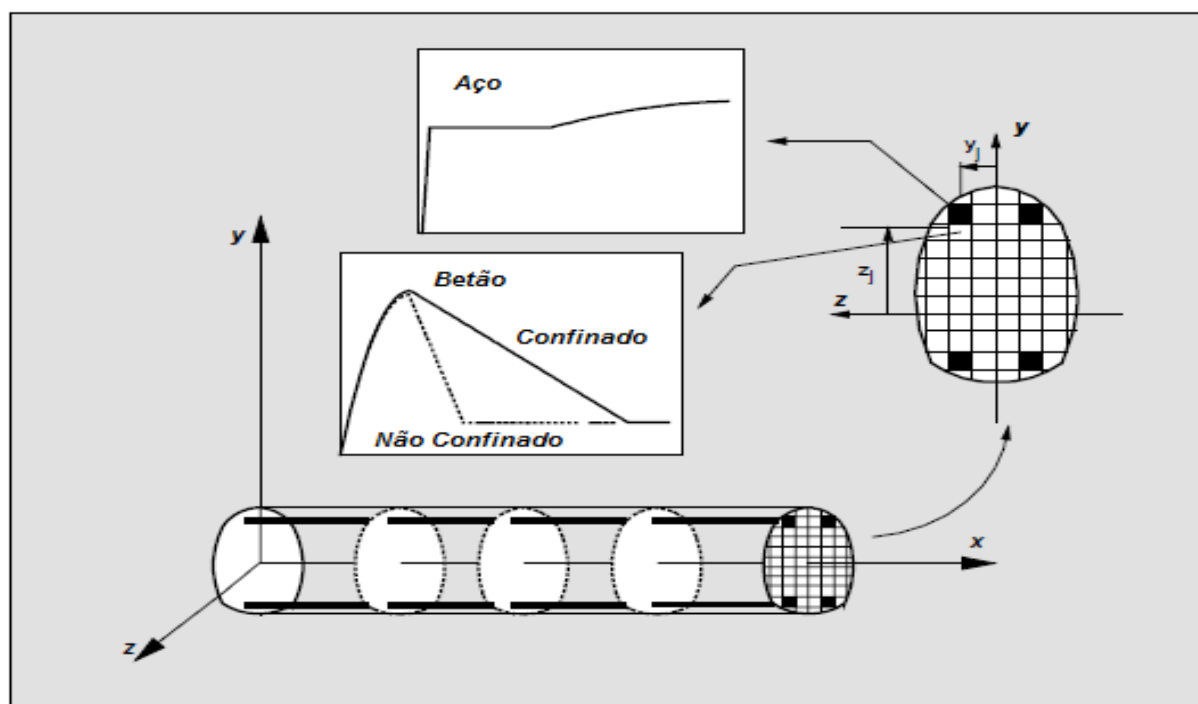


Figura 2.1 – Elemento de Fibra: Subdivisão da secção em fibras (adaptado de Fabio F. Taucer, 1991)

O modelo encontra-se implementado num elemento tridimensional de viga de Timoshenko, podendo portanto serem consideradas as diferentes interações entre os esforços axiais, esforços transversos e os momentos flectores. Cada fibra possui três a quatro nós por elemento na sua secção transversal, com 2x2 pontos de Gauss por nó. Cada elemento tridimensional possui dois nós e seis graus de liberdade por nó. O comportamento do elemento tridimensional é obtido usando um ponto de Gauss por elemento.

Para o seu funcionamento, o modelo de fibras assume as seguintes simplificações:

- A secção mantém-se plana após a deformação;
- A ocorrência e desenvolvimento de fendas no betão sucedem, principalmente, perpendicularmente ao eixo de flexão;
- É expectável que a rotura por corte não suceda, sendo que o efeito das forças de corte na relação entre o momento e a curvatura não é tida em consideração;

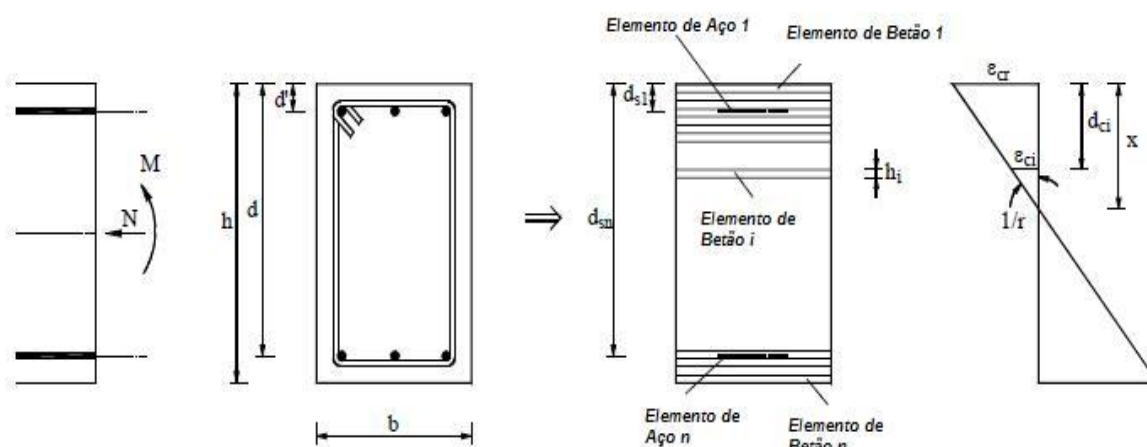


Figura 2.2 – Generalização do método de fibras: Secção, elementos discretos e curvatura (adaptado de Humberto Varum 2003)

O método geral para o cálculo das forças internas ao nível da secção transversal consiste nos seguintes passos:

- i. A secção é dividida num número adequado de elementos, tendo em consideração os diferentes materiais que a constituem (betão confinado, não confinado, armadura), e a posição que estes ocupam, como demonstrado na Figura 2.2;
- ii. Para uma dada curvatura e assumindo uma distribuição linear de esforços, o valor médio, em cada secção é calculado e obtido através das leis constitutivas dos materiais;
- iii. No caso de carregamentos cíclicos, a história dos esforços vs deslocamentos de cada elemento tem de ser tida em conta para se poder proceder ao cálculo da tensão correspondente a um determinado deslocamento, utilizando as leis constitutivas dos materiais para carregamentos cíclicos;
- iv. A força interna total é obtida através do somatório de todas as forças internas presentes na secção
- v. O equilíbrio de forças na secção verifica-se utilizando um processo iterativo, assumindo uma determinada distribuição de esforços e efectuando os passos anteriormente descritos, repetindo as considerações iniciais até ser encontrado o equilíbrio, para um dado momento e um certo carregamento axial.

Em contraponto com as capacidades aliadas a este método, que lhe conferem vantagens em relação a outros métodos de análise, possui a incapacidade de numa análise não linear entrar em consideração com os efeitos de corte. Para tal poderá utilizar-se outros métodos, como por exemplo o modelo de dano, Vila Pouca (2001), que permite definir com maior rigor a distribuição de tensões ao longo do elemento, assim como a posição da rótula plástica, sendo possível representar então os danos expectáveis para o elemento em questão ao longo do seu desenvolvimento (linhas de fendilhação e zonas de concentração de esforços, entre outros).

2.2.1.3. EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE

Dada uma história de carregamentos, o modelo usa a formulação da viga de Timoshenko para calcular os respectivos deslocamentos e rotações em cada nó que se pretenda. Partindo dos valores dos esforços axiais e transversais ao nível dos pontos de Gauss, o modelo efectua o cálculo da deformação e da rotação nesses mesmos pontos pertencentes aos elementos de fibras, utilizando as equações de compatibilidade de deslocamentos. Tal método de cálculo presume que, em cada ponto da secção transversal existam apenas três deslocamentos possíveis, assim como rotações, sendo que a secção se mantém plana mesmo após a sua deformação, podendo existir uma variação do ângulo que esta forma com o seu eixo baricentrico.

Desta forma, as extensões são dados por:

$$(\varepsilon_x)_i = \varepsilon_x - \gamma_i \cdot c_z + Z_i \cdot c_y \quad (2.1)$$

$$(\gamma_{xy})_i = \gamma_{xy} - Z_i \cdot c_x \quad (2.2)$$

$$(\gamma_{xz})_i = \gamma_{xz} + Y_i \cdot c_x \quad (2.3)$$

onde ε_x representa o valor da extensão longitudinal, γ_{xy} e γ_{xz} as distorções nas duas direcções principais da secção. Na Figura 2.3 encontra-se representado, pelos elementos c_x , c_y e c_z , as diferentes curvaturas ao longo do eixo da peça. O empenamento da secção não se encontra, portanto, considerado.

2.2.1.4. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

Conhecendo-se as expressões dos deslocamentos em qualquer ponto i da secção, os valores das tensões normais, σ_x , das tensões de corte $(\tau_{xy})_i$ e $(\tau_{xz})_i$ podem então ser calculadas tendo em consideração as leis constitutivas dos materiais que compõem cada parte da secção. As forças generalizadas são calculadas usando dois pontos de Gauss, atendendo a:

$$\begin{aligned} F_x(x) &= \int_s \sigma_x(x) \, ds \\ F_y(x) &= \int_s \tau_{xy}(x) \, ds \\ F_z(x) &= \int_s \tau_{xz}(x) \, ds \\ M_x(x) &= \int_s (-z \cdot \tau_{xy}(x) + y \cdot \tau_{xz}(x)) \, ds \\ M_y(x) &= \int_s (z \cdot \sigma_x(x)) \, ds \\ M_z(x) &= \int_s (-y \cdot \sigma_x(x)) \, ds \end{aligned} \quad (2.4)$$

Para determinar o equilíbrio de forças é necessário recorrer a formulação de Newmark, para o cálculo dinâmico não linear, a qual não será abordada na presente tese, remetendo um leitor mais interessado para a consulta de artigos da especialidade, os quais descrevem os procedimentos do método.

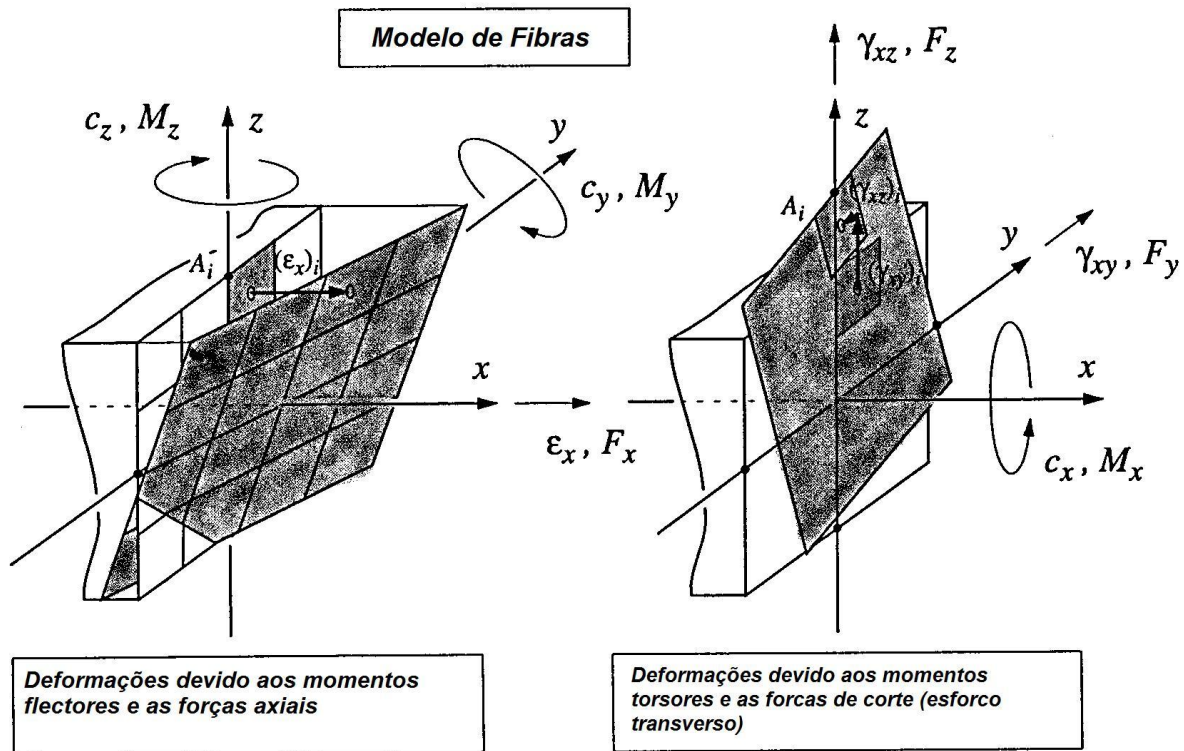


Figura 2.3 – Modelo de Fibras: Deformação da Secção Transversal (adaptado de Miranda Guedes, 1997)

Assim sendo, o comportamento do elemento é definido ao nível das fibras longitudinais seguindo as leis dos materiais que as constituem. A curva de resposta representa o estado da secção transversal ao nível local: a relação momento curvatura reproduz o comportamento das fibras na secção transversal, incorporando o comportamento não linear dos materiais.

2.2.1.5. MODELO CONSTITUTIVO DO BETÃO

A complexidade do modelo de fibras depende da complexidade das leis que regem o comportamento do material a serem simulados. Tipicamente o modelo entra em consideração com as tensões normais, calculando os respectivos deslocamentos, em paralelo com uma análise elástica linear ao corte, enquanto o elemento se encontra na gama de tensões que proporcionam uma resposta nessa fase. Para se poder considerar os efeitos da não linearidade material ao nível do corte na secção é necessário utilizar uma formulação multi-dimensional, para um carregamento monotónico de intensidade crescente, usando o modelo de Mazars, tendo sido obtidos resultados bastante promissores num passado recente.

Quando se procede ao carregamento, com incrementação sucessiva da carga aplicada, diferentes níveis de danos são infligidos ao elemento, desde a micro fissuração até à rotura. Na Figura 2.4 encontra-se representado um diagrama de tensões-deslocamentos de um elemento de betão ao qual é imposto um

deslocamento crescente. Após a primeira fase de carregamento, em que o comportamento da peça é linear, entra-se numa segunda fase, não linear, a qual apresenta uma forte degradação da capacidade resistente devido ao início do processo de fendilhação, que culminara na rotura da peça. A evolução do comportamento pós-pico da curva depende, fundamentalmente, do grau de confinamento do betão, que se encontra reflectido na percentagem de armadura transversal e no espaçamento desta armadura. O efeito do confinamento pode ser então explicado pelo comportamento triaxial do betão. Quando o elemento é comprimido, devido à razão entre a deformação lateral e longitudinal, estabelecida pelo coeficiente de Poisson, o deslocamento transversal da peça comprimida aumenta com o aumentar da força de compressão, sendo que numa fase inicial, o volume do elemento diminui, tendendo depois a aumentar, para valores mais próximo da sua resistência máxima à compressão. Por tal motivo, os deslocamentos laterais assumem particular importância pois, ao aumentarem o volume do elemento, mesmo durante o processo de abertura de fendas, potenciam uma diminuição da sua capacidade resistente. Para se poder minimizar este factor é necessário recorrer à introdução de armadura transversal (cintagem) que, ao impedir o livre deslocamento do betão, cria uma zona de confinamento no seu interior, impondo uma distribuição triaxial dos esforços ao longo da peça.

Este fenómeno, referido como efeito de confinamento, traduz-se no aumento da capacidade resistente do elemento e respectivo aumento da ductilidade que confere à estrutura, sendo na Figura 2.4 bastante visível, quer pela inclinação da recta que precede o maior valor resistente, quer no próprio valor da resistência máxima do betão à compressão e na extensão a que é atingido o valor máximo.

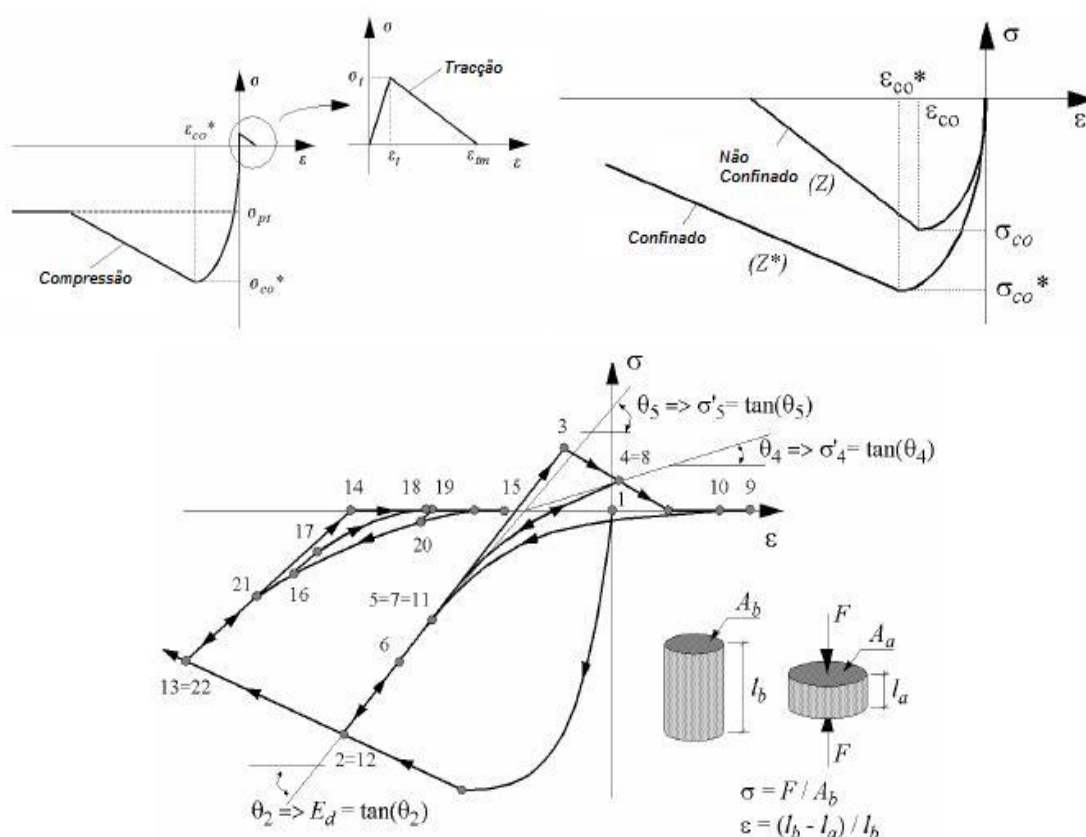


Figura 2.4 – Modelo constitutivo do betão para carregamentos axiais: betão sob compressão e tracção, considerando os efeitos do confinamento e dos carregamentos cíclicos (adaptado de Humberto Varum, 2003)

Os ensaios de tracção em espécimes são de difícil realização sendo adoptados geralmente métodos de análise indirectos, como por exemplo o teste Brasileiro. Todavia, a resistência de um elemento de betão à tracção situa-se normalmente abaixo dos 20% da sua capacidade resistente à compressão. Quando a capacidade máxima à tracção é atingida, o betão fissa e a sua resistência reduz-se subitamente para valores próximos de zero, demonstrando um comportamento não dúctil. Em estruturas de betão armado, um outro fenómeno surge devido a capacidade das partes intactas entre fendas de procederem a uma redistribuição das forças de tracção, fenómeno esse denominado de “*tension-stiffening*”. Quando se formam fendas, parte das forças de tracção são transferidas para o betão que se situa entre as fendas quer pelas armaduras presentes quer pelos mecanismos de formação de tirantes, conferindo ao elemento uma resistência pós fendilhação fictícia. Por tal, uma curva bilinear de tensão-deformação é adoptada (Figura 2.4). Do zero à força máxima de tracção (1º tramo), o modelo apresenta um comportamento linear elástico com um declive igual ao valor do módulo de Young para compressão. O segundo tramo, representa a perda de rigidez devido aos fenómenos de fendilhação já referenciados.

O modelo que pretende representar as características fundamentais do comportamento de um elemento de betão sob carregamentos cíclicos tem em consideração outros efeitos, como a abertura e o fecho de fendas, possuindo apenas uma pequena discrepância entre o experimentado num ensaio real e o modelo numérico. Tal deve-se a que, aquando da abertura de fendas, a mesmas não são regulares na sua extensão e profundidade, sendo que, quando se procede a uma inversão no sentido do carregamento, o seu fecho obriga a um esmagamento do betão nos bordos da fenda, nunca sendo o seu fecho total, característica esta que não se encontra considerado no presente modelo, que considera que o fecho se dá na mesma linha com o corte que a criou, sendo o seu fecho “perfeito”.

2.2.1.6. MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

O modelo constitutivo implementado para representar o comportamento das fibras de aço baseia-se no seu comportamento axial. Para os dois tipos de carregamentos considerados (carregamentos estáticos de valor crescente e carregamentos cíclicos), diferentes considerações são necessárias. Sendo o modelo apoiado em soluções algébricas explícitas de tensão-deformação, formuladas com base em resultados experimentais segundo carregamentos cíclicos por Menegotto e por Pinto (1973) e com base na Figura 2.5 a qual inclui a curva típica para o carregamento estático e para o carregamento cíclico, validas quer para tensões de compressão, quer para tensões de tracção, pode-se caracterizar as diferentes curvas segundo as suas características particulares.

No caso do carregamento estático crescente, o mesmo pode ser caracterizado como linear na sua fase inicial, verificando-se uma proporcionalidade entre as tensões e as extensões, sendo esta proporcionalidade característica do material, traduzida pelo seu módulo de Young. Após se atingir a tensão de pico, ou tensão de cedência, o aço entra em regime plástico, sofrendo deformações crescentes para uma mesma tensão actuante. Durante esse patamar, ocorrem fenómenos de endurecimento os quais aumentam a resistência do elemento, sendo que tal aumento de resistência, para um continuado aumento da deformação conduz à tensão de rotura. O comportamento cíclico e descrito pela formulação proposta por Guiffre e Pinto, e implementada por Menegotto e Pinto. Uma descrição detalhada do funcionamento do modelo pode ser encontrada em Miranda Guedes (1997).

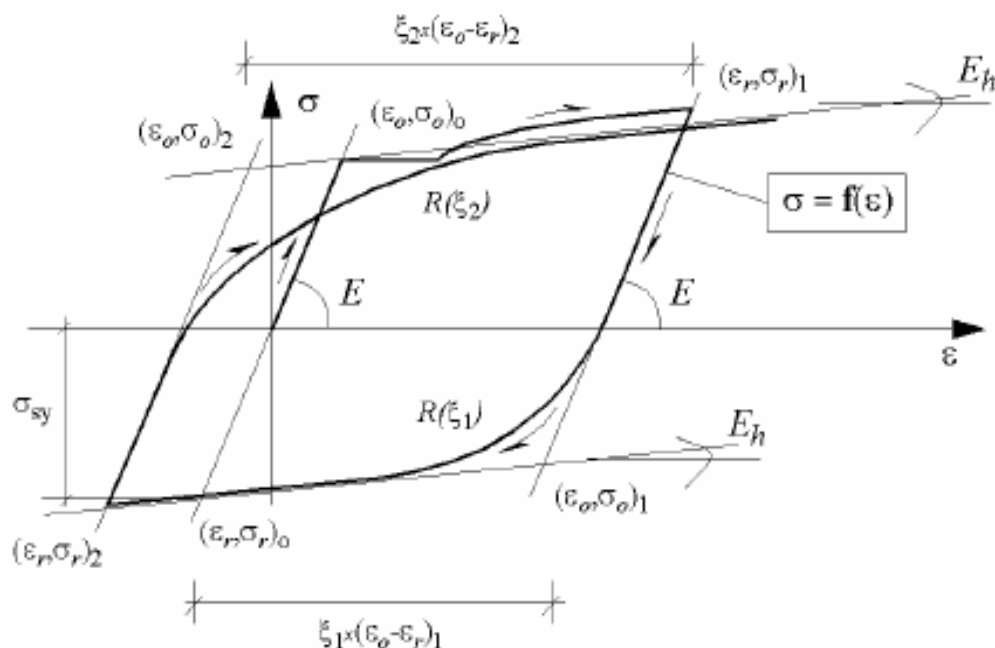


Figura 2.5 – Modelo constitutivo uniaxial do aço (adaptado de Miranda Guedes, 1997)

2.2.2. MODELO DE RÓTULA CONCENTRADA

2.2.2.1. INTRODUÇÃO

Em elementos de betão armado sujeitos predominantemente à flexão, admite-se que as deformações inelásticas encontram-se concentradas junto às extremidades dos elementos, possuindo uma determinada extensão, ao longo da qual fenómenos de comportamento não linear se desenvolvem. O comportamento de um elemento estrutural, aquando da presença de uma acção exterior relevante, é geralmente controlado pela capacidade que a estrutura possui em dissipar a energia nas rótulas plásticas, verificando-se que nas zonas mais críticas, nas quais os limites elásticos são excedidos e a resposta se dá em regime não linear, que estas se encontram normalmente nas extremidades dos elementos. O restante elemento apresenta um comportamento elástico linear, sendo o comportamento da zona inelástica representado por meio de um modelo histerético, encontrando-se a abordagem a este modelo fora do âmbito da presente dissertação, podendo ser encontrado uma abordagem mais completa em Humberto Varum, 1995.

A idealização do elemento estrutural recai na consideração de um macro elemento de barra seccionado em três subelementos, possuindo o central um comportamento elástico linear e os elementos de extremidade um comportamento não linear. A deformabilidade dos elementos em regime inelástico é determinada a partir dos diagramas de momento-curvatura, admitindo uma curvatura constante na zona inelástica, sendo o valor da curvatura na secção media desses subelementos extremos o seu valor considerado.

2.2.2.2. MODELO DE RÓTULA CONCENTRADA

No seguimento da introdução efectuada no ponto anterior, tratando-se de um elemento de estrutura plano, seccionado em três subelementos e considerando-se no seu modelo os deslocamentos como independentes, possui no plano duas rotações em torno de um eixo perpendicular ao plano e dois deslocamentos em cada uma das extremidades, exemplificados pela Figura 2.6 (uma rotação, um deslocamento na direcção axial e um deslocamento na direcção perpendicular a barra, em cada no)

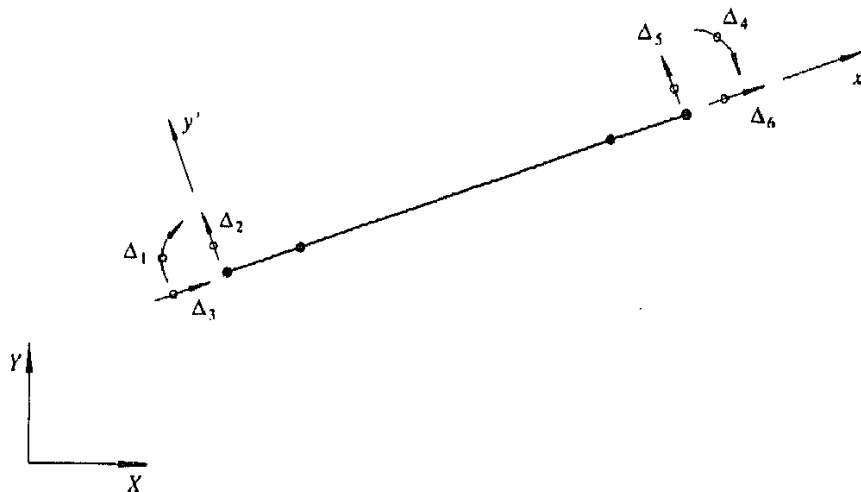


Figura 2.6 – Exemplo de uma barra plana com associação de três elementos, e seus sentidos de rotação e deslocamento

O comprimento dos subelementos externos, que representam o comportamento inelástico que se desenvolve ao longo de uma determinada extensão, designada por comprimentos da rótula plástica, encontrando-se as deformações inelásticas do elemento global concentradas nos seus subelementos extremos, sendo contabilizadas através da deformação da secção média desses elementos, possuindo o restante subelemento apenas um comportamento elástico linear.

No caso de existir fendilhação por aplicação de cargas estáticas, o subelemento central, que define a zona elástica, pode encontrar-se fendilhado, sendo que a sua matriz de rigidez passará a encontrar-se reduzida devido aos fenómenos de fendilhação, tendo o modelo a capacidade de considerar tal efeito, utilizando uma matriz de rigidez fendilhada para a análise subsequente.

O modelo de rótula concentrada engloba-se portanto nos modelos de plasticidade concentrada, permitindo através de uma adequada caracterização da restituição dos subelementos não lineares entrar em consideração com os efeitos principais observados na resposta inelástica dos elementos de betão armado. Efectivamente quer os efeitos atribuídos em grande parte à flexão, com ou sem associação ao esforço axial, quer os efeitos provocados pela presença de esforços transversos elevados ou mesmo o escorregamento de varões dentro dos nós de ligação entre os elementos, serem representados através de leis de restituição histeréticas adequadas para os elementos não lineares introduzido, podendo os diferentes efeitos serem considerados no comportamento de um único elemento não linear ou, em alternativa, serem considerados separadamente através da substituição desses elementos por subelementos em série, representando portanto cada um uma parcela de deformação inelástica.

O modelo descrito considera-se então como uma associação em serie de três subelementos, onde o comportamento não linear encontra-se representado pelos elementos extremos, e o comportamento linear pelo elemento central, procurando desta forma que as leis de restituição utilizadas para os elementos não lineares serem capazes de incluir os diversos efeitos observados no comportamento dos elementos, e que, por outro lado, qualquer modificação ou extensão do modelo fosse facilmente concretizável.

A abordagem e a explanação do método da rótula concentrada na presente dissertação constitui, então, uma ligeira abordagem a todo o modelo, reportando para uma leitura mais extensa e detalhada do funcionamento e constituição do modelo para Humberto Varum, 1995.

2.3. PONTES SUJEITAS A ACÇÕES SÍSMICAS

2.3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A imprevisibilidade na ocorrência de um fenómeno sísmico e a quantidade de energia que estes libertam durante a sua curta, mas potencialmente devastadora actuação, tornam-nos num dos fenómenos naturais com maior grau de perigosidade para a vida humana, quer por falha das estruturas que asseguram o tipo de vida actual das populações, quer pelos eventos secundários naturais causados pelas acções sísmicas (tsunamis, erupções vulcânicas, derrocadas, entre outros).

Sendo então um fenómeno de ocorrência natural, com um grau de previsibilidade ainda extremamente reduzido, a acção sísmica consiste na introdução de uma vibração de largo espectro na crosta terrestre, como resultado de inúmeros fenómenos naturais como o movimento das placas tectónicas, ou antecedendo uma erupção vulcânica. Dos vários elementos causadores da actividade sísmica os mais relevantes em termos de energia liberada são os sismos de origem tectónica.

O globo terrestre é formado, genericamente, por 15 placas tectónicas as quais encontram-se em constante movimento relativo, desde a formação da Terra. Tais movimentos provocam uma interacção entre as diferentes placas, gerando no caso de afastamento, tensões de tracção, onde o magma presente no núcleo terrestre é libertado pelas falhas presentes e forma, continuamente, novos troços de placa tectónica, no caso de colisão compressão e no caso de deslizamento, torção. Tais movimentos podem ser facilmente observados sendo, como exemplo, o continuo afastamento entre as placas europeia (Euro-asiática) e as placas Americanas, ou mesmo a génese da cordilheira Himalaia, tendo sido detectadas, a grande altitude, fosséis de animais marinhos, o que explica a interacção entre as placas Indiana e Euro-asiática (compressão). Com a aplicação das forças anteriormente descritas, as rochas que formam as placas, por fricção, vão progressivamente sendo sujeitas a um incremento de tensões de compressão, até atingirem o seu ponto limite de elasticidade, após o qual se dá a rotura dos elementos e uma consequente libertação brusca da energia acumulada durante a deformação.

Estima-se que apenas 10% da energia envolvida nestes colossais movimentos de massa seja convertida em ondas sísmicas.

Apesar de poderem ocorrer efeitos secundários, como já fora referido anteriormente, a maioria dos sismos apresenta apenas como consequência a vibração do solo como elemento potenciador de danos. A sua duração é extremamente reduzida, podendo variar de alguns segundos a, num limite raro, minuto(s).

As ondas sísmicas, geradas por roturas entre as placas tectónicas, propagam-se durante um período de tempo bastante superior ao evento que as produz, circundando o globo em sensivelmente vinte minutos. Correntemente, as ondas sísmicas apenas possuem energia potenciadora de causar danos nas

estruturas que se encontrem a distâncias reduzidas do epicentro podendo suceder, por vezes, que ondas de elevado período provoquem estragos em estruturas a distâncias consideráveis, se estas se encontrarem deficitariamente amortecidas.

A localização do ponto inicial de radiação sísmica, em profundidade é denominada de hipocentro, sendo a sua projecção na crosta terrestre denominada de epicentro. A energia é irradiada num amplo espectro de frequências, na forma de ondas volúmicas e ondas de superfície.

As ondas volúmicas propagam-se num espaço tridimensional, cuja amplitude decresce com o inverso da distância à fonte. A superfície definida como aquela em que todos os pontos se encontram no mesmo estado de vibração (i.e. em fase) designa-se por frente de onda. Para pequenas distâncias à fonte, a frente de onda apresenta uma forma esférica. Contudo, com o aumento dessa distância, a frente de onda torna-se progressivamente mais plana, de tal modo que para grandes distâncias se pode considerar a onda plana. A direcção perpendicular à frente de onda designa-se por raio sísmico.

As ondas sísmicas volúmicas (quer as compressivas quer as de corte) têm, na origem, uma vasta gama de frequências. Todavia, devido à atenuação durante a propagação, as mais pronunciadas tem frequências entre os 0.5 e os 20 Hertz.

As ondas P (Primárias) são do tipo compressivo sendo a propagação de uma onda através de uma mola uma boa abordagem a este tipo de ondas sísmicas, propagando-se a uma velocidade substancialmente mais elevada do que as restantes, tanto em meio sólido como em meio líquido e gasoso.

Nas ondas S, o movimento de vibração dá-se no plano definido pela frente de onda e, como tal, perpendicularmente à direcção de propagação, pelo que são ondas do tipo transversal (ou de corte). Uma boa analogia a este tipo de onda seria o vibrar de uma corda de guitarra. A passagem de uma onda transversal obriga a que os planos verticais do meio por onde se propaga se movam ascendente e descendente sendo que, por esse movimento oscilatório, os elementos adjacentes sofram uma variação de forma. Este tipo de ondas apenas se propaga em meios sólidos.

Uma perturbação exercida na superfície livre de um meio propaga-se, a partir da frente, sob a forma de ondas sísmicas superficiais. Existem duas categorias de ondas superficiais, as ondas R (de Rayleigh) e as ondas L (de Love), que se distinguem, entre si, pelo tipo de movimento que as partículas descrevem na frente de onda. As ondas superficiais deslocam-se a uma velocidade menor do que as ondas volúmicas, tendo frequências geralmente inferiores a 1 hertz.

O movimento das partículas na frente de uma onda de Rayleigh está polarizado no plano vertical e pode ser visualizado como uma combinação das vibrações correspondentes aos tipos P e S. O movimento das partículas individuais descreve uma elipse retrograda alinhada no plano vertical. Em alusão a ondulação marítima, o deslocamento das partículas não se encontra confinado à superfície livre do meio, sendo que as camadas inferiores também são afectadas pela passagem da onda. Num semi-espaco homogéneo, a amplitude do movimento de um ponto dentro do elemento decresce exponencialmente com o aumento da profundidade sendo que, tipicamente, para uma onda de comprimento x , a sua profundidade de penetração característica será de $0.4x$. Em teoria, a velocidade das ondas K é de aproximadamente $0.9194x$ a velocidade das ondas S.

O movimento das partículas, nas ondas L (de Love) é de torsão, em que o movimento das partículas é horizontal, formando um ângulo recto (perpendicular) à direcção de propagação.

2.3.2. INTRODUÇÃO

As pontes, como elementos fundamentais nos sistemas modernos de transporte, constituem em si o elemento mais débil de toda a rede, aquando da ocorrência de um sismo. Terramotos recentes como o de 1989 em Loma Prieta e 1994 em Northridge, ambos na Califórnia, Hyogo-Ken Nanbu em 1995, Japão, entre outros, vieram demonstrar as fragilidades das estruturas existentes, causando o colapso e/ou danificando severamente um numero considerável de pontes de grande importância. Tais ocorrências demonstraram diversos tipos de danos introduzidos nas estruturas, dependendo estes do tipo de movimento que experimentaram, das características dos solos em que se encontravam as suas fundações e das características estruturais de cada um deles, sendo que os danos na superestrutura raramente são causadores do colapso. Os danos mais severos ocorreram das seguintes formas (Moehle e Eberhard, (2000):

- Instabilidade da superestrutura nos encontros com os pilares, devido a um inadequado dimensionamento do comprimento do aparelho de apoio ou da zona de apoio necessária para permitir o movimento de translação e rotação introduzidos pela aceleração sísmica;
- Com o aumento da complexidade das soluções escolhidas, como a utilização de juntas de dilatação e encontros perfazendo ângulos com o eixo do tabuleiro, foram introduzidas complexidades geométricas no elemento, as quais estiveram na origem da falha da superestrutura;
- Falha no dimensionamento dos pilares, sendo estes susceptíveis de fractura por corte tendo pouca capacidade de deformação antes de atingirem a cedência, sendo que em pilares de betão armado reflecte-se numa inadequada disposição da armadura e num confinamento deficitário do betão.
- Falhas pontuais em estruturas complexas, onde não foram acautelados casos particulares de reforço em zonas passíveis de sofrerem elevados esforços durante um evento sísmico.

A tarefa de identificação e classificação dos tipos de danos introduzidos pela acção sísmica é deveras complexa, sendo que na maioria dos casos resulta de uma interacção entre diferentes variáveis. Os elementos que conduziram ao colapso encontram-se, na maior parte das vezes, ocultos pelos danos propriamente ditos, sendo necessária alguma especulação que permita a reconstrução do evento sísmico e, em alguns casos, mesmo após um estudo detalhado não é possível compreender e afirmar com clareza os mecanismos que provocaram a falha. Mesmo quando a causa principal encontra-se perfeitamente identificada, a generalização a outros casos similares apresenta dificuldades, não descurando porém a sua grande importância pois um grande número de danos encontram-se repetidamente nas estruturas analisadas, ajudando a compreender melhor os mecanismos de funcionamento estrutural e a identificar zonas de potencial debilidade em projectos futuros e sendo um importante impulsionador de avanços na Engenharia Sísmica. É também necessário ter em consideração a idade e a filosofia em que assenta a concepção da ponte em questão pois, os critérios e a abordagem relativamente ao dimensionamento tem vindo a evoluir de uma forma bastante considerável, sendo que as análises das pontes mais antigas devem ser efectuadas no sentido de um reforço, reabilitação ou substituição permitindo ir de encontro com os critérios cada vez mais estritos de desempenho exigidos.

2.3.2. ACÇÕES SÍSMICAS SÍNCRONAS E ASSÍNCRONAS

Quando uma estrutura real é afectada por um sismo, a sua resposta depende claramente das suas características estruturais, mas também do tipo de solo em que se encontra, da distância ao epicentro, do espaçamento entre os seus pilares e da variação das características geológicas entre eles. Na maioria dos casos, a aceleração sísmica que actua no encontro, ou mesmo no primeiro pilar é relativamente diferente das acções sísmicas que iram actuar sobre a restante estrutura. Tal deve-se a que, durante a propagação das ondas sísmicas, as diferenças geológicas que estas encontram mudam o seu período, a sua frequência, velocidade, impõe fenómenos de refacção e reflexão tendo como consequência, no caso em que o diferimento espacial entre as fundações dos pilares é significativo, que as acelerações sísmicas não sejam síncronas (i.e. não sejam idênticas em todos os pilares). Podemos então considerar que, num ambiente real, as acções que são introduzidas por um evento sísmico são assíncronas, na medida em que cada pilar experimenta uma história de acelerações diferente do pilar que o precede e que o antecede (varia o grau de correlação entre as acções sísmicas).

Por simplificação, o movimento assíncrono encontra-se dividido em três componentes:

- i. Efeito de passagem da onda propriamente dita
- ii. Incoerência geométrica das características atribuídas à acção
- iii. Condições do local

A primeira componente é introduzida devido à velocidade finita de propagação das ondas sísmicas, resultando numa progressiva excitação de cada ponto representativo da fundação do pilar, à medida que a frente de onda passa. A segunda componente entra em consideração com a reflexão e a refacção que a onda sísmica sofre, a medida que se vai deslocando, sendo que as suas características vão variando espacialmente, sendo distintas de ponto para ponto. A componente final considera as situações em que as fundações encontram-se sob tipos de solos distintos, sendo que o comportamento da onda sísmica é distinto atendendo ao material pelo qual atravessa.

Em terremotos recentes, existem inúmeros exemplos de falhas ocorridas em pontes que foram causadas, ou amplificadas, pelos movimentos diferenciais exercidos em cada pilar. Como exemplo poderia ser abordado o sismo de Northridge, em 1994, onde um número elevado de tramos simplesmente apoiados do viaduto de Gavin Canyon saíram dos seus suportes, resultando no colapso de uma parte substancial da estrutura, tendo como agravante que a estrutura tinha sido previamente rectificadas para esse efeito após o terremoto de San Fernando, tendo sido introduzidos elementos de contenção do deslocamento horizontal e transversal. Em investigações recentes, tem-se vindo a concluir que os movimentos assíncronos do solo podem requerer maiores esforços da estrutura do que os movimentos síncrono (*The Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges*, Mid America Earthquake Center, 2006).

Para análises estruturais, no caso de serem consideradas acções síncronas, estas são obtidas através da escolha de um dos acelerogramas mais representativo que actua sobre a estrutura, o que pode ser referente ao pilar de maior ou menor dimensão, sendo depois aplicada a mesma aceleração à base de todos os pilares. No caso de não serem conhecidos acelerogramas passados, não sendo portanto possível efectuar criteriosamente a escolha do acelerograma mais representativo, o problema pode ser abordado pela perspectiva regulamentar. Proceda-se à definição do espectro de resposta elástico de aceleração, atendendo à localização geográfica da estrutura, ao tipo de solo em que se encontra, da

distância da origem sísmica, do coeficiente de comportamento da estrutura e da duração da acção, sendo aplicado o acelerograma encontrado a toda a estrutura.

Os acelerogramas podem também ser obtidos através de ferramentas automáticas de cálculo que tendo em consideração as características geométricas da estrutura e os parâmetros das características do solo, geram acelerogramas para um qualquer número de pontos ao longo de uma linha, partindo de uma vibração genérica.

Quando se procede a geração de acelerogramas sísmicos com vista a efectuar uma análise síncrona, não se coloca a necessidade de corrigir o diagrama em relação aos fenómenos espúrios. Isto porque apesar dos deslocamentos da estrutura poderem existir no final da sua análise, os mesmos são constantes para todos os seus elementos, apenas trasladando-a para uma outra localização diferente da inicial, não sendo portanto relevante na sua análise dinâmica. Quando se trata de uma análise dinâmica assíncrona, tal facto assume uma grande relevância pois, como todos os acelerogramas são distintos, os deslocamentos residuais introduzidos por cada um deles também o é, sendo que o resultado final encontrar-se-ia totalmente falseado. É então necessário introduzir correcções que levem a que, no final do evento sísmico, os deslocamentos sejam nulos, corrigindo o “baseline” dos acelerogramas, usando um algoritmo matemático.

2.4. MODELO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

2.4.1. ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SEISMOSTRUCT

A modelação da ponte que será introduzida no capítulo 4 e objectivo central de estudo da presente tese, fora efectuada recorrendo a uma modelação com recurso à não linearidade distribuída, que utiliza um modelo de fibras, introduzido anteriormente e no qual fora explanado o seu princípio de funcionamento com elementos de barra, sendo a análise dos elementos efectuada recorrendo à teoria da não linearidade material e geométrica, chamado SeismoStruct. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é explicitamente modelada por uma formulação cúbica, permitindo uma estimativa precisa da distribuição dos danos, ao longo do elemento. O estado de tensão-extensão das secções é obtido integrando a resposta individual não linear uniaxial de cada uma das fibras em que a secção do elemento se encontra dividida, utilizando para a integração das equações da formulação cúbica dois pontos de Gauss por elemento.

Assumindo que a secção se mantém plana após a deformação, o incremento de extensão $\partial\epsilon$ numa fibra é dado pela equação (2.5), onde $\partial\epsilon_0$ é o incremento de extensões do centro da secção, positivo se for de compressão e ∂k representa as alterações das curvaturas na secção, centrada em $[1 \ z \ y]$. Para o cálculo iterativo efectuada pelo programa, a cada rotação da secção, alteração do seu estado de tensão ou extensão, o algoritmo de cálculo efectua uma compatibilização de deslocamentos e/ou rotações entre as secções, de forma a calcular, em cada instante, os esforços nodais, que lhe permitem retirar os esforços no elemento por integração das diferentes forças ao longo do comprimento do elemento que se pretende estudar. Logo, introduzindo-se um incremento de extensões, o processo de cálculo das respectivas forças nodais associadas é descrito da seguinte forma:

$$\partial\epsilon = [1, -z, y] \cdot \left[\frac{\partial\epsilon_0}{\partial k} \right] \quad (2.5)$$

Devido ao incremento das extensões, o novo estado de tensão do elemento, Δ_σ , é dado pela equação (2.6), onde C_s corresponde à rigidez secante.

$$\Delta_\sigma = C_s \cdot \partial_\varepsilon \quad (2.6)$$

A aproximação tangente ao incremento de tensões, ∂_σ , é obtida da mesma forma descrita na equação (2.6), tendo como diferença a utilização da rigidez tangente, C_t , em contraponto com a utilização da rigidez secante.

As tensões tangenciais resultantes são obtidas a partir da equação (2.7), sendo ∂N o incremento do esforço axial, convencionado positivo se de compressão, e ∂m os incrementos dos momentos flectores.

$$\begin{bmatrix} \partial N \\ \partial m \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \int_{A_i} \begin{bmatrix} 1 \\ -z \\ y \end{bmatrix} \partial \sigma_i dA_i \quad (2.7)$$

O somatório do integral descrito na equação 2.7 é efectuado para todos os elementos de fibra presentes na secção. Inserindo as equações descritas anteriormente na equação anterior resulta a equação (2.8), onde $[G_i]$ contém as quantidades geométricas do filamento i .

$$\begin{bmatrix} \partial N \\ \partial m \end{bmatrix} = \left(\sum_{i=1}^n C_{ti} [G_i] \right) \cdot \begin{bmatrix} \partial \varepsilon_0 \\ \partial k \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

As tensões residuais resultantes na secção, N_r e m_r , surgem da diferença entre os incrementos reais e tangenciais, dados pela equação (2.9)

$$\begin{bmatrix} N_r \\ m_r \end{bmatrix} = \left(\sum_{i=1}^n (C_{ti} - C_{si}) \cdot [G_i] \right) \cdot \begin{bmatrix} \partial \varepsilon_0 \\ \partial k \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

As relações incrementais entre a força e o deslocamento do elemento finito são obtidas pelo princípio dos trabalhos virtuais, descrito na equação (2.10) onde $[p]$ tem incorporado a formulação cúbica, $[B]$ relaciona as curvaturas da secção com os deslocamentos nodais e $[\partial F]$, $[\partial U]$ e $[\partial m]$ correspondem, respectivamente à alteração das forças presentes no elemento, dos deslocamentos e dos momentos internos.

$$[\partial F] = \int_L [B]^T \cdot [\partial m] dx - N \cdot \left[\int_L [p]_x^T \cdot [p]_x dx \right] \cdot [\partial U] \quad (2.10)$$

A relação da rigidez tangencial é obtida introduzindo na equação anterior a relação apropriada entre os momentos incrementais e os deslocamentos nodais, sendo $[k_t]$ a matriz de rigidez tangencial do elemento, e $[D_t]$ a matriz que relaciona as tensões com as extensões na secção.

$$[\delta F] = \left(\int_L [B]^T \cdot [D_t] \cdot [B] - N \cdot [p]_x^T [p]_x dx \right) \cdot [\delta U] \quad (2.11a)$$

$$[\delta F] = [k_t] \cdot [\delta U] \quad (2.11b)$$

O efeito $P - \Delta$ encontra-se considerado nas equações (2.11). As forças nodais residuais $[P_r]$, definidas como a diferença entre o incremento real e o tangencial, são obtidas a partir da equação (2.8), resultando na reformulação da equação (2.12), onde $[U]$ é a configuração de deslocamentos nodais total do elemento.

$$[P_r] = \int_L [B]^T \cdot [m_r] dx - N_r \cdot \left\{ \int_L [p]_x^T [p]_x dx \right\} \cdot [U] \quad (2.12)$$

As matrizes de rigidez e forças nodais residuais dos elementos são obtidos através da assemblagem das respectivas matrizes dos elementos finitos, sendo portanto necessário concentrar os graus de liberdade da matriz de rigidez do elemento e da sua força residual, para obter a relação pretendida.

2.4.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DO BETÃO

Para a modelação do comportamento do betão, o programa Seismostruct possui cinco modelos diferentes, para carregamentos cíclicos:

- Modelo Trilinear do betão;
- Modelo não linear do Betão com confinamento constante
- Modelo não linear do Betão com confinamento variável
- Modelo não linear, com confinamento constante de betões de alta resistência
- Modelo não linear de betão confinado por sistemas compósitos reforçados com fibras (FRP)

O modelo utilizado ao longo da resolução do presente trabalho foi o modelo não linear com confinamento constante, proposto inicialmente por Madas (1993), que para carregamentos monotónicos segue uma relação proposta por Mander et al (1988). Para carregamentos cíclicos, as leis propostas por Martinez-Rueda e Elnashai (1997) são utilizados. Os efeitos do confinamento, devido à presença na secção de armadura transversal, são incorporados pelas regras propostas por Mander et al, anteriormente referido, onde é assumida uma tensão de confinamento constante durante todo o patamar de extensões do betão.

O modelo utilizado para representar a tensão-extensão encontra-se representado na Figura 2.7, sendo baseado numa proposta de Popovics (1973).

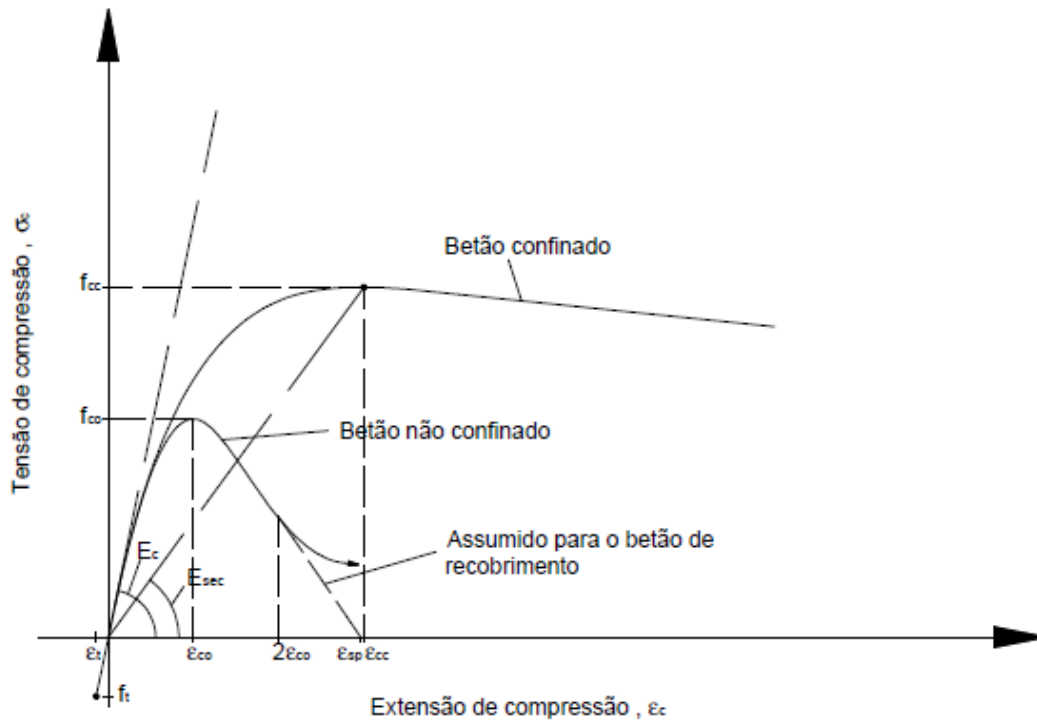


Figura 2.7 – Modelo de comportamento do betão, para carregamentos monotónicos proposto por Mander (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)

A tensão de compressão, σ_c , é dada por:

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot \chi \cdot r}{r - 1 + \chi^r} \quad (2.13)$$

$$\chi = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.14)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.15)$$

Sendo que, f_{cc} representa a resistência à compressão do betão confinado.

Na equação (2.14), ϵ_c representa a extensão de compressão do betão, ϵ_{cc} a extensão correspondente à tensão máxima do betão confinado, sendo esta calculada pela equação (2.16). Na equação (2.15), E_c representa o valor do módulo de elasticidade tangente do betão, sendo calculada pela equação (2.17), onde f_{co} deve ser introduzido em MPa, e E_{sec} , obtido através da equação (2.18)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.16)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{co}} \quad (2.17)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.18)$$

Sendo que f_{co} e ε_{co} são, respectivamente, a resistência à compressão do betão não confinado, assim como a extensão máxima correspondente.

Quando solicitado por esforços de tracção, a resposta do betão é linear até atingir o valor limite de resistência à tracção, sendo esta proporcional ao valor do módulo de elasticidade do betão. Quando o seu valor é ultrapassado, assume-se que a rotura dá-se abruptamente sem o aumento das extensões no betão sendo que, numa secção de betão armado, quando a solicitação à tracção é superior à sua resistência máxima o betão entra em fendilhação introduzindo instabilidades numéricas na análise não linear. Como a secção fendilha, deixa de possuir rigidez e, no processo iterativo de equilíbrio entre secções podem ocorrer discrepâncias que afectam o resultado da análise, por não ser possível encontrar um equilíbrio entre duas secções adjacentes. Por tal motivo, é aconselhável na modelação utilizando o Seismostruct, desprezar a resistência à tracção do betão no caso de se pretender apenas proceder à análise com o intuito de obter uma resposta global da estrutura. Para os restantes casos, deve-se introduzir um valor muito baixo da resistência à tracção, de modo a assegurar a estabilidade numérica da análise.

Para definir os valores do factor de confinamento a utilizar dentro do modelo de análise seleccionado, `con_cc`, deve introduzir-se um parâmetro definido como a razão entre a resistência à compressão do betão confinado e do betão não confinado.

As teorias subjacentes ao cálculo dos valores teóricos para o confinamento em diferentes situações são deveras complexos, não sendo abordados na presente dissertação, remetendo uma explanação mais específica para Diogo Coutinho, 2008.

No trabalho de Mander et al, (1998) a curva de tensão-extensão obtida para um carregamento monotónico é assumida como sendo a envolvente da resposta a carregamentos cíclicos. Na Figura 2.8 encontra-se ilustrada uma curva de carga e descarga, proposta por Mander.

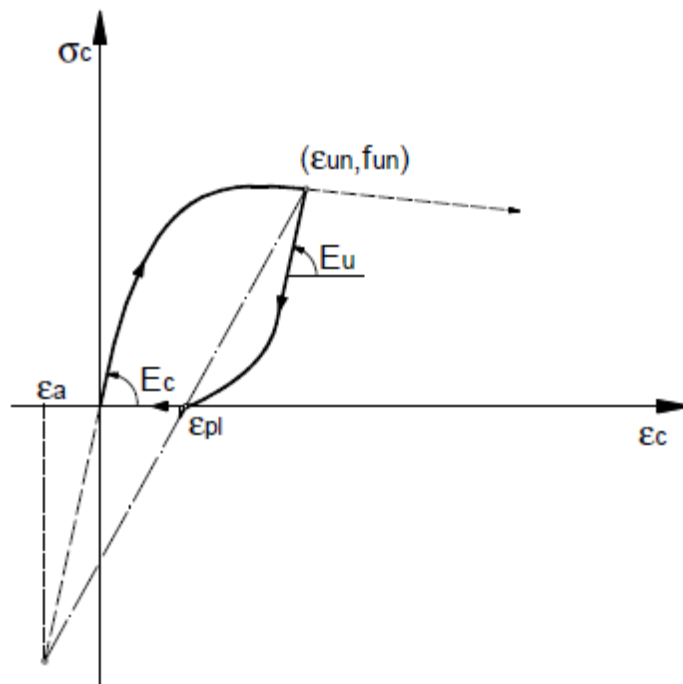


Figura 2.8 – Curva de descarga do betão proposta por Mander et al (1988) (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)

Para ser exequível proceder a definição da curva de descarga, partindo da curva monotónica definida pela equação (2.13), é necessário determinar a extensão plástica, ε_{pl} , sendo esta determinada a partir do ponto onde se efectua a descarga (ε_{un}, f_{un}). O valor da extensão plástica ε_{pl} depende então do valor da extensão ε_a que corresponde ao ponto de intercepção da recta tangente igual ao módulo de elasticidade na origem e a recta tangente ao módulo de elasticidade secante na descarga. O valor de ε_a é definido pela equação (2.19), sendo o parâmetro a calculado pela equação (2.20)

$$\varepsilon_a = a \cdot \sqrt{\varepsilon_{un} \cdot \varepsilon_{cc}} \quad (2.19)$$

$$a = \max \left\{ \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}}; \frac{0,09 \cdot \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \right\} \quad (2.20)$$

Sendo então o valor da extensão plástica na linha secante entre ε_a e ε_{un} dada por:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) \cdot f_{un}}{(f_{un} + E_c \cdot \varepsilon_a)} \quad (2.21)$$

A curva de descarga, representada na Figura 2.8, é assumida como uma modificação da curva de carregamento referente à equação (2.13), modificada sendo os seus parâmetros calculados entrando em consideração com a plastificação do elemento.

$$\sigma_c = f_{un} - \frac{f_{un} \cdot x \cdot r}{r-1+x^r} \quad (2.22)$$

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (2.23)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (2.24)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_c} \quad (2.25)$$

$$E_u = b \cdot c \cdot E_c \quad (2.26)$$

$$b = \frac{f_{un}}{f_{co}} \geq 1 \quad (2.27)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (2.28)$$

Sendo E_u o módulo de elasticidade inicial quando se procede à descarga e – b, c – parâmetros necessários ao seu calculo. A deterioração da resistência à tracção do betão, devido a presença durante o carregamento da extensão residual devido à descarga anterior encontra-se ilustrada na Figura 2.9.

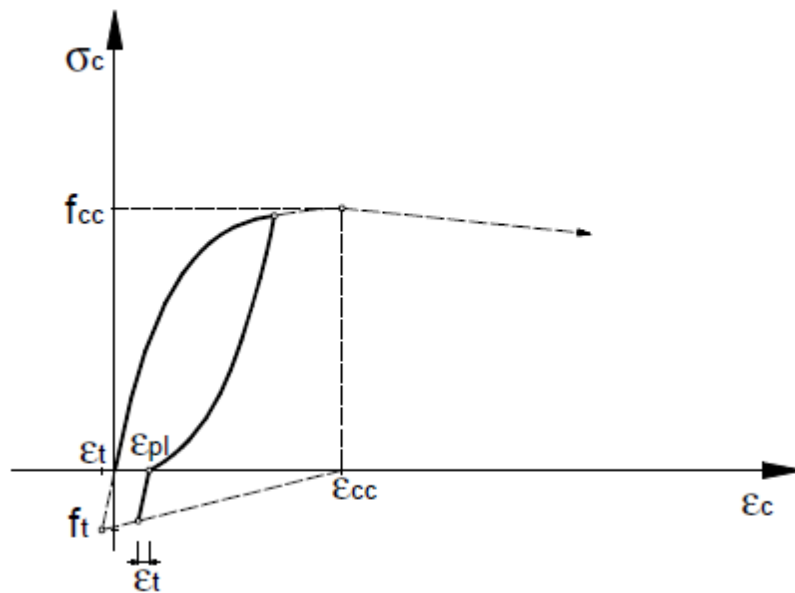


Figura 2.9 – Deterioração da resistência à tracção do betão (adaptado de Diogo Coutinho, 2008)

Quando se procede à descarga do elemento comprimido, a resistência à tracção do betão passa então a encontrar-se definida por:

$$f'_t = f_t \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}}\right) \quad (2.29)$$

No caso da extensão plástica ε_{pl} ser maior do que a extensão para a qual se atinge a tensão máxima do betão à tracção ε_{cc} o valor da resistência f'_t torna-se igual a zero.

A relação tensão-extensão é então obtida pela equação (2.30).

$$f'_t = E_t \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \quad (2.30)$$

$$E_t = \frac{f'_t}{\varepsilon_t} \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_t = \frac{f_t}{E_c} \quad (2.32)$$

No momento em que a resistência à tracção do betão é excedida considera-se que o betão fendilhado deixa de apresentar qualquer tipo de resistência à tracção, sendo que a sua resistência nos restantes carregamentos é assumida como zero. Tal consideração encontra-se presente na imagem 2.10, onde se representam curvas de recarga do betão.

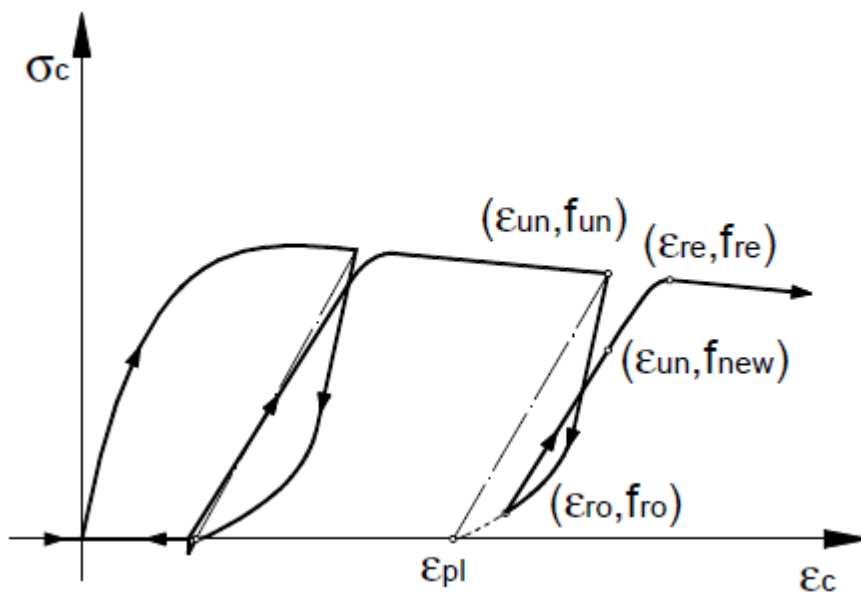


Figura 2.10 – Curvas de recarga do betão (retirado de Diogo Coutinho, 2008)

As coordenadas do ponto de recarga ($\varepsilon_{ro}; f_{ro}$) podem encontrar-se sob a curva de descarga ou numa zona de secção fendilhada, onde o seu estado de tracção ε_{ro} é igual a ε_{pl} e onde f_{ro} é igual a zero, sendo assumida uma relação tensão-extensão linear entre ε_{ro} e ε_{un} . O ponto de tensão f_{new} é assumido como sendo então definido pela equação (2.32).

$$f_{new} = 0,92 \cdot f_{un} + 0,08 \cdot f_{ro} \quad (2.32)$$

É assumida então uma curva de transição parabólica entre a relação linear definida pela equação (2.33), na qual E_r é dada por (2.34), e a curva de tensão-extensão monotónica.

$$\sigma_c = f_{ro} + E_r \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (2.33)$$

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (2.34)$$

A extensão do ponto de intercepção entre a curva de recarga e a curva monotónica ε_{re} é obtida através da equação (2.35), sendo a curva parabólica de transição descrita pela equação (2.36) onde E_{re} e f_{re} são respectivamente o modulo tangente e a tensão para uma extensão equivalente à do ponto de intercepção, usando a relação tensão-extensão monotónica, e sendo x e A parâmetros dados pelas equações (2.37) e (2.38).

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \cdot \left(2 + \frac{f_{cc}}{f_{co}}\right)} \quad (2.35)$$

$$\sigma_c = f_{re} + E_{re} \cdot x + A \cdot x^2 \quad (2.36)$$

$$x = (\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) \quad (2.37)$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4 \cdot [(f_{new} - f_{re}) - E_r \cdot (\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \quad (2.38)$$

Devido à instabilidade numérica das regras propostas por Mander et al (1988) para a resposta do betão a carregamentos cíclicos, particularmente para grandes extensões de elemento, é necessário modificar os elementos introduzidos anteriormente, derivados da teoria de Mander, mas corrigidos por Martinez-Rueda e Elnashai (1997), para se poderem utilizar no modelo não linear com confinamento constante utilizado pelo Seismostruct.

Entre as modificações efectuadas encontra-se a introdução de três definições diferentes para extensão plástica, ε_{pl} , que visam reflectir o nível de danos previamente infligidos e dependem da extensão

máxima experimentada de acordo com as equações (2.39), (2.40) e (2.41) que são, correspondentemente, o patamar de pequenas, médias e grandes extensões do ponto em que se dá a descarga do betão. As pequenas extensões estão compreendidas entre zero e são inferiores à extensão que corresponde a 35% da tensão máxima mobilizável no ramo inicial ascendente da curva, ε_{35c} . As extensões médias correspondem as superiores a ε_{35c} , mas inferiores a $2,5 \cdot \varepsilon_{cc}$. As grandes extensões são todos os valores superiores a $2,5 \cdot \varepsilon_{cc}$.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{f_{un}}{E_c} \quad (2.39)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) \cdot f_{un}}{(f_{un} + E_c \cdot \varepsilon_a)} \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_{pl} = \frac{f_{cr} \cdot \varepsilon_{un} - f_{un} \cdot |\varepsilon_f|}{f_{cr} + f_{un}} \quad (2.41)$$

No patamar das pequenas extensões, a extensão plástica é obtida assumindo um comportamento elasto-plástico, sendo desta forma conveniente para a análise numérica já que, quando a extensão é inferior a ε_{35c} o comportamento encontra-se na realidade no campo elasto-plástico não sendo necessário um modelo muito elaborado de análise para as secções que ainda se encontram dentro desta região de extensões. No patamar das médias extensões, a extensão plástica é igual a proposta por Mander et al (1988). No patamar das grandes extensões é necessário proceder a definição de um ponto focal, sendo este caracterizado pelas suas coordenadas $(\varepsilon_f ; f_f)$ baseadas no limite superior do patamar das extensões médias. Isto permite uma transição contínua entre os patamares de media e grandes extensões, sendo as coordenadas do ponto focal definidas pelas equações (2.42) e (2.43) em que ε_{plcr} é a extensão inelástica correspondente ao limite superior do patamar das extensões médias, ε_{cr} e f_{cr} são as extensões/tensões correspondentes ao ultimo ponto da região de grandes extensões, definidos por respectivamente (2.44) e (2.45), e o parâmetro r obtido pela equação (2.25).

$$|\varepsilon_f| = \frac{f_{cr} \cdot \varepsilon_{plcr}}{E_c \cdot (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_{plcr}) - f_{cr}} \quad (2.42)$$

$$|f_{cr}| = E_c \cdot |\varepsilon_f| \quad (2.43)$$

$$\varepsilon_{cr} = 2,5 \cdot \varepsilon_{cc} \quad (2.44)$$

$$f_{cr} = \frac{2,5 \cdot f_{cc} \cdot r}{r - 1 + 2,5r} \quad (2.45)$$

As curvas de descarga adoptadas são parábolas de segundo grau entre o ponto de descarga $(\varepsilon_{un} ; f_{un})$ e o ponto $(\varepsilon_{pl} ; 0)$, sendo a sua tangente nula e dadas pela equação (2.46)

$$\sigma_c = f_{un} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \right)^2 \quad (2.46)$$

Relativamente às curvas de recarga, para extensões inferiores à máxima extensão experimentada ε_{un} é adoptado uma linha recta entre o ponto de recarga (ε_{ro} ; f_{ro}) e o ponto (ε_{un} ; f_{new}) o que implica que f_{new} passará a ser calculada através da equação (2.47), e que f'_{cc2} , x e ε_{cc2} são obtidos pelas equações (2.48), (2.49) e (2.50) respectivamente.

$$f_{new} = \frac{f'_{cc2} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.47)$$

$$f'_{cc2} = 0,9 \cdot f_{cc} \quad (2.48)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc2}} \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_{cc2} = 0,9 \cdot \varepsilon_{cc} \quad (2.50)$$

Para extensões maiores que ε_{un} , é definida uma linha recta entre o ponto (ε_{un} ; f_{new}) e o ponto de retorno à curva monotónica (ε_{re} ; f_{re}). de forma a compensar a falta de uma transição suave entre ambas as curvas, a extensão do ponto de retorno é dada pela equação (2.51) que é definida como o valor médio entre ε_{un} e a extensão de retorno ε'_{re} que se obtém utilizando equações empíricas definidas em (2.52), (2.53) e (2.54).

$$\varepsilon_{re} = \frac{\varepsilon'_{re} + \varepsilon_{un}}{2} \quad (2.51)$$

$$\varepsilon'_{re} = S_r \cdot \varepsilon_{un} \quad (2.52)$$

$$S_r = 0,00273 + 1,2651 \cdot S_c \quad (2.53)$$

$$S_c = \frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.54)$$

Uma das desvantagens do modelo proposto por Mander recai precisamente no facto de a extensão do ponto de retorno ser por vezes inferior à extensão que seria obtida a partir da intersecção da curva inicial linear com a curva monotónica. Para ser possível ultrapassar essa desvantagem, tem de se recorrer a proposta de Martinez-Rueda e Elnashai (1997).

2.4.3. MODELO DE COMPORTAMENTO DO AÇO

Na modelação de uma estrutura utilizando o programa SeismoStruct, para recriar o comportamento do aço dispomos de três modelos:

- Modelo de aço bilinear;
- Modelo de aço de Menegotto-Pinto;
- Modelo de aço de Monti-Nutti;

Na presente dissertação, o modelo utilizado foi o de Menegotto-Pinto introduzido em 1973, propondo um modelo para a caracterização do aço de reforço no qual a sua resposta é definida pela equação não linear (2.55). Tipicamente, os modelos de comportamento hysterético do aço devem traduzir o comportamento da curva apresentada na Figura 2.11.

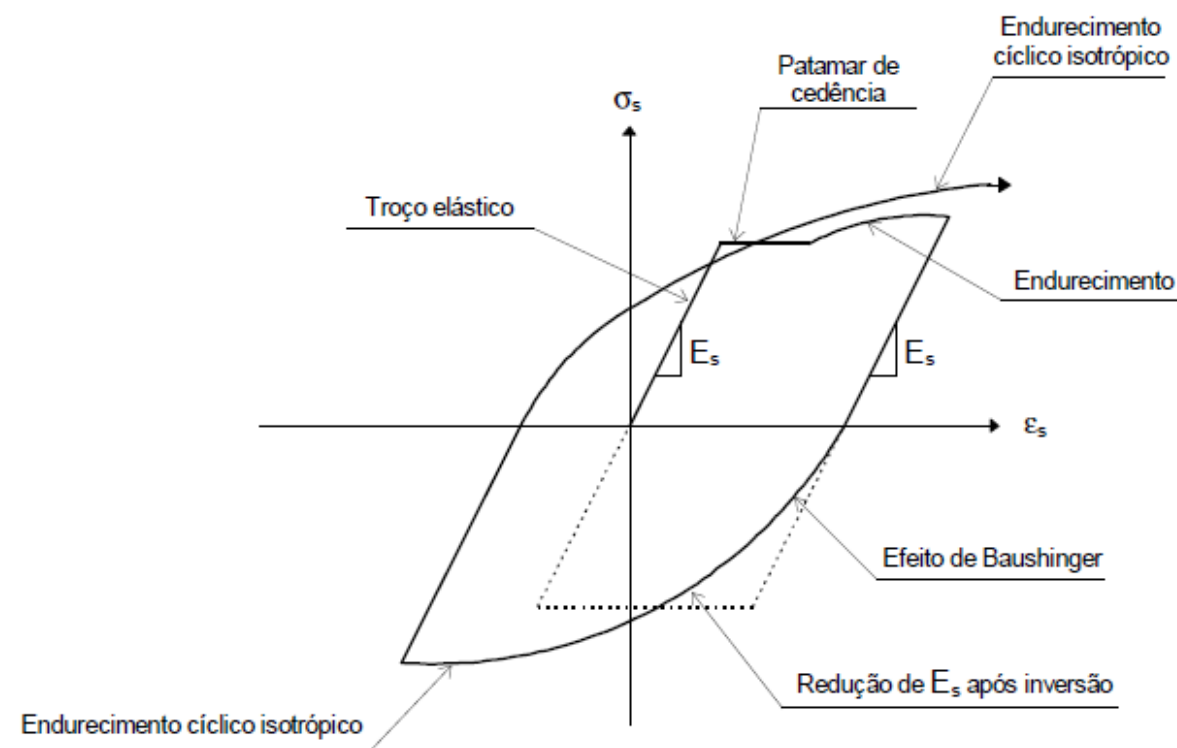


Figura 2.11 – Características principais do diagrama de tensões-extensões do aço

Para um correcto funcionamento do modelo, este deve atender a que, no início do carregamento, o seu comportamento deve ser monotónico, correspondente a um troço elástico linear, sendo precedido de um patamar de cedência e de uma curva de endurecimento isotrópico. É necessário que entre em consideração com o efeito de Baushinger que consiste na tradução do comportamento não linear do aço após a alternância de cargas, com tensões substancialmente mais baixas do que as tensões de cedência, e com degradação da rigidez do elemento. Outro factor presente nos carregamentos cíclicos é o efeito do endurecimento cíclico isotrópico proposto por Gomes e Appleton, 1997.

No modelo em análise, para a caracterização do aço, a sua resposta é dada pela equação (2.55).

$$\sigma_s^* = \beta \cdot \varepsilon_s^* + (1 - \beta) \cdot \frac{\varepsilon_s^*}{\sqrt[1+R]{1 + (\varepsilon_s^*)^R}} \quad (2.55)$$

Com a extensão ε_s^* e a tensão σ_s^* normalizadas dadas por:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{s0}} \quad (2.56)$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s0}} \quad (2.57)$$

Depois de iniciado o carregamento, e após a primeira inversão, as tensões e as extensões passam a ser dadas pelas equações (2.58) e (2.59).

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{2 \cdot \varepsilon_{s0}} \quad (2.58)$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{2 \cdot \sigma_{s0}} \quad (2.59)$$

$$\beta = \frac{E_{s1}}{E_s} \quad (2.60)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.61)$$

Em que R é uma constante que tem em consideração o efeito de Baushinger e sendo R_0 , a_1 e a_2 constantes do material

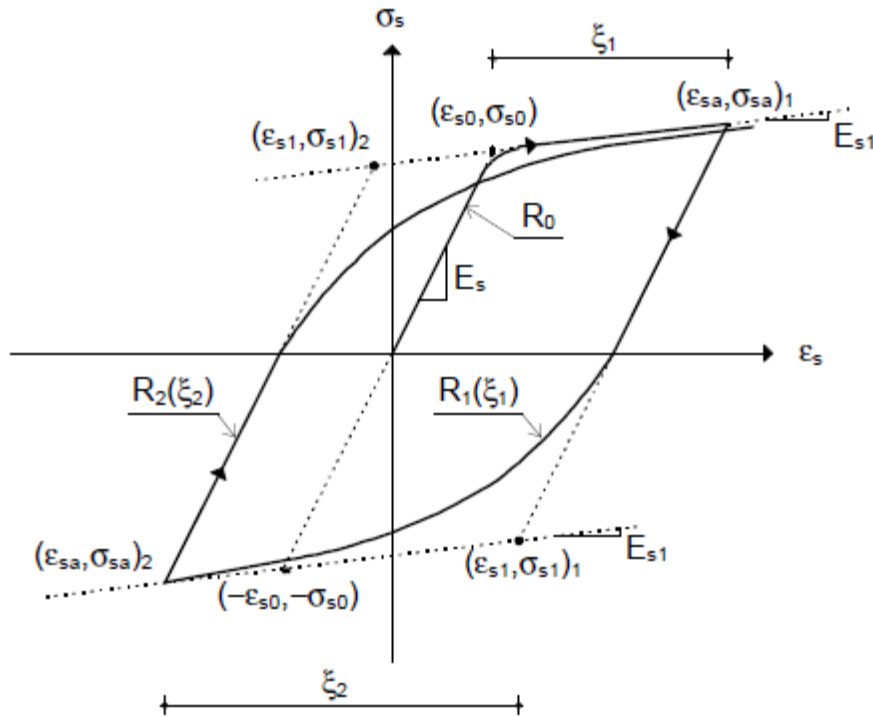


Figura 2.12 – Modelo de comportamento histerético do aço de Menegotto-Pinto

Este modelo possui como inconveniente a não simulação do endurecimento cíclico isotrópico. No entanto, Gomes e Appleton (1997) referem modificações propostas por Filippou et al (1983) que introduziriam modificações ao modelo anterior.

A primeira modificação consiste numa nova mudança de variáveis com o intuito de melhorar a precisão do modelo, traduzindo-se numa alteração às expressões que definem a extensão e a tensão normalizadas do seguinte modo.

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{sa}} \quad (2.62)$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}} \quad (2.63)$$

A segunda mudança baseia-se na mudança da tensão de cedência, para se ter em conta o endurecimento cíclico isotrópico, após uma inversão do sentido de carregamento, sendo:

$$\sigma_{s0}^e = \sigma_{s0} \cdot a_3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s \max}}{\varepsilon_{s0}} - a_4 \right) \quad (2.64)$$

em que $\varepsilon_{s\max}$ é o valor máximo absoluto da extensão antes da inversão de carga e a_3 e a_4 são constantes do material. No presente modelo é possível também considerar uma curva de descarga correspondente à encurvadura dos varões que constituem as armaduras.

2.4.4. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

O programa Seismostruct entra em consideração no seu algoritmo de cálculo tanto com a não linearidade geométrica local como a global. A modelação da última é efectuada através da utilização de uma formulação onde os deslocamentos locais do elemento e as forças internas resultantes são definidas num sistema de coordenadas locais dinâmicas, referentes à configuração actual que pode ser desconhecida do elemento. Neste sistema local são considerados seis graus de liberdade por nó, correspondendo a duas rotações na direcção perpendicular ao eixo do elemento em ambas as extremidades, à rotação, na direcção do eixo do elemento sendo esta constante ao longo do mesmo e à translação na mesma direcção. A transformação das forças internas e da matriz de rigidez, obtida no sistema local, para o sistema global de coordenadas permite então ter em consideração a não linearidade global.

A não linearidade geométrica local encontra-se incorporada implicitamente na formulação cúbica adoptada no programa Seismostruct, proposta por Izzuddin (1991). Como é assumida uma função constante para a extensão axial na formulação adoptada, resulta apenas na validade do modelo para simular a resposta de elementos relativamente pequenos, sendo portanto necessário discretizar os elementos em mais do que uma parte (elementos entenda-se por pilares, vigas, etc.). Esta metodologia não representa nenhuma desvantagem na formulação adoptada pois, a subdivisão é um pré-requisito da filosofia do modelo de fibras, necessário para uma representação adequada da não linearidade material.

3

Aspectos fundamentais do Eurocódigo 8 na análise e dimensionamento sísmico de Pontes atendendo a acções assíncronas

3.1. SUMÁRIO

Ao longo deste capítulo pretende-se abordar os aspectos essenciais introduzidos pelo Eurocódigo 8 (seguidamente designado apenas como EC8) na análise e dimensionamento sísmico de Pontes. O seu estudo recai essencialmente sobre a sua segunda parte, que engloba as regras de análise e de dimensionamento específicas para o caso em estudo, sendo que a primeira parte introduz as regras gerais de dimensionamento sísmico, as diferentes abordagens e considerações sobre o tipo de análise e de acção sísmica a utilizar.

Como consequência desta análise, ir-se-á posteriormente verificar a aplicabilidade do método simplificado descrito pelo EC8 (parte 2) atendendo a acção sísmica assíncrona, abordadas as suas dificuldades na comparação com os diferentes resultados obtidos pela análise assíncrona com base nos acelerogramas fornecidos e ao nível de exigência que introduz.

3.2. OBJECTIVOS E REGRAS GERAIS DO EUROCÓDIGO 8

Ao longo dos tempos, a necessidade e o engenho humano levaram a que, geracionalmente, novos limites e fronteiras fossem sendo quebrados, com vista à procura de um bem colectivo ou mesmo só a afirmação da evolução técnica e tecnológica de diferentes povos.

Durante o século XX, a capacidade evolutiva foi deveras incrível, dando-se a uma velocidade estonteante devendo-se, em parte, à utilização de novos materiais, novas técnicas de cálculo como o aparecimento do cálculo automático, etc., mas, principalmente, aos fenómenos de globalização, que permitiram abolir as distâncias físicas e criar fluxos de conhecimento de fácil acesso. Tais fluxos possibilitaram que as experiências e os resultados dos mais diversos tipos de ensaios (teóricos e práticos) pudessem ser utilizados por todos para uma evolução constante e cada vez mais célere, promovendo um maior entrosamento entre toda a comunidade técnica e científica.

Como resposta a um mercado cada vez mais global, surgiu a necessidade de harmonizar os diferentes regulamentos, muitas vezes individuais a cada país, introduzindo gradualmente novos conceitos e métodos que foram surgindo ao longo do tempo, com o intuito de permitir a eliminação dos entraves técnicos ao comércio e permitir a homogeneização das especificações técnicas necessárias para os

diferentes tipos de projectos, em suas diferentes localizações. Com tal surgem as primeiras series de regulamentação europeias, com vista a dar resposta ao ambicionado mercado único europeu, inicialmente servindo de alternativa a regulamentação própria de cada país membro, tendo como objectivo final a sua substituição.

O EC8, na sua generalidade, tem como objectivo garantir que as estruturas em regiões sísmicas deverão ser concebidas e executadas de forma a garantir a protecção da vida humana, limitando os estragos causados nas mesmas, e garantindo a operacionalidade de estruturas consideradas de grande importância (Pontes, Hospitais, Organismos Públicos. etc.,) para a sociedade, após os fenómenos sísmicos.

Dependendo das características de cada estrutura e da sua importância relativa, o EC8 introduz os seguintes requisitos:

- Garantia de não colapso: A estrutura deve ser concebida e construída para suportar uma acção sísmica de cálculo (calculada probabilisticamente ou com base no tempo de retorno, tendo em conta o tipo e importância da estrutura) sem sofrer colapsos locais ou globais, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade residual de carga após o evento sísmico;
- Limitação de danos: A estrutura deve ser concebida e construída para suportar uma acção sísmica com maior probabilidade de ocorrência do que a acção sísmica de calculo definida anteriormente, sem que sofra danos capazes de impedir a sua utilização normal;

De forma a satisfazer os requisitos descritos, é necessário proceder a verificação dos estados limites últimos (estados associados ao colapso ou outro mecanismo de falha estrutural que possa colocar em perigo vidas humanas) assim como dos estados limites associados aos estragos causados pela acção sísmica (estados associados a uma degradação da estrutura superior ao que fora requerida pelas necessidades aliadas a sua função). Para além de cobrir os problemas relacionados com o dimensionamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas, o EC8 aborda os métodos de determinação das acções de cálculo introduzidas pelo movimento do solo. Tal distinção deve-se à própria característica da acção sísmica, pois é uma acção dinâmica, não envolvendo forças exteriores aplicadas à estrutura, sendo as suas manifestações dependentes das características dinâmicas da estrutura, sua ductilidade, dos materiais que a constituem e dos movimentos e tipo de solo em que estas se introduzem.

O método actual, preconizado pelo EC8 para a análise de estruturas sujeitas a acções sísmicas contempla a utilização de uma única acção sísmica para toda a estrutura, sendo esta aplicada a todos os pontos de ligação entre a estrutura e o solo, sendo portanto uma análise síncrona. Tal simplificação é efectuada implicitamente quando se procede a uma análise dinâmica equivalente recorrendo a espectros de resposta, sendo estes parte integrante do método de dimensionamento base do EC8. A influência da magnitude do sismo é tida em conta pela disponibilização de dois grupos de espectros de resposta recomendados, no caso do anexo nacional Português, sendo que os do Tipo 1 englobam os movimentos longínquos inter-placas associados a sismos de grande magnitude (superior a 5.5 na escala de Richter), e os de Tipo 2, movimentos intra-placas com magnitudes inferiores aos do Tipo 1 (inferior ou igual a 5.5 na escala de Richter). No caso do anexo nacional Austríaco, que será utilizado para a definição do espectro a utilizar no caso em estudo, apenas existe um tipo de espectro de resposta e não dois, como é preconizado no anexo nacional português.

3.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES SÍSMICAS

3.3.1. INFLUÊNCIA DO SOLO

Para se proceder à definição dos espectros de resposta, é necessário iniciar o processo pela caracterização do solo em que se pretende proceder à análise da estrutura em questão, sendo que este deve encontrar-se livre do risco de rotura, de instabilidade e com os seus assentamentos permanentes controlados, os quais podem ser causados por liquefacção ou densificação durante um evento sísmico. Dependendo da importância, traduzida no EC8 pela classe em que a estrutura se encontra, e das condições particulares associadas a cada construção, uma investigação detalhada sobre as características do solo deve ser tomada em consideração, para se poderem definir as propriedades do mesmo com rigor.

A discretização do tipo de solos encontra-se presente no EC8, sendo estes divididos em 5 tipos de solos principais – A, B, C, D, e E – descritos pelas suas particularidades geológicas e estratigráficas, sendo utilizados para caracterizar a influência do solo aquando da acção sísmica. A sua caracterização atende a três parâmetros físicos mesuráveis – $v_{s,30}$ (m/s), velocidade média das ondas de corte, N_{SPT} , que corresponde ao ensaio de penetração dinâmica, e c_u (kPa), representando a resistência não drenada de um solo. O regulamento define ainda dois tipos de solos particulares – S_1 e S_2 , solos estes que requerem um estudo específico, tendo de ser considerados, no caso do solo S_2 , a probabilidade da existência de uma rotura do solo devido a acção sísmica e no caso do solo do tipo S_1 , sendo que solos incluídos nesta categoria apresentam valores muito baixos de v_s , um amortecimento interno baixo e uma anormalmente alargada faixa de comportamento linear que pode provocar amplificações sísmicas anómalas na interacção solo-estrutura.

No quadro 3.1 encontram-se descritos os tipos de solos e os parâmetros utilizados na sua definição.

A classificação do solo deve ser baseada, se possível, recorrendo aos valores das velocidades medias de corte, sendo estas dadas por:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \text{ (m/s)} \quad (3.1)$$

sendo h_i a espessura do elemento, em metros e v_i a velocidade da onda de corte. Caso tal informação não esteja disponível, recorre-se ao valor de N_{SPT} para se proceder à classificação do solo.

Os efeitos da aceleração sísmica à superfície dependem, como já fora referido, da magnitude do evento sísmico e da distância ao epicentro, sendo que a variação na intensidade promove diferentes alterações ao comportamento do solo, alterando as suas características mecânicas, nomeadamente a sua deformabilidade e o seu amortecimento, influenciando dessa forma a maior ou menor amplificação que o solo pode introduzir no movimento à superfície.

Quadro 3.1 – Tipos de solos

Tipo de solos	Descrição geológica	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica do mesmo género que comporta uma camada superficial com, no máximo 5m de material de menor resistência.	>800	-	-
B	Depósitos superficiais rígidos de areia, cascalho ou argila sobreconsolidada, com pelo menos 10m de espessura caracterizados por um aumento progressivo das propriedades de resistência mecânica em função da profundidade.	360 - 800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areias de densidade média de cascalho ou argila de rigidez média com espessura variável, de dezenas a centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo sem coesão, de fraca a media densidade, com ou sem camadas coerentes moles, ou que contenham uma maioria de solos coerentes moles a firmes.	<180	<15	<70
E	Perfil do solo que contém uma camada superficial de aluviões com valores de v_s da classe C ou D e uma espessura contida entre os 5 e os 20m, sobreposta sobre um material mais rígido com $v_s > 800$ m/s.	-	-	-
S1	Depósito composto, ou que consista numa camada com pelo menos 10m de espessura de argilas moles, com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$), e com um teor em água importante.	<100 (Indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solos liquidificáveis de argilas sensíveis ou outro qualquer perfil de solo não compreendido nas classes A a E ou em S1	-	-	-

3.3.2. FACTOR DE IMPORTÂNCIA γ_I

A aceleração sísmica de calculo, a_g , constituindo a acção sísmica de calculo, A_{Ed} , é expressa em função de uma acção sísmica de referencia A_{Ek} , relativa a aceleração sísmica de referencia a_{gR} multiplicada por um factor de importância, γ_I de modo que:

$$A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek} \quad (3.2)$$

A classificação das estruturas, neste caso da ponte que será objecto de estudo no capítulo seguinte, é efectuada com base em factores de importância, que reflectem uma possível aceitação do dano

introduzido na estrutura, por forma de uma majoração de acção. No caso de a ponte pertencer a uma rede de transportes de elevada importância numa situação pós sismo, a aceitação da sua inutilização não pode ser considerada levianamente, logo o seu factor de importância é superior a uma ponte que apenas efectua uma ligação secundária, traduzindo desse modo o conceito de classificação por uma majoração da acção sísmica de cálculo, para que o seu comportamento se encontre dentro de um intervalo de confiança mais estrito, sendo que consequente a aceleração sísmica calculada encontra-se dentro dos parâmetros necessários para a manutenção da operacionalidade da ponte num evento pós-sísmico.

O EC8 divide as estruturas em três classes de importância, representadas no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Classes de importância

Classe	Descrição	Valores de γ_I
I	Pontes que não façam parte da rede viária fundamental e que, nas quais, o período de vida útil adoptado de 50 anos não seja economicamente viável, recorrendo-se a um período inferior.	0.85
II	Pontes de importância mediana, constituindo estas a maioria das pontes rodovia e ferroviárias.	$0.85 < \gamma_I < 1.3$ ($\gamma_I = 1$ para um $T_{NCR} = 475$ anos)
III	Pontes de importância elevada, que façam parte da rede viária considerada fundamental, especialmente no período pós-sismo; Pontes cuja rotura comprometa um grande número de vidas humanas, e pontes projectadas para uma vida útil acima do normal.	1.3

A contextualização de cada ponte, dentro das categorias de importância acima assinaladas, é da responsabilidade do anexo nacional de cada país, sendo que, no presente e atendendo a que a ponte em análise posterior encontra-se na Áustria, não foi possível encontrar o seu anexo nacional completo.

A acção sísmica de referência, A_{Ek} encontra-se associada a uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, P_{NCR} ou a um período de retorno, T_{NCR} que no caso do Eurocódigo encontra-se definido em 475 anos. A sua explanação encontra-se para além dos objectivos da presente tese, sendo importante referir que tal informação pode ser consultada em, por exemplo, “*A Review of the seismic hazard zonation in national building codes in the context of Eurocode 8 (2008)*”

3.3.3. ESPECTROS DE RESPOSTA

O EC8 estipula que os territórios nacionais devem ser divididos pelas suas autoridades nacionais em zonas sísmicas, conforme o respectivo risco sísmico, para um Período de Retorno de 475 anos. Por definição, as regiões sísmicas criadas estipulam que o risco de ocorrência de um sismo é constante para todos os elementos presentes no seu interior, sendo este determinado por um parâmetro – aceleração máxima de referência ao nível de um solo de classe A, a_{gR} , correspondendo essa aceleração a um período de retorno para a exigência de não colapso da estrutura.

O zonamento sísmico referido, no caso da presente dissertação, diz respeito ao zonamento Austríaco, pelas razões já abordadas. Os dados seguidamente apresentados são de 2002, utilizados apenas pela impossibilidade de reunir os dados mais actuais.

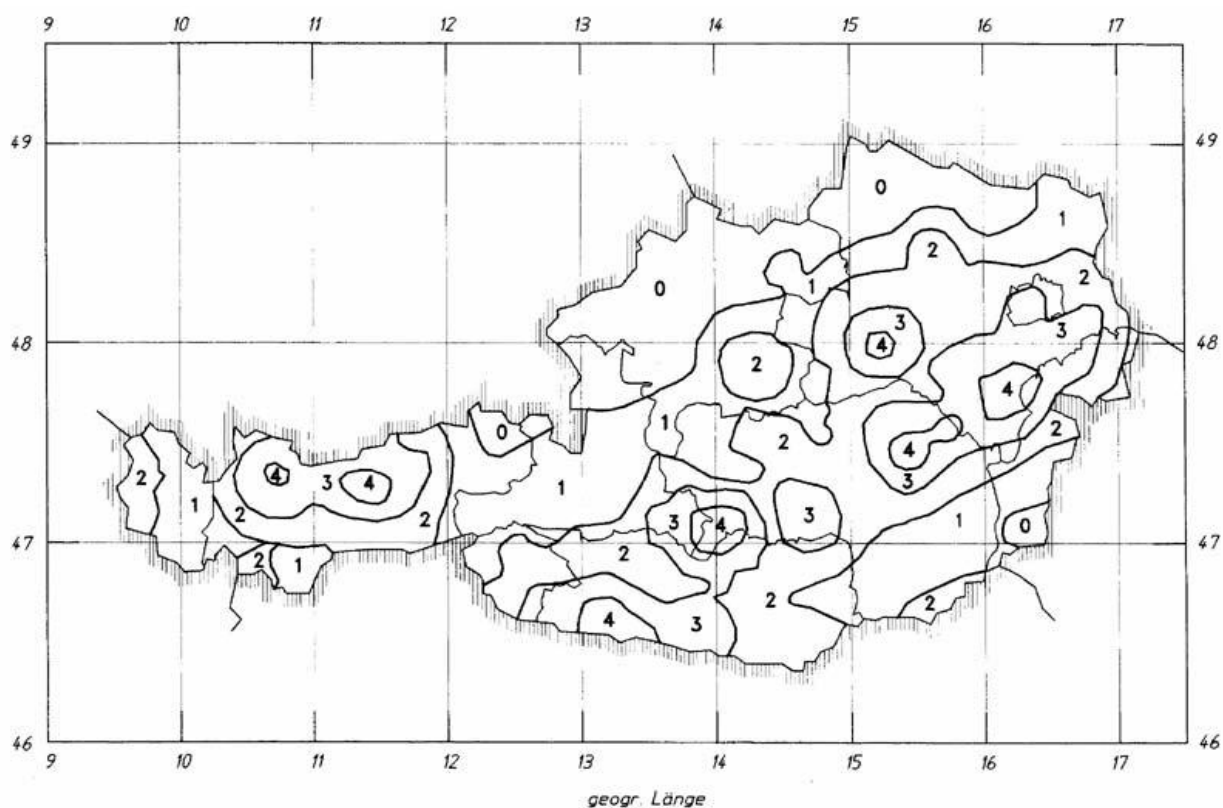


Figura 3.1 – Zonamento Sísmico Austríaco

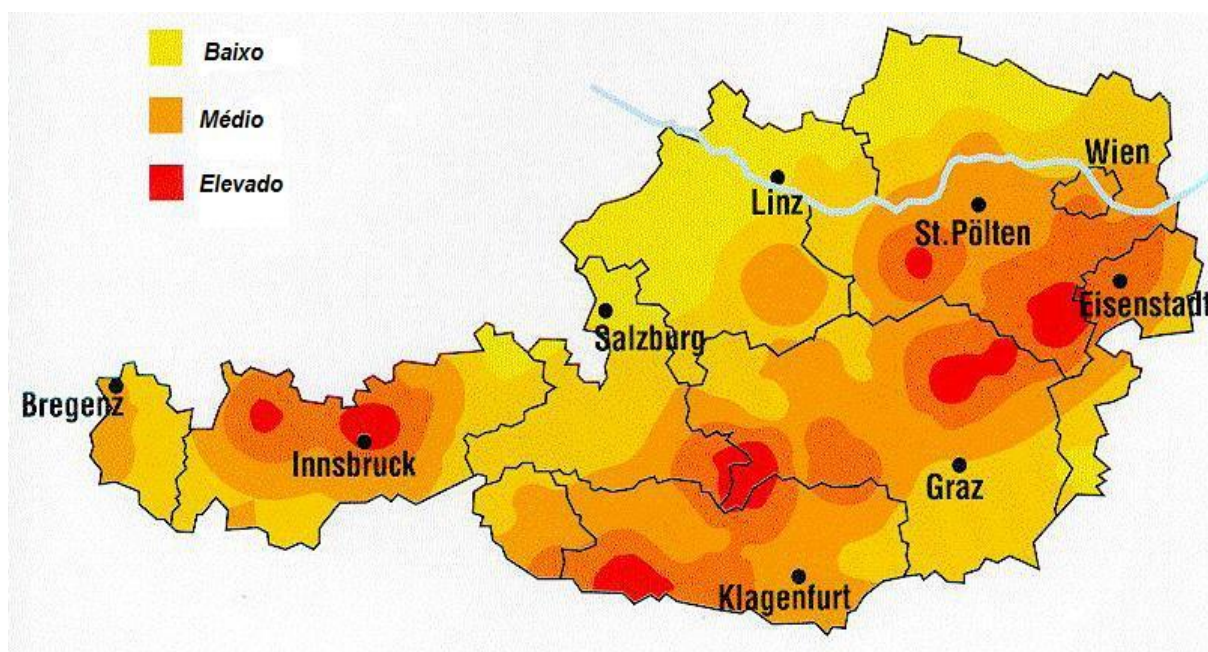


Figura 3.2 – Risco de ocorrência de fenómenos sísmicos

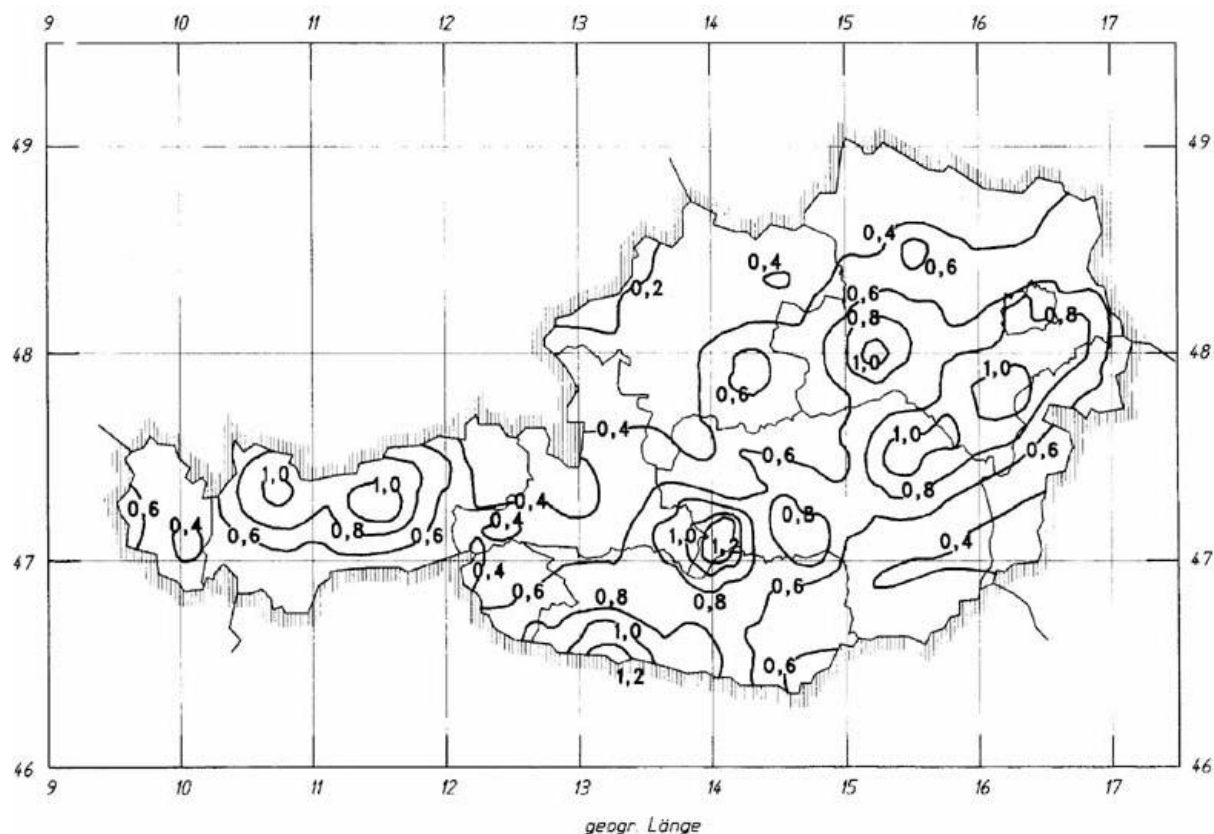


Figura 3.3 – Isolinhas da aceleração sísmica ao longo do território, a_h em m/s^2

O mapa da Figura 3.3, correspondente às isolinhas da mesma intensidade sísmica, descreve o movimento efectivo do solo em m/s^2 , isto é, 70% da máxima aceleração do solo prevista para cada local. Na tabela 3.3 encontra-se resumida a informação retirada da Figura 3.3, onde se encontram definidas as acelerações efectivas no solo do tipo duro.

Tabela 3.3 – Acelerações efectivas ao nível do solo, a_h

Zona Sísmica	a_b em m/s^2
0	$0,4 \geq a_h$
1	$0,6 \geq a_h \geq 0,4$
2	$0,8 \geq a_h \geq 0,6$
3	$0,8 \geq a_h \geq 1,0$
4	$a_h \geq 1,0$

No EC8-1 o movimento sísmico num dado ponto à superfície terrestre, é representado por um espectro de resposta elástico de acelerações, sendo que este cumpre os critérios de exigência de não colapso e de limitação de danos, impostos pelo regulamento para a limitação de danos pretendida em projecto. A

acção sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais entre si, assumidas como independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta elástico. No caso de eventos sísmicos que afectam uma determinada região possuírem diversas fontes, a possibilidade de utilização de mais do que um espectro de resposta deve ser considerada para permitir que a caracterização da acção sísmica seja o mais exacta possível, sendo que nestes casos, diferentes valores de a_g serão necessários para a geração dos diferentes espectros de resposta.

No caso de se tratar de uma estrutura classificada como importante, onde $\gamma_I > 1.0$, as amplificações topográficas devem ser consideradas.

Para a componente horizontal da acção sísmica, o espectro elástico de resposta $S_e(T)$ encontra-se definido pelas expressões presentes na parte 3.2.2.2 (1) do EC8-2, representadas seguidamente:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_d: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4S: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.6)$$

sendo que:

- $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;
- a_g é a aceleração de projecto em solos do tipo A (Rocha) sendo o seu calculo descrito pela equação $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ encontrando-se o calculo de a_{gR} descrito em 3.2.1.3 EC8-1
- T_B é o limite inferior do ramo espectral de acelerações constantes
- T_C é o limite superior do ramo espectral de acelerações constantes
- T_D é o valor que define o inicio do ramo de deslocamentos constantes
- S factor do terreno
- η é o factor de correcção do amortecimento, tendo como valor de referencia $\eta = 1$, para um coeficiente de amortecimento viscoso de 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0.55 \quad (3.7)$$

O espectro de resposta elástico possui a forma genérica apresentada na Figura 3.4. Os valores de S , T_B , T_C e T_D para cada tipo de solo encontram-se definidos no respectivo anexo nacional. A componente vertical de um sismo encontra-se considerada pelo EC8-1, 3.2.2.3(1)P. Sendo este um factor muito raramente condicionante do comportamento sísmico de um elemento estrutural, a sua análise não será efectuada no presente trabalho.

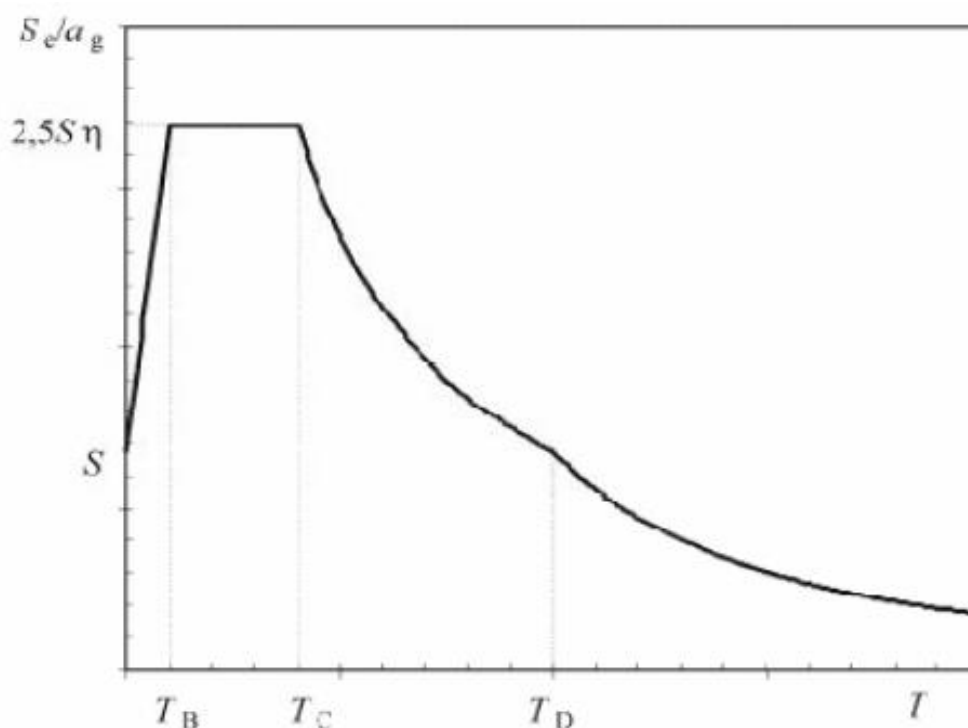


Figura 3.4 – Forma genérica do espectro de resposta elástico

3.4. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA ATENDENDO AOS FACTORES PRECONIZADOS NO EC8

A parte 2 do EC8, na sua versão mais actual reconhece que a variabilidade espacial de uma acção sísmica é uma situação onde o movimento do solo difere em cada apoio da ponte, e que a acção sísmica não pode ser baseada na caracterização do movimento num único ponto. Assim sendo, o EC8 prescreve que durante a análise inicial da ponte a projectar um modelo adequado (mesmo que simplificado) deve ser implementado de forma a ter em consideração as características de propagação das ondas sísmicas, assim como a perda progressiva de correlação entre movimentos em diferentes pontos que resultam das condições de propagação das ondas e das potenciais diferenças nas propriedades mecânicas do solo que atravessam. De forma a considerar os requisitos descritos é proposto um modelo simplificado para estimar efeitos pseudo-estáticos, envolvendo conjuntos de deslocamentos apropriados impostos estaticamente no topo dos pilares (nos apoios do tabuleiro).

De acordo com o EC8, a variabilidade espacial deve ser considerada para pontes com tabuleiro contínuo quando uma ou ambas das condições seguidamente apresentadas se encontrem cumpridas:

- As propriedades do solo ao longo do desenvolvimento longitudinal da ponte variam de tal forma que o solo nos vários apoios corresponde a mais do que uma categoria;
- As propriedades do solo ao longo do desenvolvimento longitudinal da ponte são aproximadamente uniformes, mas a extensão do tabuleiro contínuo excede um limite recomendado ($L_{lim} = L_g/1.5$) onde L_g representa a distância entre pontos no solo cujos

movimentos podem ser considerados como não relacionados, valores estes reproduzidos na tabela 3.4, em função do tipo de solo;

Tabela 3.4 – Limite de desenvolvimento para a consideração da variabilidade espacial, em função do tipo de solo

Tipo de Solo	A	B	C	D	E
$L_g(m)$	600	500	400	200	500

Na Figura 3.5 e 3.6, encontram-se os dois tipos de deslocamentos impostos de acordo com o EC8, para a abordagem simplificada a variabilidade espacial.

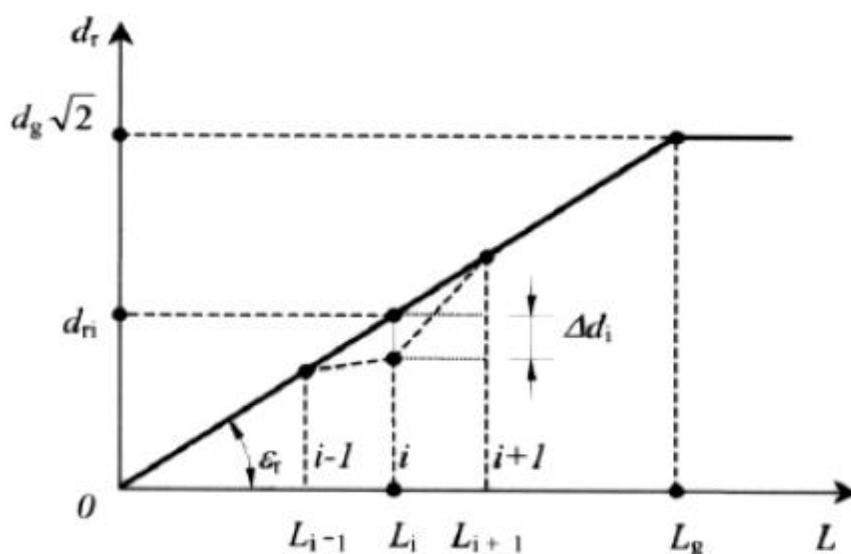


Figura 3.5 – Conjunto A de deslocamentos impostos de acordo com a abordagem simplificada presente no EC8

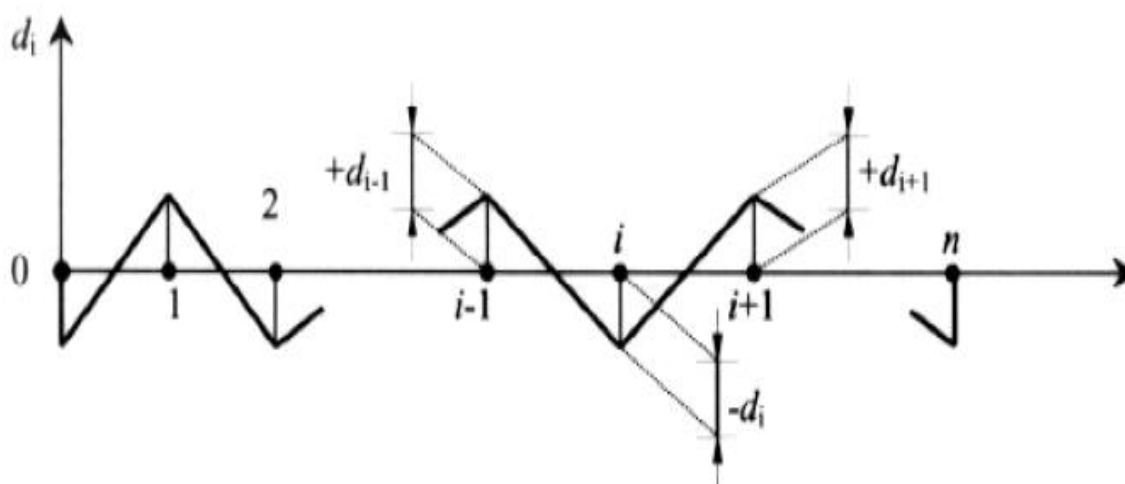


Figura 3.6 – Conjunto B de deslocamentos impostos de acordo com a abordagem simplificada presente no EC8

Para os casos gerais, o valor máximo potencial do efeito da acção sísmica considerada pode ser estimado pelo método simplificado, descrito seguidamente.

Devido às diferenças de movimento entre apoios, estes encontram-se sujeitos a diferentes valores de acelerações sísmicas dependentes da localização e do tipo de solo, as quais encontram-se parcialmente correlacionadas. Como resultado, desenvolvem-se forças pseudo-estáticas internas. Das inúmeras combinações de movimentos relativos entre apoios, dois casos são identificados como os mais críticos: a) todos os apoios encontram-se sujeitos a movimentos do solo com o mesmo sinal (no mesmo sentido), mas não da mesma magnitude e b) os dois apoios em cada par de dois sucessivos apoios tem deslocamentos em sentidos opostos. Em conformidade com estes dois casos de deformação, denominados conjunto A e conjunto B e descritos nas Figuras 3.5 e 3.6 respectivamente, a estrutura é sujeita a forças pseudo-estáticas, sendo que os seus efeitos são então combinados com os resultados obtidos através de uma análise típica recorrendo a uma excitação uniforme utilizando o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS). É então necessário proceder aos seguintes passos:

- 1) A resposta (devido à inércia da ponte) é calculada utilizando apenas uma acção sísmica para toda a estrutura. No caso de ser realizada uma análise por espectro de resposta, apenas um espectro de resposta é utilizado, ou considerando apenas um acelerograma uniforme aplicado à estrutura quando se pretende uma análise no domínio temporal. De acordo com o EC8, em ambos os casos, quer o espectro quer o correspondente acelerograma devem corresponder ao tipo de solo mais severo que se encontre por baixo de um apoio da ponte. Deve-se ter em mente que esta provisão é já um limite superior do nível das forças sísmicas visto especialmente para pontes longas, ou com um período fundamental elevado, a adopção de um perfil de solo uniforme brando (exemplo: categoria C ou inferior) o qual pode recorrentemente ser encontrado na zona central de apoio da ponte, resultar num aumento significativo e irrealista das forças sísmicas;
- 2) Para o conjunto A: procede-se ao cálculo dos deslocamentos relativos d_{ri} (i é a identificação do apoio), os quais dependem do valor de cálculo do movimento do solo d_g , que por sua vez corresponde ao tipo de solo que se encontra sob o suporte i, de acordo com o EC8 – Parte 1. L_i é a distancia projectada horizontalmente entre o apoio i a um apoio de referencia i=0, sendo comum tomar um dos encontros como referencia. Os deslocamentos d_{ri} são calculados atendendo à seguinte relação:

$$d_{ri} = \varepsilon_r l_i \leq d_g \sqrt{2} \quad (3.8)$$

onde $\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$ e $d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d$, sendo S, T_c e T_d definidos no respectivo anexo nacional.

- 3) Os deslocamentos d_{ri} que correspondem ao conjunto A de deslocamentos, são então aplicados simultaneamente com o mesmo sinal (positivo ou negativo) em todos os apoios da ponte (de 1 a n) na direcção horizontal considerada como demonstrado na Figura 3.5, sendo as acções estáticas correspondentes derivadas. O conjunto A de deslocamentos são aplicados

separadamente, em cada direcção horizontal que se pretenda efectuar a análise, nos apoios relevantes ou no topo superior do elemento modelado como solo no modelo analítico.

- 4) O conjunto B de deslocamentos pretende representar a influência dos deslocamentos do solo que ocorrem em direcções opostas, entre pilares adjacentes. Esta consideração é efectuada assumindo o deslocamentos Δd_i entre cada apoio intermédio ($i > 1$) em relação ao apoio anterior $i-1$ e posterior $i+1$.

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i} \quad (3.9)$$

onde $L_{av,i}$ é a distancia média entre $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$, entre o apoio intermediário i em relação aos seus apoios adjacentes $i-1$ e $i+1$, respectivamente. Para os apoios extremos (0 e n) $L_{av,0} = L_{01}$ e $L_{av,n} = L_{n-1,n}$ e β_r é um factor que tem em consideração a magnitude dos deslocamentos do solo que ocorrem em direcções opostas nos apoios. Os valores recomendados para β_r são:

$$\begin{aligned} \beta_r &= 0.5 \text{ quando todos os apoios encontram-se sobre o mesmo tipo de solo} \\ \beta_r &= 1.0 \text{ se o tipo de solo que se encontram sob um dos apoios difere dos restantes} \end{aligned}$$

ao passo que ε_r é definido da mesma forma que para o conjunto A. Se uma mudança no tipo de solo ocorrer entre dois apoios, o valor máximo de ε_r deve ser utilizado. Os deslocamentos desejados para o conjunto de movimentos traduzido pelo conjunto B d_i são então calculados com base nos deslocamentos Δd_i já calculados

$$\begin{aligned} d_i &= \pm \frac{\Delta d_i}{2} \\ d_{i+1} &= \pm \frac{\Delta d_{i+1}}{2} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Como demonstrado na Figura 3.6, o conjunto B de deslocamentos podem ser de sinais opostos entre os apoios adjacentes i e $i+1$, desde $i=0$ até $n-1$.

- 5) Como para o conjunto A, os deslocamentos calculados pelo conjunto B são estaticamente impostos nos apoios da ponte e a sua consequente resposta estática é obtida
- 6) Em cada direcção horizontal (i.e. longitudinal ou transversal), o efeito mais severo resultante da aplicação das forças pseudo-estáticas pelos pontos (3) e (5) devem ser combinados com os efeitos relevantes da resposta de inércia calculada no ponto (1), utilizando a raiz quadrada da soma dos quadrados (SSRS). O resultado desta combinação constitui o efeito da análise na direcção considerada. Para a combinação de efeitos das diferentes componentes da acção sísmica, incluindo a acção vertical, as regras prescritas no EC8 parte 1 e 2 são aplicáveis ao método simplificado, e a acção máxima provável E , devido a simultânea ocorrência da acção sísmica ao longo dos eixos horizontais X e Y , e devido a componente vertical Z podem ser estimados por:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (3.11)$$

Sendo E_x , E_y e E_z as correspondentes acções sísmicas individuais ao longo de cada eixo.

Deve ser efectuada a ressalva que, não é claro no Eurocódigo se, para o caso de uma análise inelástica, ambas as forças de inércia e as pseudo-estáticas calculadas de acordo com o conjunto A e conjunto B de deslocamentos devem ser reduzidas pelo mesmo coeficiente de comportamento q , como seria expectável.

No capítulo 6 irá proceder-se a análise assíncrona da ponte de Talübergang Warth utilizando o método simplificado descrito no presente capítulo.

4

Introdução e modelação do Caso de Estudo

4.1. SUMÁRIO

Introduzidos os elementos teóricos necessários para uma contextualização e explanação do funcionamento do método de análise não linear dinâmico, utilizado na presente dissertação, e no seguimento dos seus objectivos torna-se então necessário proceder à descrição e localização da ponte de Talübergang Warth, caso de estudo da presente tese.

Realizada a sua contextualização e descrição, no presente capítulo são abordadas as técnicas de modelação utilizadas, quer para os pilares da ponte analisados de forma isolada sob um carregamento em condições cíclicas, quer de toda a estrutura da ponte, sendo a acção sísmica traduzida por uma aceleração na base de todos os elementos que se encontram em contacto com o solo (pilares e encontros).

4.2. PONTE DE TALÜBERGANG WARTH

A ponte de Talübergang Warth, objecto de diversos estudos anteriores incluídos no projecto europeu *Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Bridges*, os quais possuíam como principal objectivo contribuir significativamente para o desenvolvimento de metodologias avançadas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de pontes, de forma a permitir intervenções eficazes de reforço estrutural. Estas intervenções visam melhorar o desempenho sísmico da ponte contribuindo para a redução da sua vulnerabilidade sísmica, podendo consistir num aumento quer da capacidade resistente quer da ductilidade de alguns dos seus elementos, ou na introdução de dispositivos de isolamento sísmico que visam atenuar os efeitos da própria acção. Situada a 63Km a sul de Viena, na auto-estrada A2 que liga esta cidade Austríaca à cidade de Graz, a sua escolha recaiu pelo facto de ter sido dimensionada, nos anos 70, para um nível de acção sísmica significativamente inferior ao actualmente previsto para o local onde se encontra, pretendendo-se analisar o seu comportamento e avaliar a sua segurança, aquando de um evento sísmico de intensidade diferente da qual fora projectada. Por outro lado, devido às suas características e à ideologia afecta à sua concepção e execução, a presente ponte pode ser considerada como representativa de todo um conjunto de pontes construídas na mesma época na Áustria, sendo possível retirar correlações entre as diferentes pontes para as novas acções consideradas.

Na presente dissertação, a escolha desta ponte em particular deveu-se ao aproveitamento dos dados já disponíveis, em continuação do trabalho publicado por Vila Pouca (2001) no qual o autor encontrou-se activamente envolvido no projecto anteriormente referenciado, tendo realizado o seu doutoramento com base nos ensaios desenvolvidos para o estudo da ponte de Warth, *Simulação numérica da*

resposta sísmica de elementos laminares em betão armado (2001) sendo o presente trabalho uma continuação dos estudos desenvolvidos durante o projecto.



Figura 4.1 – Vistas gerais da ponte de Talübergang Warth

A ponte é constituída por um tabuleiro contínuo de sete tramos o qual apresenta uma secção transversal em caixão, representada na Figura 4.2. Possui um desenvolvimento total de 459m, com dois vãos extremos de 62 metros e tendo os restantes vãos centrais 67m, apoiando-se nos encontros e em seis pilares. Estes, todos com idêntica secção rectangular oca em betão armado de dimensões exteriores de $2.5 \times 6.8\text{m}^2$, possuem alturas variáveis acompanhando o desenvolvimento transversal do

perfil do terreno, variando entre os 16m para o pilar mais curto, referido como P6 (A70) e o mais longo com 39m, P2 (A30). A ligação do tabuleiro é realizada em cada pilar através do recurso a dois aparelhos de apoio alinhados segundo a direcção transversal da ponte, restringindo os deslocamentos horizontais nas duas direcções, longitudinal e transversal, à excepção dos aparelhos de apoio presentes em P6, que permitem deslocamentos na direcção longitudinal da ponte.

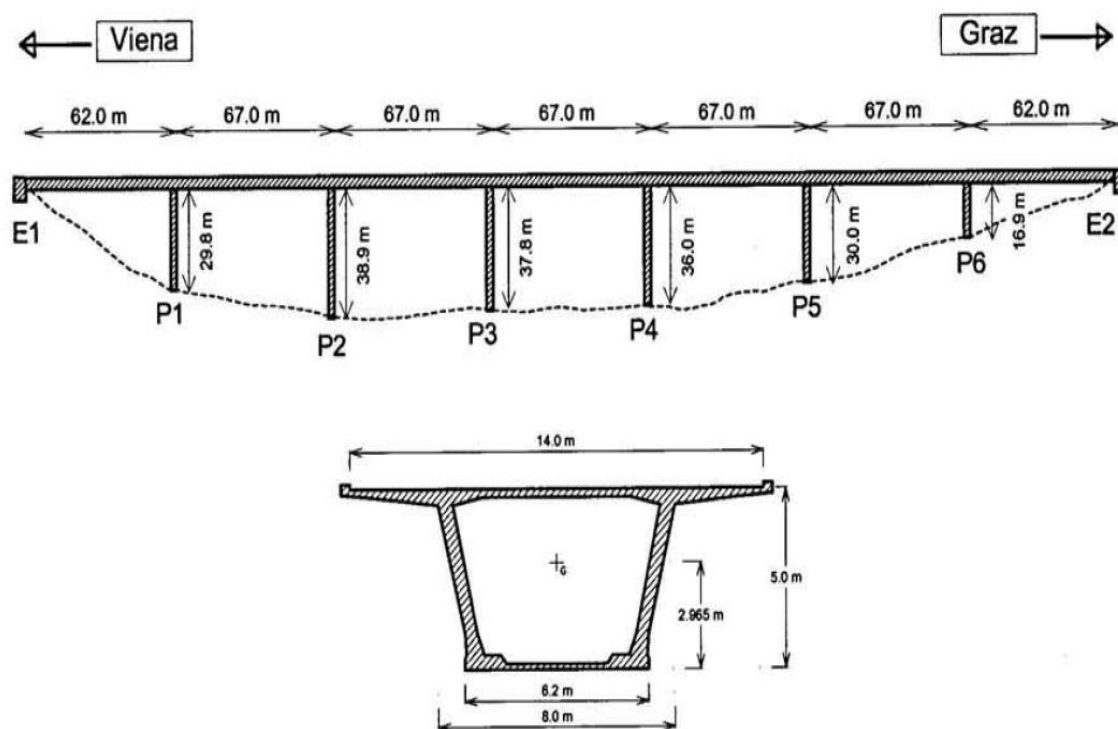


Figura 4.2 – Geometria e secção transversal da ponte de Talübergang Warth (Vila Pouca, 2001)

Atendendo às características geométricas da ponte, e adoptando uma discretização refinada dos pilares com base no modelo de fibras e recorrendo aos modelos constitutivos descritos no Capítulo 2 para a simulação do comportamento não-linear do betão e do aço, proceder-se-á a validação dos modelos definidos para a análise do presente caso de estudo em relação aos pilares P3 (A40) e P6 (A70) durante o presente capítulo. A análise não linear dinâmica da ponte será abordada no Capítulo 5.

A geometria dos pilares, assim como as posições e características das armaduras neles presentes são devesas importante pois permitem, na modelação, introduzir as características reais de cada pilar no modelo, procurando sempre a melhor simulação possível do pilar real. Tal detalhe é seguidamente apresentado na Figura 4.3, e referido na Tabela 4.1, onde se encontram discretizadas as regiões de diferentes armaduras, atendendo às dispensas consideradas no projecto da ponte, assim como às dimensões de todos os pilares, sendo uma nota de particular relevo que a primeira interrupção da armadura longitudinal ocorre perto da fundação, para os pilares P2, P3 e P4, e que corresponde a uma redução de cerca de 50% da área de aço presente na secção.

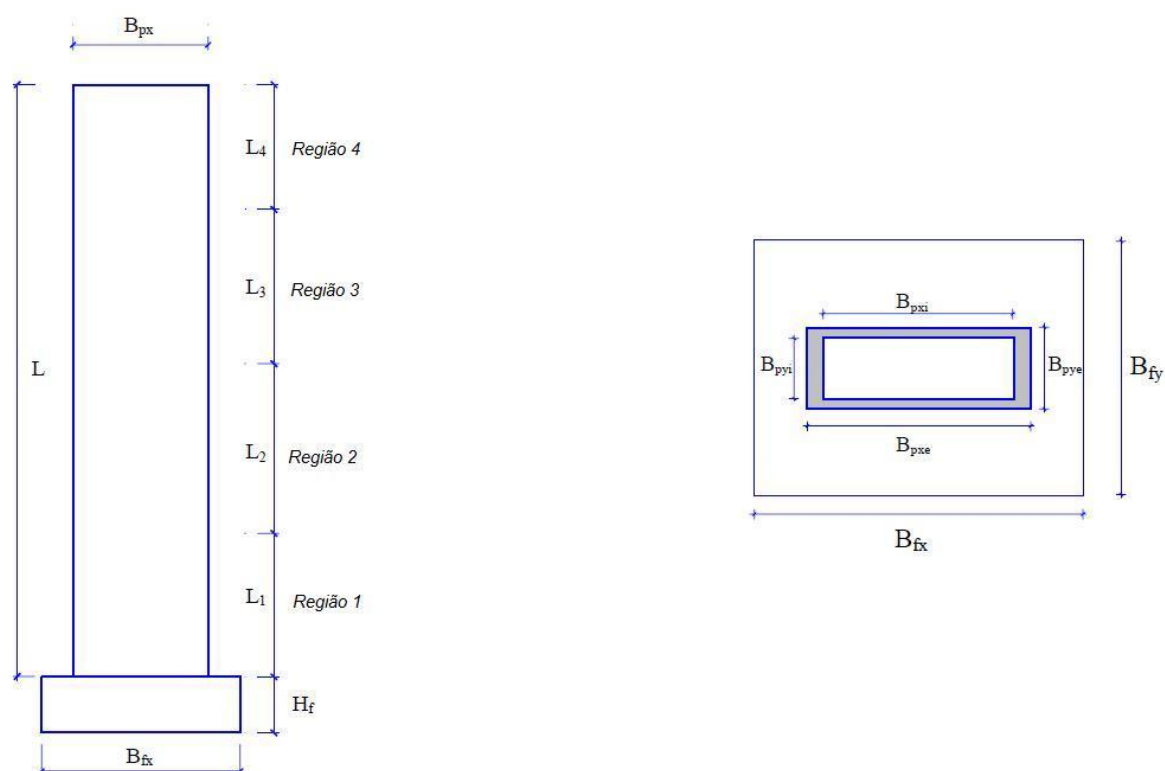


Figura 4.3 – Geometria dos pilares e sua nomenclatura

Tabela 4.1 – Dimensões dos pilares e respectiva fundação

Pilar	L (m)	L/B_{px}	L/B_{py}	Secção Oca	Fundação		
					B_{fx}	B_{fy}	H_f
P1 (A20)	29.8	4.4	11.9	$B_{pxe} = 6.80m$ $B_{pxi} = 5.80m$ $B_{pye} = 2.5m$ $B_{pyi} = 1.90m$	10.8	10.1	3.45
P2 (A30)	38.9	5.7	15.6		10.2	8.0	2.80
P3 (A40)	37.8	5.6	15.1		10.2	8.0	2.80
P4 (A50)	36.0	5.3	14.4		10.2	8.0	2.80
P5 (A60)	30.0	4.4	12.0		10.5	9.0	3.20
P6 (A70)	16.9	2.5	6.8		10.4	9.5	3.20

Relativamente à discretização das armaduras e para ser possível o escalonamento das mesmas pelas regiões apresentadas anteriormente (Figura 4.3), apresenta-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.4 a posição e pormenorização das armaduras a introduzir em cada região, de acordo com cada pilar. As alturas dos pilares apresentadas são respeitantes à distância entre a face superior da respectiva sapata e a base dos aparelhos de apoio do tabuleiro.

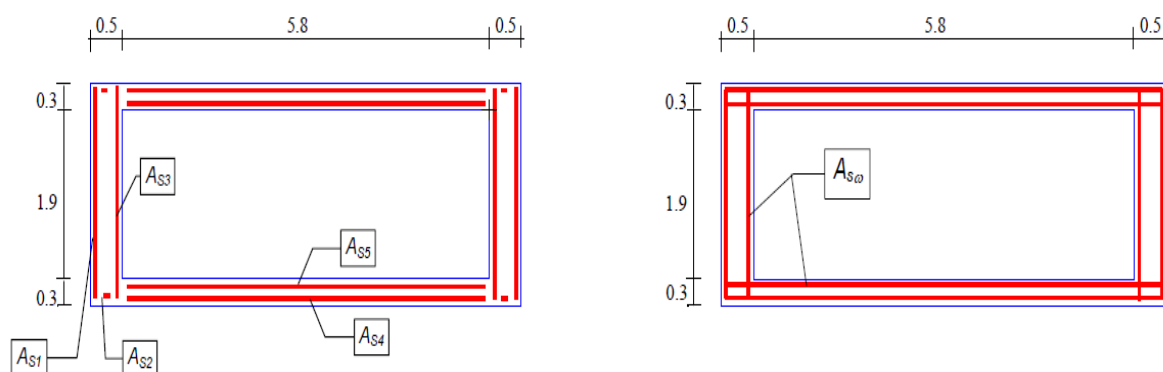


Figura 4.4 – a) Posição das Armaduras longitudinais

b) Armaduras transversais

Na presente análise, os valores das armaduras transversais apenas teriam relevância para o cálculo do valor do confinamento do betão pois este, invariavelmente depende da quantidade de armadura transversal presente na peça, entre outros factores. Devido ao modelo de fibras não entrar em consideração com as roturas por corte, como já referenciado anteriormente no Capítulo 2, e de se pretender efectuar uma análise dinâmica considerando o betão não confinado os valores da armadura transversal não serão portanto objecto de estudo da presente tese. A opção da consideração do betão não confinado justifica-se no presente caso uma vez que a resposta sísmica dos pilares desta ponte não é influenciada de forma significativa pelo comportamento do betão em compressão, dependendo fundamentalmente do comportamento cíclico das armaduras longitudinais.

Tabela 4.2 – Armadura longitudinal dividida por regiões

P1 (A20) L= 29.8m			
Região 1 – L1=6.90m	Região 2 – L2=17.6m		Região 3 – L3=5.3m
A_{s1}	2 Φ 20 + 10 Φ 16 (26.38cm ²)	12 Φ 16 (24.12cm ²)	2 Φ 16 + 8 Φ 14 (16.34cm ²)
A_{s2}	2 Φ 20 (6.28cm ²)	2 Φ 16 (4.02cm ²)	1 Φ 16 (2.01cm ²)
A_{s3}	2 Φ 20 + 8 Φ 16 (22.36cm ²)	10 Φ 16 (20.10cm ²)	4 Φ 16 + 8 Φ 14 (20.36cm ²)
A_{s4}	47 Φ 20 (147.58cm ²)	47 Φ 16 (94.47cm ²)	22 Φ 14 (33.88cm ²)
A_{s5}	47 Φ 20 (147.58cm ²)	47 Φ 16 (94.47cm ²)	22 Φ 14 (33.88cm ²)
A_{sTotal}	204 Φ 20 + 36 Φ 16 (712.92cm ²)	240 Φ 16 (482.40cm ²)	32 Φ 16 + 104 Φ 14 (258.32cm ²)
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	1.19%	0.80%	0.43%

Tabela 4.2 (cont.) – Armadura longitudinal dividida por regiões

P2 (A30) L= 38.9m						
Região 1 – L1=8.80m			Região 2 – L2=17.7m		Região 3 – L3=12.4m	
A_{s1}	19 Φ 16	(38.19cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)
A_{s2}	2 Φ 16	(4.02cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)
A_{s3}	17 Φ 16	(34.17cm ²)	8 Φ 16	(16.08cm ²)	8 Φ 14	(12.32cm ²)
A_{s4}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)
A_{s5}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 14	(36.96cm ²)
A_{sTotal}	268 Φ 16	(538.68cm ²)	136 Φ 16	(273.36cm ²)	72 Φ 16 + 64 Φ 14	(243.28cm ²)
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	0.90%		0.45%		0.41%	
P3 (A40) L= 37.8m						
Região 1 – L1=7.40m			Região 2 – L2=16.8m		Região 3 – L3=13.6m	
A_{s1}	19 Φ 16	(38.19cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)
A_{s2}	2 Φ 16	(4.02cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)
A_{s3}	17 Φ 16	(34.17cm ²)	8 Φ 16	(16.08cm ²)	8 Φ 14	(12.32cm ²)
A_{s4}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)
A_{s5}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 14	(36.96cm ²)
A_{sTotal}	268 Φ 16	(538.68cm ²)	136 Φ 16	(273.36cm ²)	72 Φ 16 + 64 Φ 14	(243.28cm ²)
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	0.90%		0.45%		0.41%	
P4 (A50) L= 36.0m						
Região 1 – L1=4.0m			Região 2 – L2=18.1m		Região 3 – L3=13.9m	
A_{s1}	19 Φ 16	(38.19cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)	10 Φ 16	(20.10cm ²)
A_{s2}	2 Φ 16	(4.02cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)	1 Φ 16	(2.01cm ²)
A_{s3}	17 Φ 16	(34.17cm ²)	8 Φ 16	(16.08cm ²)	8 Φ 14	(12.32cm ²)
A_{s4}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)
A_{s5}	47 Φ 16	(94.17cm ²)	24 Φ 16	(48.24cm ²)	24 Φ 14	(36.96cm ²)
A_{sTotal}	268 Φ 16	(538.68cm ²)	136 Φ 16	(273.36cm ²)	72 Φ 16 + 64 Φ 14	(243.28cm ²)
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	0.90%		0.45%		0.41%	

Tabela 4.2 (cont.) – Armadura longitudinal dividida por regiões

P5 (A60) L= 30.0m								
Região 1 – L1=3.7m			Região 2 – L2=3m		Região 3 – L3=3.7m		Região 4 – L4=20.0m	
A _{s1}	2Φ20 + 10Φ16	(26.38 cm ²)	12Φ16 (24.12 cm ²)		10Φ16 (20.10 cm ²)		10Φ16 (20.10 cm ²)	
A _{s2}	1Φ20 + 1Φ16	(5.15 cm ²)	2Φ16 (4.02 cm ²)		1Φ16 (2.01 cm ²)		1Φ16 (2.01 cm ²)	
A _{s3}	10Φ16	(20.10 cm ²)	10Φ16 (20.10 cm ²)		8Φ14 (12.32 cm ²)		8Φ14 (12.32 cm ²)	
A _{s4}	24Φ20 + 23Φ16	(121.59 cm ²)	47Φ16 (94.47 cm ²)		24Φ16 (48.24 cm ²)		24Φ16 (48.24 cm ²)	
A _{s5}	24Φ20 + 23Φ16	(121.59 cm ²)	24Φ16 (48.24 cm ²)		24Φ16 (48.24 cm ²)		24Φ14 (36.96 cm ²)	
A _{sTotal}	104Φ20 + 136Φ16	(599.92 cm ²)	194Φ16 (389.94 cm ²)		120Φ16 + 16Φ14 (265.84 cm ²)		72Φ16 + 64Φ14 (243.28 cm ²)	
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	1.00%		0.65%		0.44%		0.41%	

P6 (A70) L= 16.9m			
Região 1 – L1=3.3m		Região 2 – L2=13.6m	
A _{s1}	10Φ16 (20.10 cm ²)	10Φ14 (15.40 cm ²)	
A _{s2}	1Φ16 (2.01 cm ²)	1Φ14 (1.54 cm ²)	
A _{s3}	8Φ14 (12.32 cm ²)	8Φ14 (12.32 cm ²)	
A _{s4}	24Φ16 (48.24 cm ²)	24Φ14 (36.96 cm ²)	
A _{s5}	24Φ14 (36.96 cm ²)	24Φ14 (36.96 cm ²)	
A _{sTotal}	72Φ16 + 64Φ14 (243.28 cm ²)	136Φ14 (209.44 cm ²)	
$\rho = \frac{A_{sTotal}}{A_c}$	0.41%		0.35%

Apresentada a discretização das armaduras presentes nas diferentes regiões dos pilares consideradas, torna-se necessário proceder à referência das propriedades dos materiais constitutivos da ponte. No caso das propriedades do aço, e atendendo ao modelo constitutivo de Menegotto Pinto, o valor do parâmetro A_3 correspondente a um coeficiente de endurecimento isotrópico foi considerado praticamente nulo (0.0001) para que este endurecimento não afectasse a análise global do comportamento cíclico do modelo, o que poderia introduzir um correspondente acréscimo de resistência por parte da armadura, com o número de ciclos realizados, sendo A_4 , pelos mesmos motivos descritos anteriormente igual a 1.

Tabela 4.3 – Propriedades do Betão

E (Gpa)	f_{c0} (Mpa)	ϵ_{c0}	f_{t0} (Mpa)	f_{cm} (Mpa)	ϵ_{cm}	Z
33.5	43.0	2.0‰	3.1	-	-	100

Tabela 4.4 – Propriedades do Aço

E (Gpa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	E_h/E	$f_{sy}(Mpa)$	$f_{su}(Mpa)$	R_0	a_1	a_2	a_3	a_4
200	5.0‰	100‰	0.0034	545	611	20	18.5	0.15	0.001	1

Com as secções definidas, assim como as propriedades dos materiais que as constituem, culmina-se a caracterização física e geométrica da ponte elemento de estudo calculando as respectivas acções verticais correspondentes ao peso próprio da estrutura (pilares + tabuleiro). Tais acções são particularmente importantes para a calibração do modelo pois, ao efectuar-se a calibração dos elementos de forma individual é necessário ter em consideração as cargas que se encontraram presentes aquando da análise não linear dinâmica de toda a estrutura, para que a resposta individual de cada elemento seja o mais próximo possível das condições de análise pretendidas, quer para os próprios resultados das forças associadas aos deslocamentos introduzidos.

Durante a análise global do modelo, tais cargas deixam de ser pontuais, aplicadas nos topos dos pilares para se tornarem cargas distribuídas ao longo de todo o tabuleiro, sendo que o esforço axial em cada topo de cada pilar é resultado da sua área de influência e da capacidade de cada elemento em “puxar” para si próprio um maior esforço axial, logo dependente da rigidez, sendo a redistribuição de esforços uma consequência desta, influenciando os resultados dos elementos na sua vizinhança.

As forças verticais foram então avaliadas da seguinte forma:

- Peso próprio do tabuleiro 10.16x25=254KN/m;
 - Peso dos elementos não estruturais 50KN/m;
 - Pavimento do tabuleiro 40KN/m;
- 344KN/m

O peso próprio dos pilares foi reproduzido assumindo o valor de 24KN/m^3 para a densidade do betão armado. Na Tabela 4.5 encontra-se resumido a contribuição do carregamento vertical para cada um dos seis pilares da ponte de Talübergang Warth, sendo que o valor utilizado na modelação para o carregamento cíclico tenha apenas correspondido ao esforço axial introduzido pelo peso do tabuleiro pois o peso próprio de cada pilar encontra-se considerado directamente pelo modelo de cálculo automático.

Tabela 4.5 – Carregamento Vertical dos Pilares (Kn)

	P1 (A20)	P2 (A30)	P3 (A40)	P4 (A50)	P5 (A60)	P6 (A70)
Tabuleiro	22180	23048	23048	23048	23048	22180
Peso Pilar	4280	5585	5425	5170	4305	2430
Esforço axial Total	26460	28633	28473	28218	27353	24610

4.3. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL PRELIMINAR DO MODELO DE ANÁLISE NÃO LINEAR

4.3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Anteriormente à modelação de toda a estrutura (tabuleiro e pilares), é necessário proceder a modelação de elementos isolados da estrutura de forma a poder retirar resultados comparáveis com os ensaios

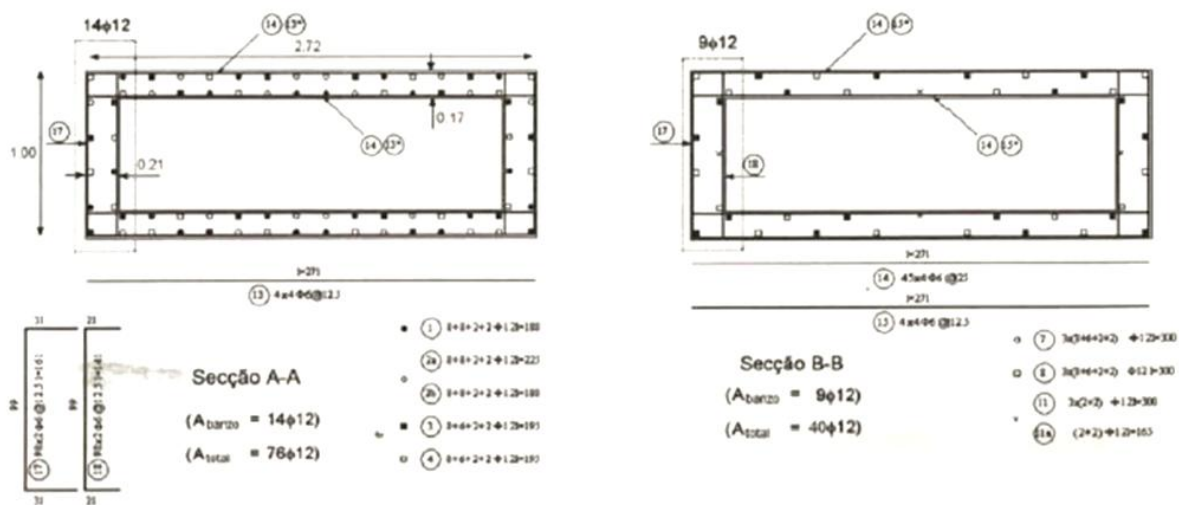


Figura 4.6 – Detalhe das armaduras nas secções transversais A-A e B-B do Pilar P3 (modelo reduzido) (retirado de Vila Pouca, 2001)

A abordagem para a modelação dos pilares no programa SeismoStruct possuiu duas componentes distintas. A primeira, na qual a modelação foi realizada com base no conhecimento da localização da zona de formação da rotula plástica, sendo a parte não linear traduzida pela modelação da secção rectangular oca com a armadura disposta no seu interior tal como se encontra descrito na Figura 4.6, e utilizando os modelos constitutivos dos materiais apresentados no capítulo 2, sendo as propriedades (do betão e do aço) reproduzidas nas tabelas 4.3 e 4.4 foi aplicada desde a base do pilar até a zona de desenvolvimento da rotula plástica, sendo o restante pilar modelado linearmente, com os valores referidos na tabela 4.5, modelação esta referida futuramente como não linear parcial.

Tabela 4.6 – Características utilizadas na modelação linear do pilar P3

Área	I_2	I_3	E	Massa Distribuída
1.20 m ²	0.17	1.01	46GPa	2.88 Ton/m

Na segunda abordagem, todo o pilar encontra-se modelado de forma não linear, sendo que a secção com armadura do tipo A-A se desenvolve desde a base do pilar até aos 3.5m, e o restante encontra-se modelado com o segundo tipo de armadura, B-B, modelação esta referida futuramente como não linear total.

Tal diferença de modelação serve dois propósitos:

- A aplicação das cargas axiais e das cargas cíclicas nas zonas lineares torna o algoritmo cíclico de cálculo do método das fibras bastante mais simples, sendo que envolve menor esforço de computação e permite uma convergência mais rápida dos resultados, não os desvirtuando e mantendo-se realista toda a metodologia de abordagem da modelação o mais próxima do real possível;
- Permite definir e caracterizar as zonas de formação das rótulas plásticas, sendo que como o programa não considera os efeitos de corte nas secções, a rótula plástica irá

localizar-se sempre nas proximidades da base do pilar, sendo que modelar todo o pilar de forma não linear permite comparar os resultados com a modelação anterior;

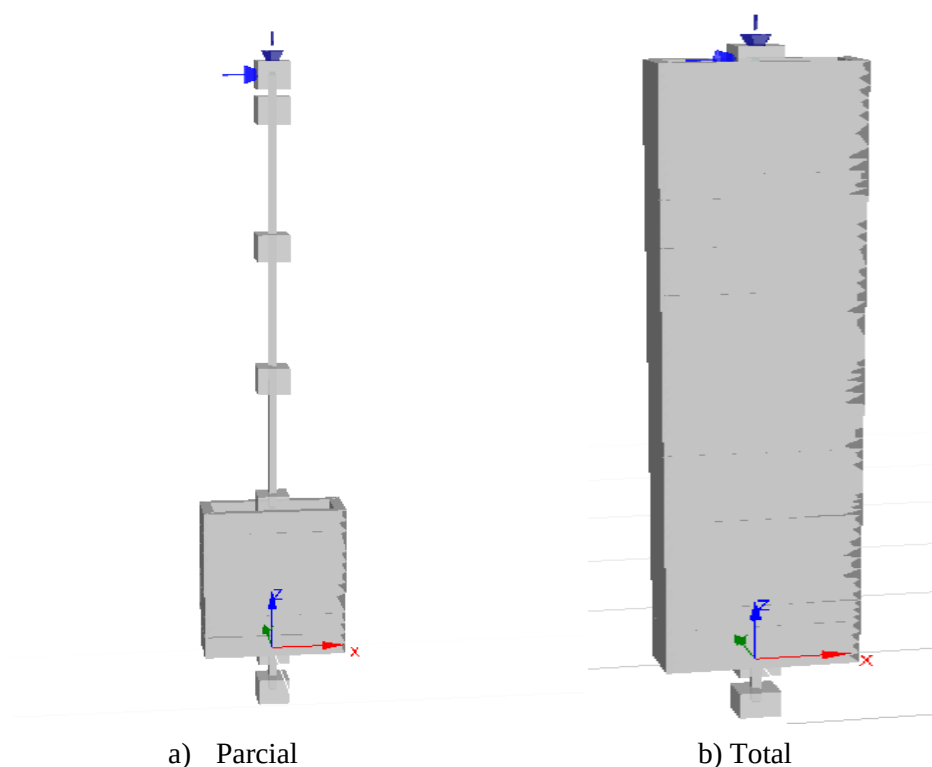


Figura 4.7 – Diferentes abordagens à modelação do pilar P3

Foi aplicado previamente uma carga vertical de 4090KN no topo do pilar, a qual se manteve constante ao longo de todo o ensaio e corresponde ao carregamento transmitido pelo tabuleiro ao pilar P3, corrigido do factor de escala do modelo ensaiado. Em seguida, é imposto um deslocamento horizontal, no sentido do eixo dos xx (direcção de maior inércia), no topo do pilar. A história desses deslocamentos, traduzida na Figura 4.8 resume-se a (i) um ciclo de 30mm, (ii) dois ciclos de 70mm, (iii) dois ciclos de 140mm e (iv) um último ciclo de 250mm, o qual levou o pilar à rotura.

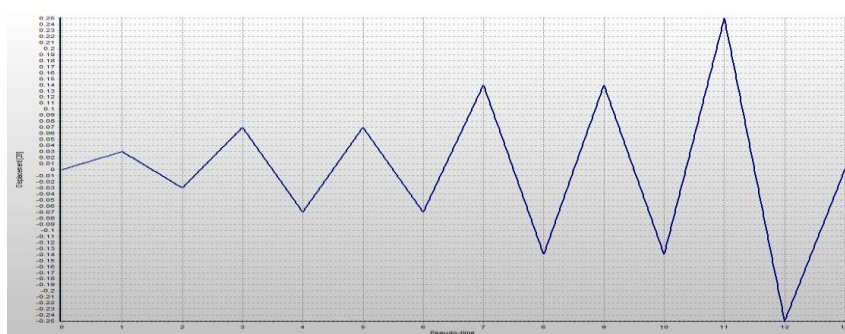


Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais prescritos no topo do pilar P3 (modelo reduzido).

Tendo a simulação numérica do ensaio experimental como objectivo avaliar as capacidades do modelo numérico na previsão do comportamento do pilar sob condições de carregamento cíclico, após a obtenção de resultados torna-se necessário compará-los com os valores retirados dos ensaios quasi-estáticos realizados e dos valores obtidos através do modelo de dano. Nas Figuras 4.9 e 4.10 efectua-se uma comparação directa da previsão numérica, para os dois tipos de modelação efectuada da resposta cíclica do pilar com a resposta experimental associada aos valores do ensaio pseudodinâmico, e com a resposta proveniente do modelo de dano, ambas traduzidas pelos diagramas força-deslocamento registados no topo do pilar.

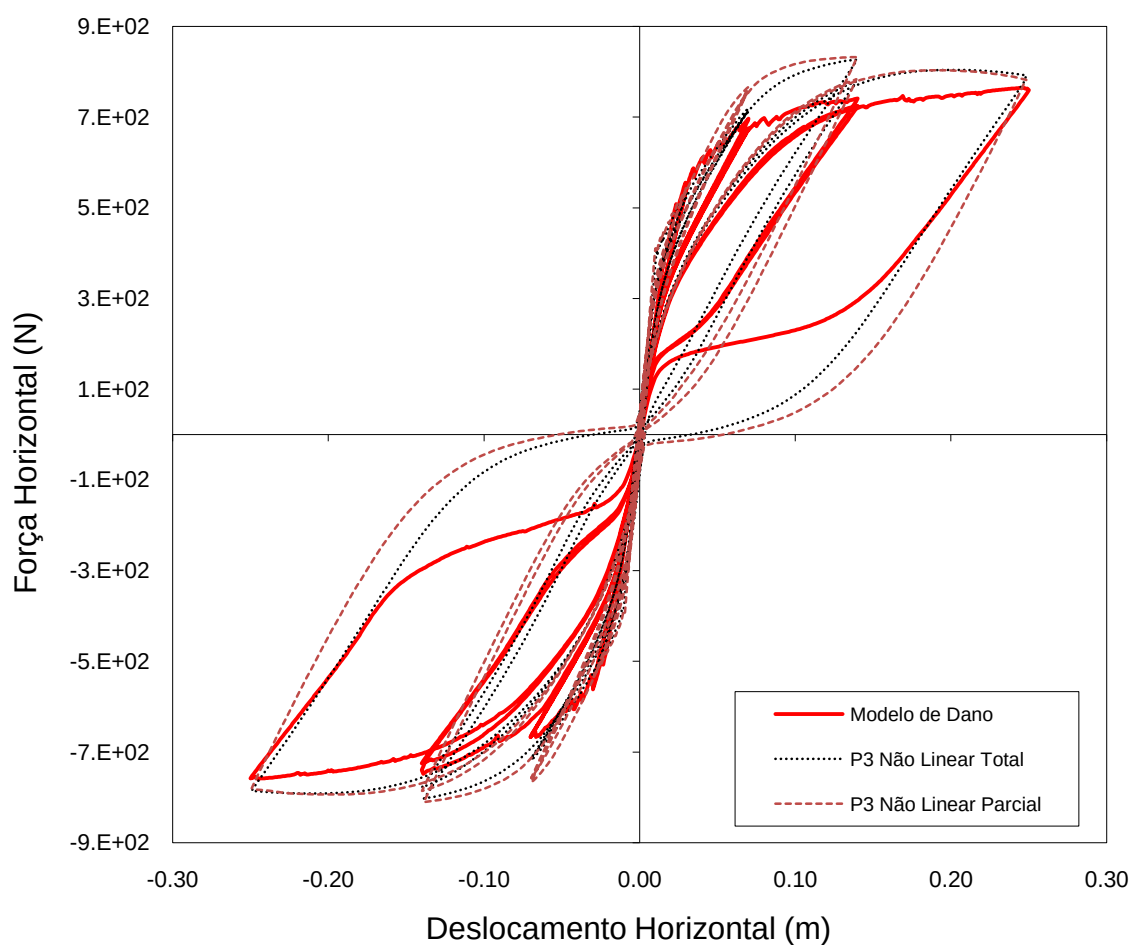


Figura 4.9 – Resposta cíclica numérica do pilar P3 (modelo reduzido) vs Modelo de Dano

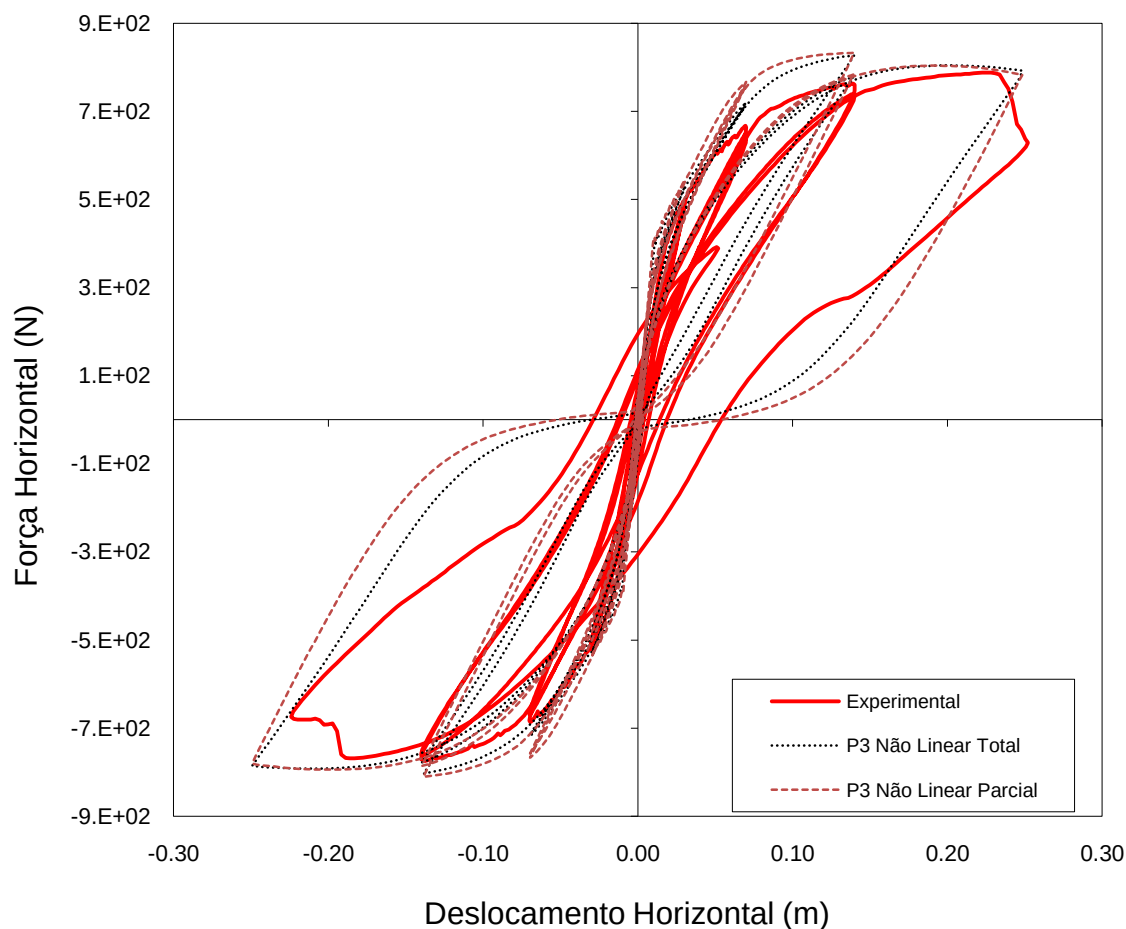


Figura 4.10 – Resposta cíclica numérica do pilar P3 (modelo reduzido) vs Resultados Experimentais

Os fenómenos físicos mais relevantes observados, tanto no ensaio experimental como no modelo de dano, encontram-se correctamente captados na simulação numérica evidenciando desta forma a eficácia da estratégia de modelação adoptada, reflectindo a capacidade dos modelos utilizados na simulação do comportamento não linear deste pilar. Tal pode ser constatado na Figura 4.10, onde numa fase inicial, o comportamento da simulação numérica é idêntico ao experimental, sendo que para deformações crescentes, os valores de força obtidos numericamente aproximam-se, por excesso, dos valores registados experimentalmente. Verifica-se que os principais fenómenos que ocorrem neste tipo de estruturas sujeitas a deslocamentos alternados são simulados com um rigor aceitável, nomeadamente (i) o endurecimento da armadura longitudinal, (ii) a degradação da resistência e (iii) a degradação da rigidez, quer na descarga quer na recarga. No processo de abertura de fendas, o diagrama experimental demonstra que a perda de rigidez associada a sua abertura é residual, sendo que mesmo em descarga essa redução mantém-se, fenómeno não captado na sua totalidade pelo modelo numérico. Para o ultimo ciclo, no qual se introduz um deslocamento no topo do pilar de 250mm, o modelo não consegue prever o colapso do pilar devido a ruptura dos varões da armadura longitudinal do banzo, sendo esta rotura influenciada pela ocorrência de encurvadura destes varões longitudinais em ciclos anteriores a qual foi forçando a armadura a flectir num modo localizado, introduzindo um mecanismo de colapso.

4.3.3. PILAR P6 (MODELO REDUZIDO)

Reproduzido nas Figuras 4.11 e 4.12, de acordo com Pinto et al. (2001c), encontram-se as principais características geométricas do modelo físico reduzido do pilar P6, bem como os detalhes da sua respectiva armadura longitudinal. Apesar do pilar P6 (protótipo) apresentar uma ligeira redução da armadura longitudinal próximo da sua base, esta redução não foi reproduzida no modelo físico reduzido, como se pode constatar na Figura 4.11. De facto, os condicionalismos relacionados com a aplicação das relações de semelhança para a reprodução desta redução de armadura (ligeira) levanta alguns problemas decorrentes da necessidade da utilização de armaduras de pequenos diâmetros, o que suscitariam dúvidas relativamente à simulação das condições de aderência e de risco de encurvadura dos correspondentes varões, assim como da sua aplicabilidade prática aquando da construção do protótipo. Por tal foi opção, pelo grupo que se encontrou envolvido no projecto VAB, a não reprodução da referida redução de armadura longitudinal.

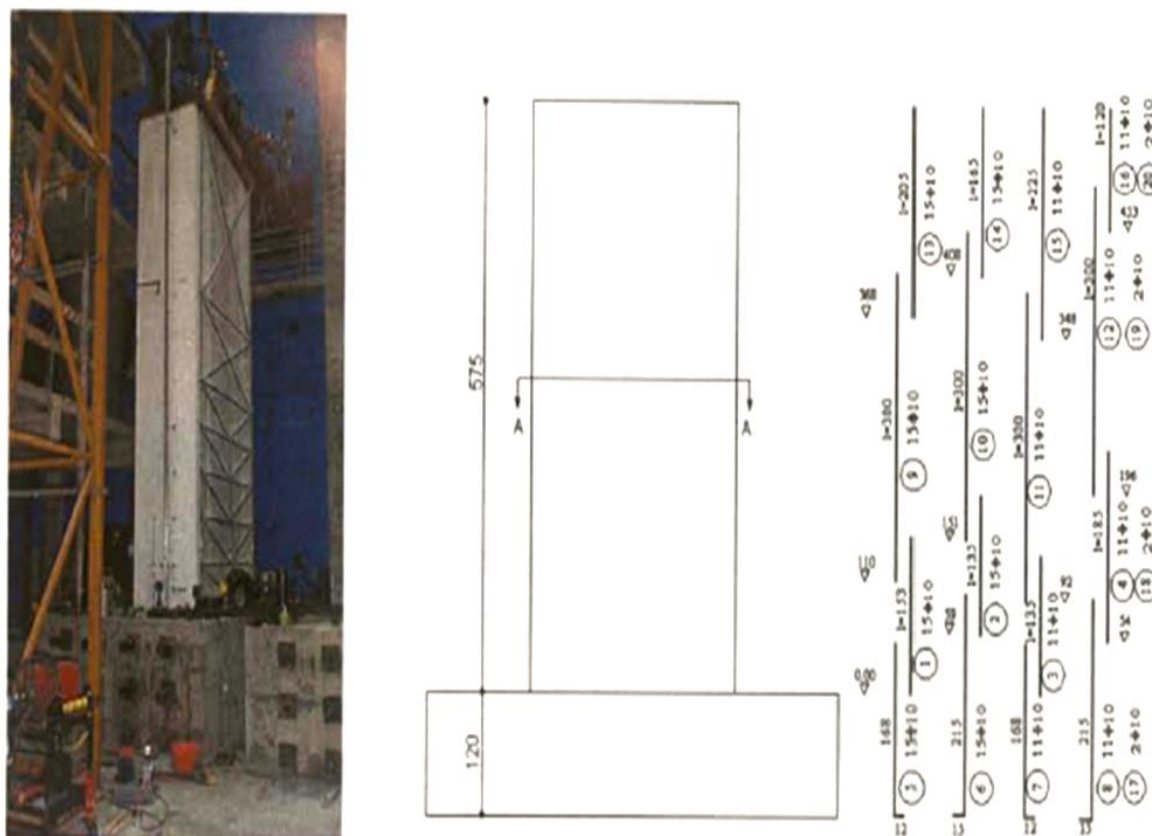


Figura 4.11 – Vista geral e identificação das zonas de armadura do pilar P6 (retirado de Vila Pouca 2001)

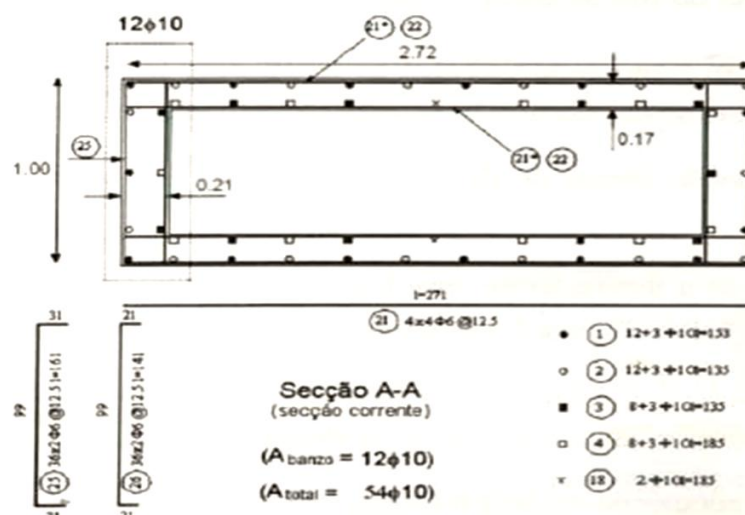


Figura 4.12 – Detalhe das armaduras na secção transversal A-A do Pilar P6 (modelo reduzido) (retirado de Vila Pouca, 2001)

As duas abordagens distintas à modelação do pilar, descritas anteriormente mantêm-se na presente solução, sendo que, como a rótula plástica do protótipo localiza-se na base, a parte não linear para o primeiro tipo de modelação, não linear parcial, desenvolve-se até aos 3m, desenvolvimento este considerado suficiente para retratar os efeitos da não linearidade na secção, sendo que o resto do pilar encontra-se modelado linearmente com as características referidas na Tabela 4.7.

Como apenas foi considerado, na construção do protótipo um tipo de armadura longitudinal, na modelação não linear total todo o pilar encontrar-se-á com as características da armadura longitudinal referida na Figura 4.12. As propriedades do betão e do aço encontram-se enunciadas nas tabelas 4.3 e 4.4 do presente capítulo.

Tabela 4.7 – Características utilizadas na modelação linear do pilar P6

Área	I_2	I_3	E	Massa Distribuída
1.20 m ²	0.17	1.01	46GPa	2.88 Ton/m

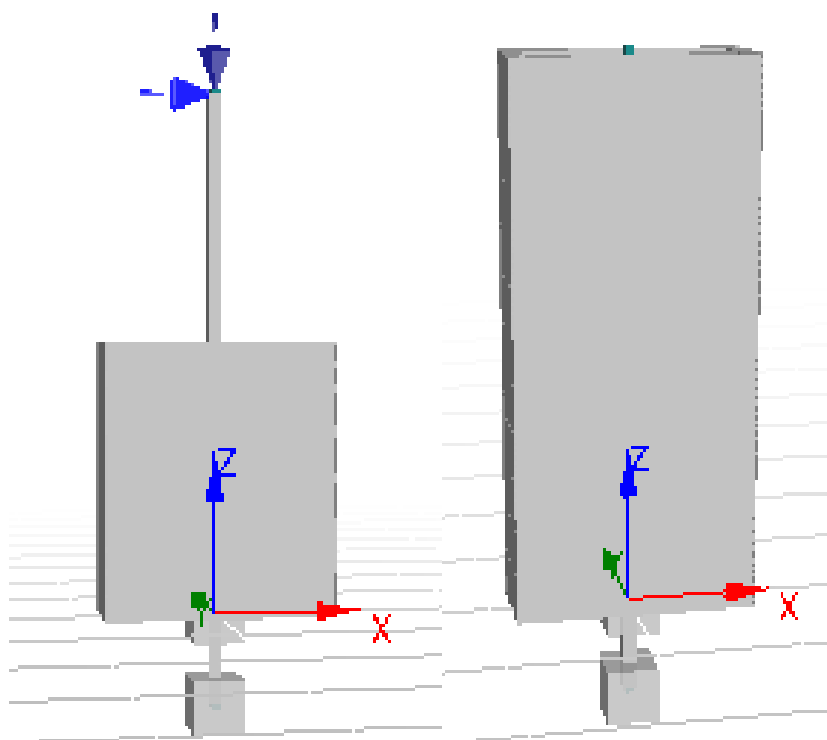


Figura 4.13 – Diferentes abordagens à modelação do pilar P6

O ensaio cíclico do modelo reduzido do pilar P6 foi realizado de forma análoga à seguida no ensaio anterior, sendo a força inicial de compressão de 3820KN. Posteriormente foi imposto um deslocamento horizontal no topo do pilar com a seguinte historia carregamentos cíclicos traduzida por (i) um ciclo inicial de 9mm, (ii) dois ciclos de 27mm, (iii) dois ciclos de 56mm e (iv) um último ciclo de 100mm.

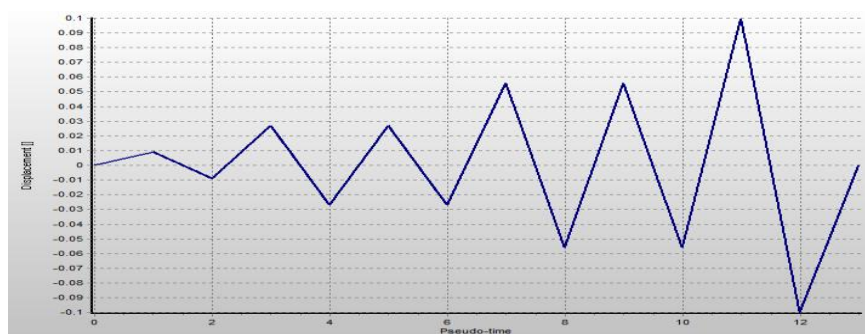


Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais prescritos no topo do pilar P6 (modelo reduzido).

Apresenta-se nas Figuras 4.15 e 4.16 as comparações directas entre a previsão numérica da resposta cíclica do pilar com a resposta experimental e com a resposta proveniente do modelo de dano, para as duas abordagens de modelação distintas, traduzidas pelos diagramas força-deslocamento registados no topo do pilar.

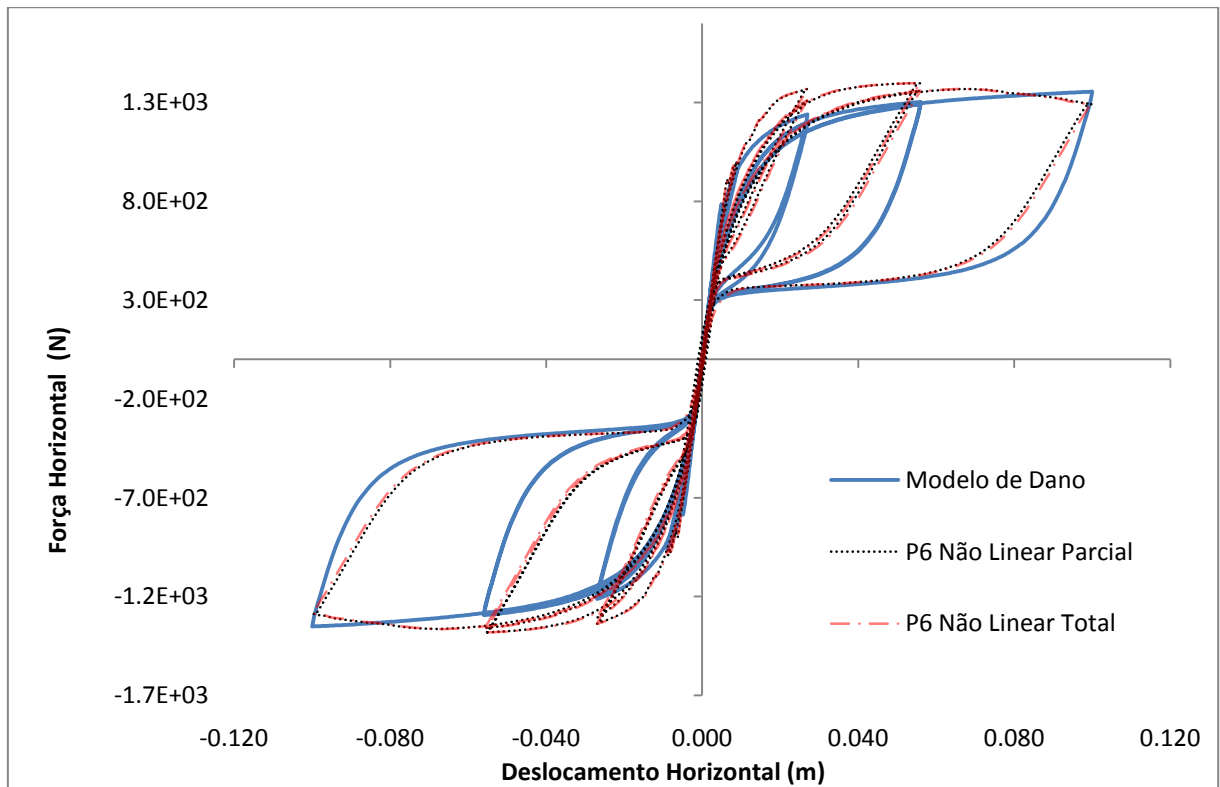


Figura 4.15 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido) vs Modelo de Dano

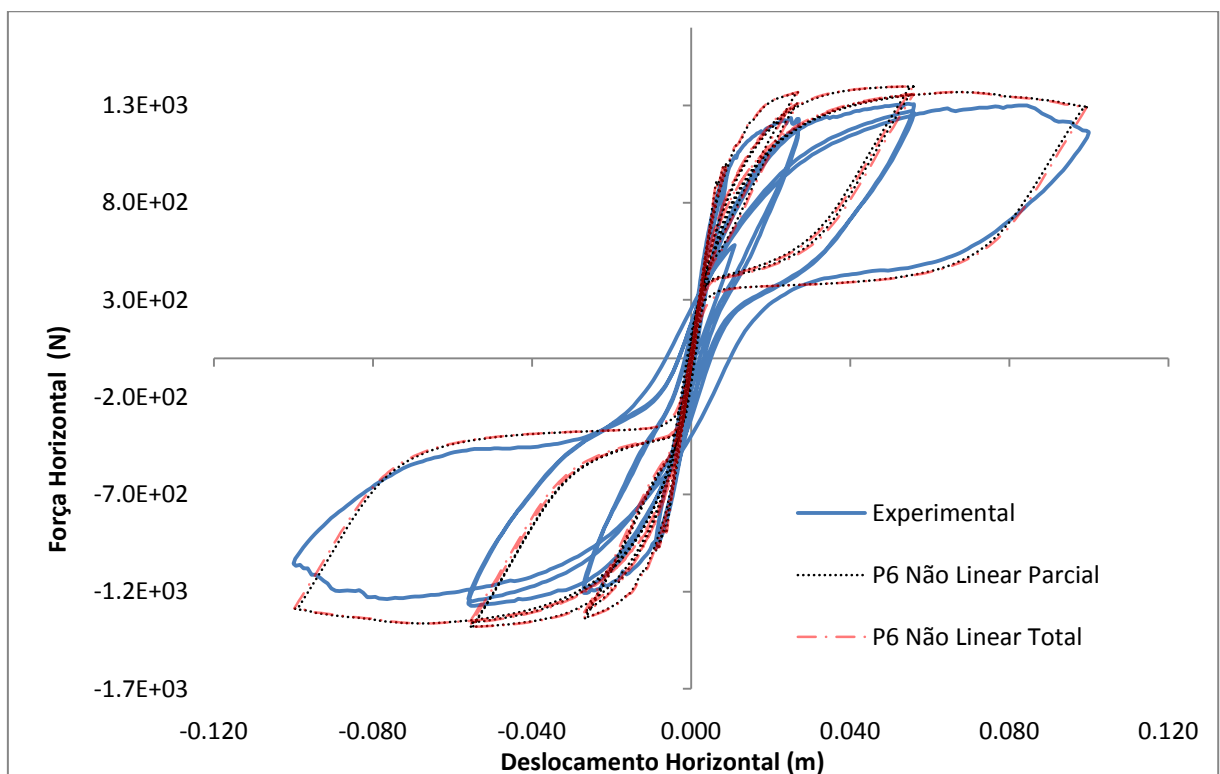


Figura 4.16 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido) Vs Resultados Experimentais

Pela observação das Figuras 4.15 e 4.16 pode-se constatar que a previsão da resposta cíclica é conseguida com uma boa aproximação quer em relação à resposta experimental, quer à obtida pelo modelo de dano, detectando-se um desvio residual entre as respostas, sendo os fenómenos detectados ao longo destes idênticos aos referenciados para o pilar P3. Realça-se desta forma a capacidade do modelo em captar correctamente os principais fenómenos que comandam a resposta deste pilar, que se encontra fortemente condicionada pela localização das deformações e da sua rótula plástica, formada na base do pilar.

4.3.4. CONCLUSÕES

Realizando a simulação numérica dos ensaios cíclicos efectuados aquando do projecto VAB, sobre dois modelos físicos à escala 1:2.5 de dois pilares da ponte de Talübergang Warth, P3 e P6 respectivamente, simulações estas que revelam o bom desempenho dos modelos numéricos utilizados na previsão da resposta experimental, no qual se destaca a capacidade em captar os principais fenómenos que ocorrem em ensaios cíclicos de elementos de betão armado. No pilar P3, utilizado representativamente por ser o pilar central, sofrendo maiores deslocamentos horizontais no seu topo, a redução da armadura longitudinal que ocorre numa secção a 3.5m acima da base é responsável pela formação de uma rótula plástica nesta zona, rótula esta que no presente programa de análise não linear (SeismoStruct) é representada artificialmente na base do pilar, factor este que não influencia a qualidade dos resultados obtidos. No caso do pilar P6, pilar curto, devido à redução de armadura nas proximidades da sua base, a formação da rótula plástica ocorre numa secção muito próxima da mesma, o que em última análise permite justificar a ainda melhor aproximação da simulação numérica à resposta experimental.

A diferença entre as modelações, não linear parcial e não linear total, nos resultados obtidos é praticamente nula, o que valida a utilização da modelação não linear parcial na estrutura completa (pilares e tabuleiro), visto tal abordagem permitir um ciclo de cálculo mais estável e lépido, obtendo resultados de qualidade com uma menor probabilidade de se gerarem problemas de convergência ao longo da actuação da acção sísmica.

4.4. MODELAÇÃO PARA UMA ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DA PONTE DE TALÜBERGANG WARTH

4.4.1. MODELAÇÃO DOS PILARES

4.4.1.1. SUMÁRIO

Tendo como base a validação do modelo utilizado, descrita no ponto anterior do presente capítulo, inicia-se o processo de modelação de todos os pilares da ponte de Talübergang Warth. Para se proceder à modelação é necessário ter em consideração as tabelas 4.3 e 4.4 do presente capítulo, as quais fornecem a informação sobre as características a utilizar nos modelos constitutivos dos materiais para o betão e para o aço.

Devido às geometrias e às diferentes soluções de armaduras longitudinais nas secções transversais dos pilares, assim como a sua localização ao longo do pilar, é necessário proceder à definição de uma estratégia geral para a modelação dos mesmos, recorrendo às Tabelas 4.1 e 4.2. Devido às limitações do programa automático de calculo utilizado, a formação das rotulas plásticas ocorre sempre em secções nas imediações da base do pilar, se não mesmo na secção contigua a esta, o que impede por

parte da análise que as rotulas plásticas se formem nas secções em que seriam expectáveis, ou seja na zona da primeira interrupção de armadura. A modelação, validada a opção de utilização de uma parte não linear representativa da zona onde os danos nos pilar são expectáveis e apresentam-se com maior intensidade, e de uma parte linear elástica compreendendo o restante pilar, modelação esta explanada no ponto 4.3.2 do presente capítulo, efectua-se tendo em consideração a limitação anteriormente descrita e torna-se necessário proceder à modelação dos pilares considerando um leque de soluções possíveis de modelação, isto é, modelando as regiões de diferentes armaduras longitudinais ao longo do pilar, com as dimensões que estas apresentam no pilar real e com as dimensões consideradas para o uso da linearidade do topo do pilar.

Na Tabela 4.8 encontram-se compiladas as diferentes alturas das regiões de armaduras longitudinais, assim como os respectivos desenvolvimentos das partes lineares.

Tabela 4.8 – Diferentes abordagens na modelação das regiões de armadura longitudinal dos pilares

Pilar	Parte Linear (m)	Região 1 (m)	Região 2 (m)	Região 3 (m)	Região 4 (m)
P1	15.8	14	-	-	-
P1	15.8	7	7	-	-
P1	15.8	-	14	-	-
P1	-	7	17	5.8	-
P2	22.9	16	-	-	-
P2	22.9	9	7	-	-
P2	22.9	-	16	-	-
P2	-	9	18	11.9	-
P3	21.8	16	-	-	-
P3	21.8	8	8	-	-
P3	21.8	-	16	-	-
P3	-	7.5	17	13.3	-
P4	24	12	-	-	-
P4	24	4	8	-	-
P4	24	-	12	-	-
P4	-	4	18	14	-
P5	16	14	-	-	-
P5	16	4	10	-	-
P5	16	4	3	7	-
P5	16	-	14	-	-
P5	16	-	-	14	-

Tabela 4.8 (cont.) – Diferentes abordagens na modelação das regiões de armadura longitudinal dos pilares

Pilar	Parte Linear (m)	Região 1 (m)	Região 2 (m)	Região 3 (m)	Região 4 (m)
P5	-	4	3	4	19
P6	10.9	6	-	-	-
P6	10.9	3.5	2.5	-	-
P6	10.9	-	6	-	-
P6	-	3.5	13.4	-	-

A consideração do final da zona não linear foi efectuada tendo como base os resultados obtidos durante o projecto VAB, estando disponíveis as representações das dispersões de tensão ao longo dos pilares e as zonas dos mesmos onde se verificam deformações plásticas nas armaduras, podendo retirar-se até que altura do pilar é que os efeitos não lineares se denotam com maior preponderância.

Os pilares foram modelados sem fundação, sendo que o primeiro ponto, com coordenada $z=0$ possui todos os graus de liberdade restringidos, simulando dessa forma a presença de uma fundação.

A parte linear dos pilares encontra-se modelada atendendo aos parâmetros definidos na Tabela 4.9. Para se proceder à calibração dos pilares, de forma individual, recorreu-se aos valores calculados em Vila Pouca (2001) utilizando o modelo de dano, sendo estes indicativos do comportamento real dos pilares, obtidos introduzindo para cada pilar o correspondente valor do peso transmitido pelo tabuleiro, tabela 4.5, no topo do pilar, sendo posteriormente imposto um deslocamento horizontal, no sentido do eixo dos xx (direcção de maior inércia), correspondente a uma historia de deslocamentos.

Tabela 4.9 – Características utilizadas na modelação linear dos pilares

Área	I_2	I_3	E	Massa Distribuída
5.98 m ²	5.54	34.61	46GPa	14.352 ton/m

4.4.1.2. MODELAÇÃO DOS PILARES

Para a modelação dos pilares, quatro soluções de modelos foram consideradas (sendo que foram consideradas seis para o pilar P5, pois este possui mais uma região de armadura longitudinal distinta dos restantes pilares). Após ter-se obtido os valores numéricos dos diversos modelo, estes foram comparados directamente com os valores obtidos pelo método de dano.

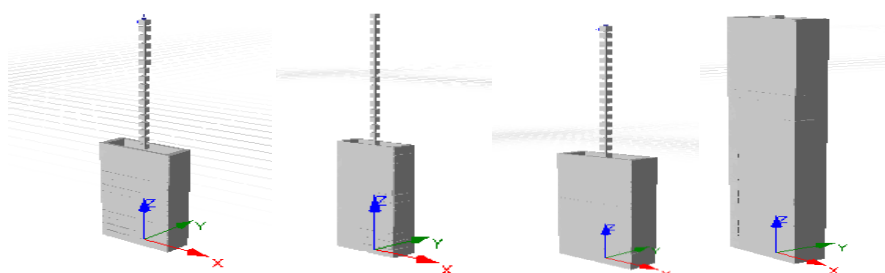
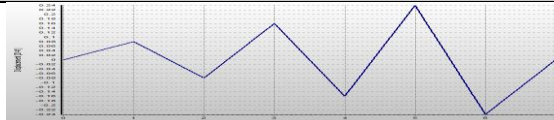
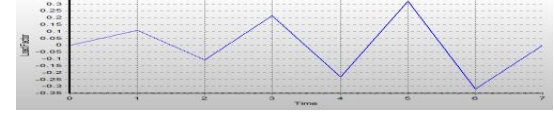
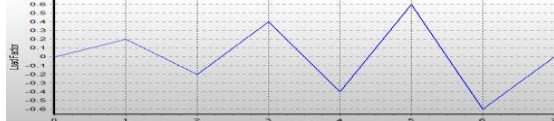


Figura 4.17 – Exemplo das diferentes abordagens à modelação do pilar P1

Tais soluções encontram-se explanadas no ponto 4.4.1.1 do presente capítulo, o qual define as combinações de regiões de armaduras a utilizar para cada caso em análise.

Na Tabela 4.10 encontram-se os diferentes valores quer das cargas verticais aplicadas no topo de cada pilar, sendo estas constantes ao longo de todo o ciclo, quer as diferentes histórias de carregamentos cíclicos aplicados aos modelos de forma a poderem ser directamente comparados com os dados retirados de Vila Pouca (2001) em iguais circunstâncias obtidos pelo modelo de dano. Os valores dos carregamentos verticais correspondem ao peso próprio do tabuleiro e seus revestimentos e podem ser consultados na Tabela 4.5, apenas reunidos na Tabela contígua os elementos de relevo para a presente modelação.

Tabela 4.10 – Cargas verticais e histórias de carregamentos cíclicos

Pilar	Carregamento Vertical	História de deslocamentos			
		1º Ciclo (mm)	2º Ciclo (mm)	3º Ciclo (mm)	
P1	22180		8	16	24
P2	23048		20	40	60
P3	23048		20	40	60
P4	23048		145	290	435
P5	23048		106.667	213.333	320
P5	22180		66.67	133.33	200

Após a prescrição das diferentes histórias de carregamentos cíclicos nos diferentes modelos, procede-se à comparação entre os resultados obtidos com cada uma das diferentes modelações com os resultados, para cada pilar, obtidos a partir do modelo de dano.

De forma a simplificar a leitura dos diagramas optou-se por sintetizar numa notação abreviada, os parâmetros que reflectissem os elementos que estão envolvidos, sendo ao mesmo tempo de fácil consulta. Para tal, na Tabela 4.11 encontra-se descrito, para o pilar P1 extensível aos restantes, a forma como foi considerada a nomenclatura, e o seu significado.

Tabela 4.11 – Nomenclatura utilizada para as legendas das respostas cíclicas dos pilares

Nomenclatura	Descrição
P1 R1 14m	Pilar 1 modelado utilizando a região 1, definida nos 14 metros acima da sua fundação, e sendo o restante pilar modelado linearmente
P1 R1 7m R2 7m	Pilar 1 modelado utilizando a região 1 definida nos 7m acima da base precedida da região 2, com 7 metros de desenvolvimento sendo o restante pilar modelado linearmente
P1 R2 14m	Pilar 1 modelado utilizando a região 2, definida nos 14 metros acima da sua fundação e sendo o restante pilar modelado linearmente
P1 R1R2R3	Pilar 1 modelado utilizado as dimensões das regiões presentes na tabela 4.8, sendo que para o presente exemplo a região 1 encontra-se definida da fundação do pilar até aos 7 metros, precedida pela região 2 que se desenvolve por mais 17 metros, tendo por ultimo, a região 3 5.8 metros, não existindo nenhuma zona de modelação linear.

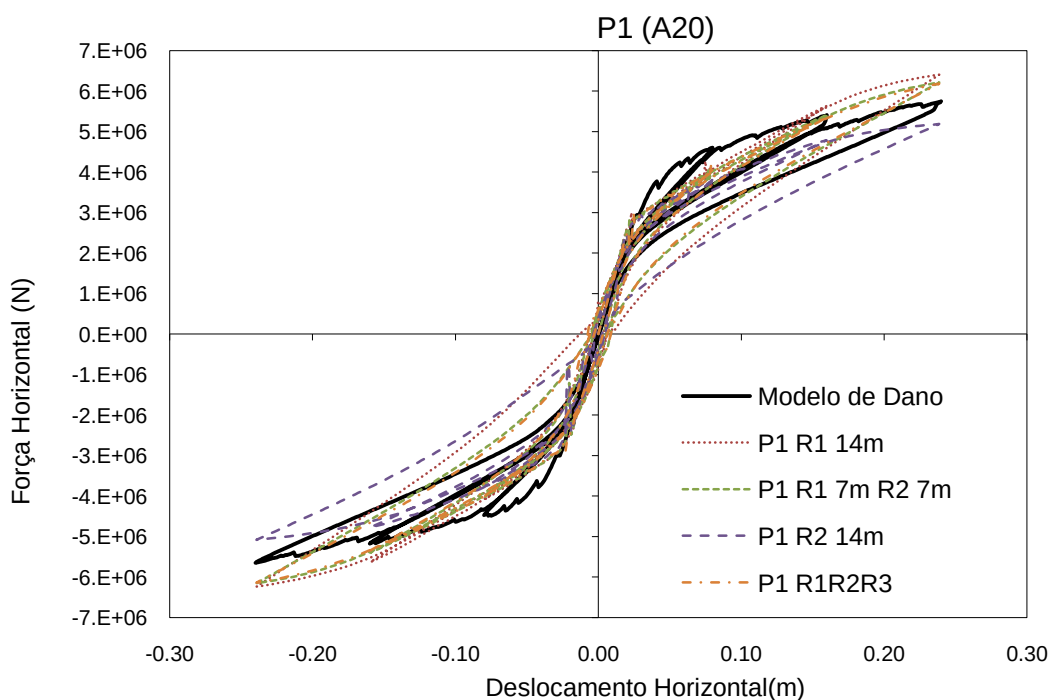


Figura 4.18 – Resposta cíclica do pilar P1

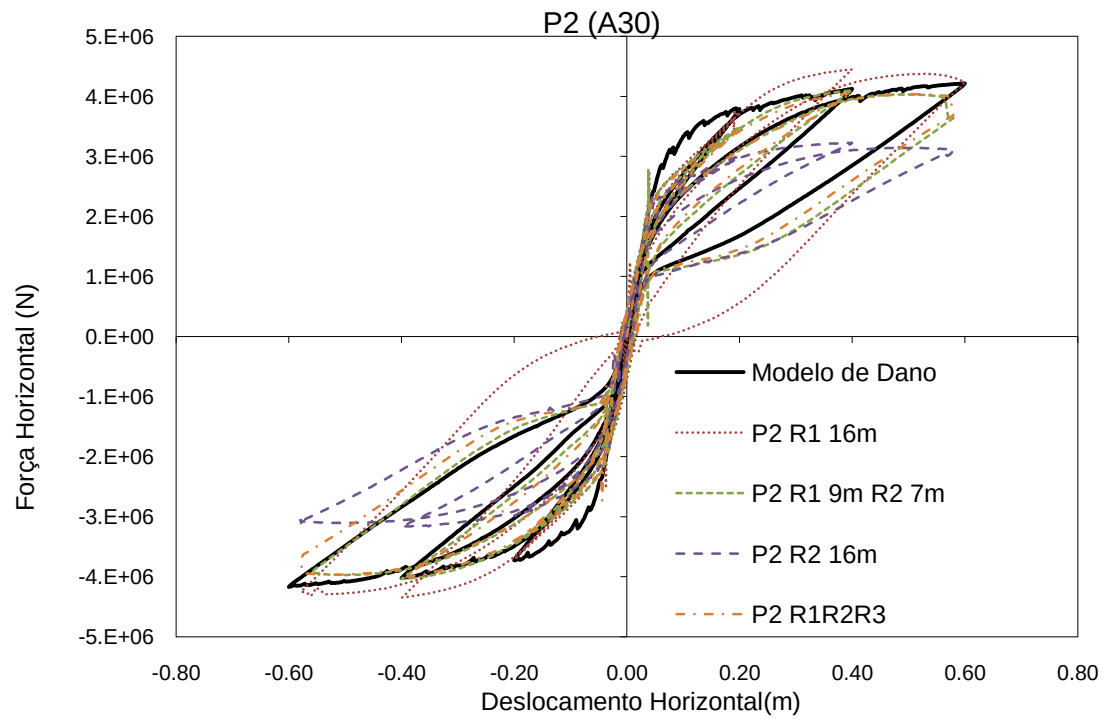


Figura 4.19 – Resposta cíclica do pilar P2

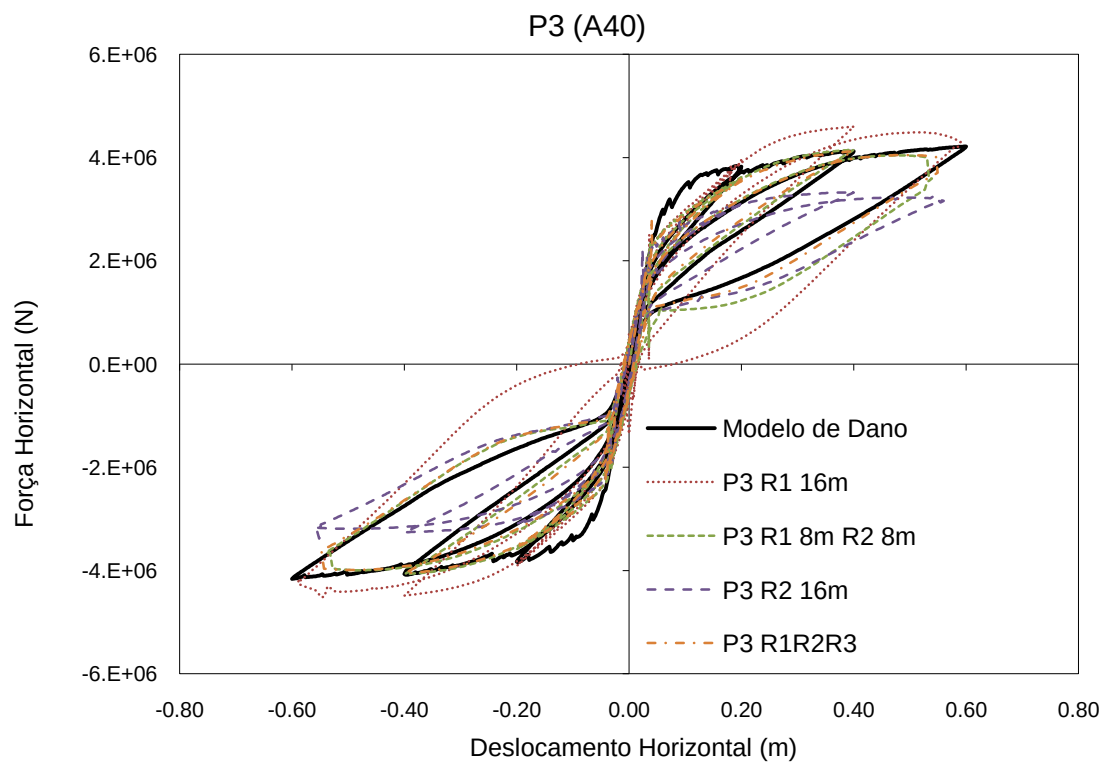


Figura 4.20 – Resposta cíclica do pilar P3

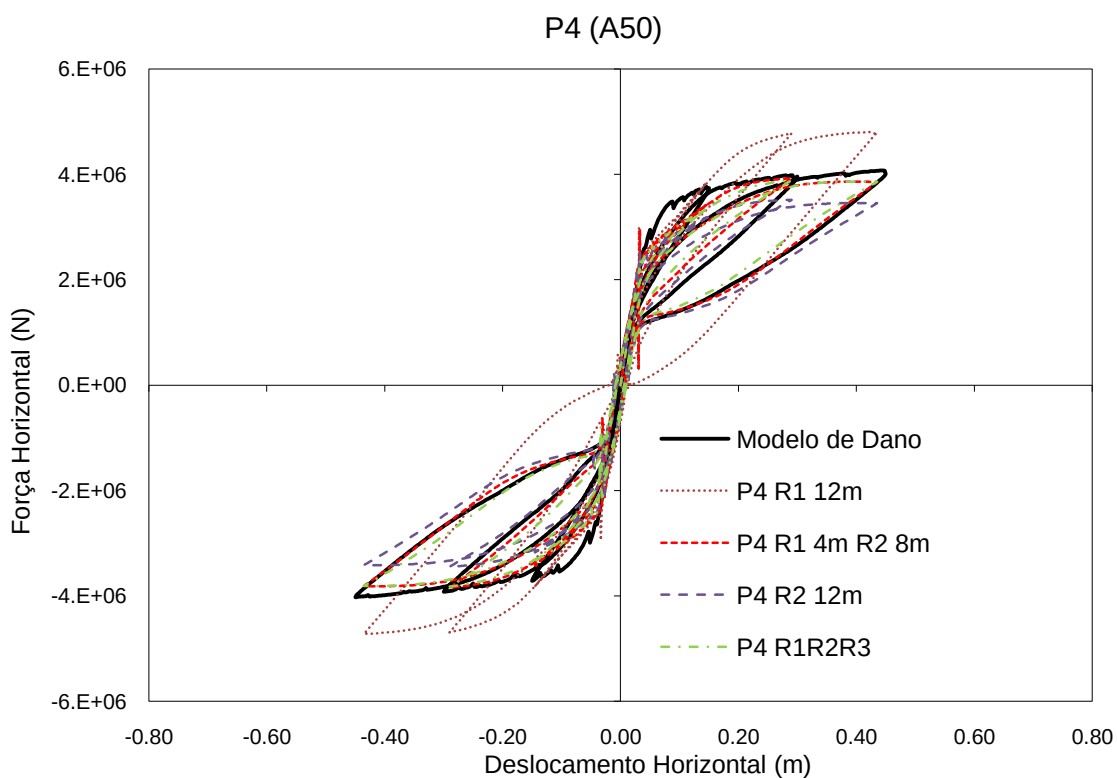


Figura 4.21 – Resposta cíclica do pilar P4

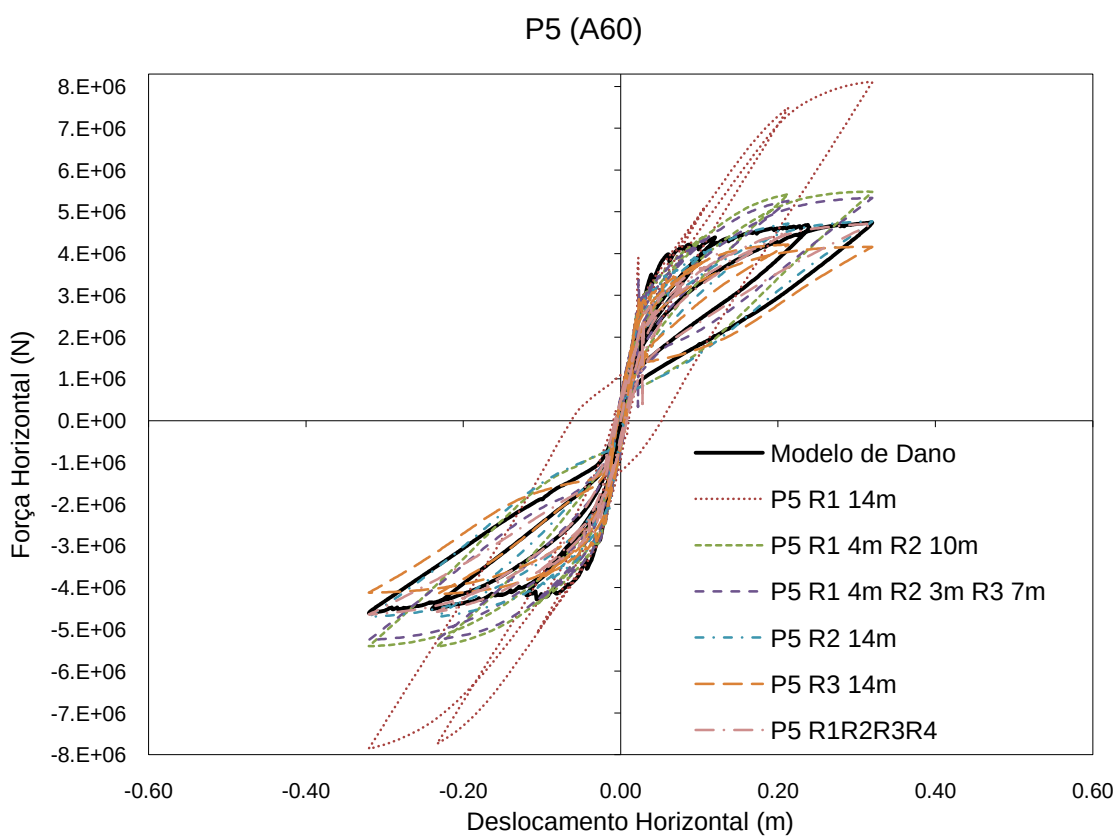


Figura 4.22 – Resposta cíclica do pilar P5

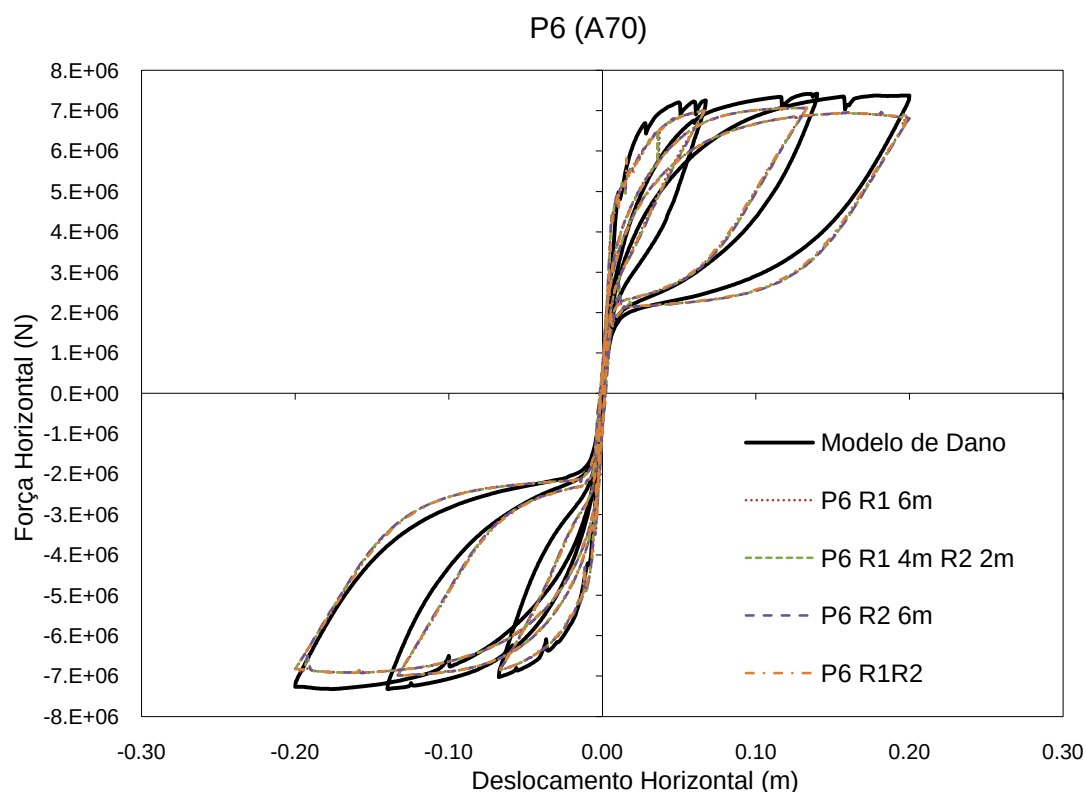


Figura 4.23 – Resposta cíclica do pilar P6

Encontrados os diversos valores correspondentes às diferentes abordagens de modelação, pode-se afirmar que, na maior parte dos pilares, o andamento das respostas das modelações em comparação com as respostas calculadas pelo modelo de dano são perfeitamente aceitáveis, conferindo à modelação a sua validade em termos numéricos. Para a modelação de toda a estrutura, duas abordagens devem ser consideradas. Na primeira, atendendo a que no caso de estudo existem dados anteriores que permitem uma comparação directa de resultados, poder-se-ia efectuar a modelação dos diferentes pilares com as secções que apresentaram os resultados mais próximos dos expectáveis. Tal abordagem não foi realizada pois, como é do âmbito desta dissertação, a forma de modelação não deve ser exclusiva para um determinado caso, sendo especificamente a ponte de Talübergang Warth no presente, mas sim de uma forma genérica cuja aplicação seja passível de ser estendida a uma outra qualquer ponte. Devido a esse âmbito, a modelação dos pilares foi realizada utilizando as duas primeiras regiões de cada pilar (à excepção de P5 que foi modelado utilizando as 3 primeiras regiões), e considerando o restante pilar linear, em oposição a uma modelação não linear total, explanada anteriormente, na qual o pilar é modelado com todas as suas secções definidas e apenas com a parte de ligação entre o pilar e o tabuleiro simulado linearmente, cujas características serão definidas no ponto seguinte da presente tese. Os resultados obtidos com esta estratégia de modelação, em comparação com os resultados obtidos pelo modelo de dano e tomados como referência, quer ao nível da força máxima atingida e da rigidez mobilizada, encontram-se próximos dos valores tidos como referência, quer para os ciclos de descarga quer para os de recarga. Pode-se ainda constatar nos diagramas apresentados que a dissipação de energia encontra-se bem reproduzida com a estratégia de modelação adoptada.

4.4.2. MODELAÇÃO DA PONTE

4.4.2.1. ASPECTOS GERAIS DO MODELO DA PONTE

Depois de encontrada a solução para a modelação dos pilares de forma individual, procede-se à modelação de toda a estrutura. Para tal introduz-se as propriedades dos materiais constituintes dos elementos, Tabelas 4.3 e 4.4, assim como das suas secções transversais discretizadas pelas diferentes armaduras longitudinais que as compõem e suas localizações, Tabelas 4.2 e 4.8, de acordo com o explanado no ponto anterior. Para se efectuar a modelação dos encontros, optou-se por considerar que seriam apenas simulados como apoios directamente aplicados no tabuleiro, sendo que o encontro do lado de Viena consiste numa restrição de dois graus de liberdade, correspondentes às direcções perpendicular e transversal da ponte, e do lado de Graz, a uma restrição de três graus de liberdade, sendo também restringido o movimento no plano do eixo do tabuleiro. Apenas foi restringido de um dos lados o movimento do tabuleiro no plano deste pois, num caso real, visto não existirem juntas de dilatação assinaladas nos elementos da ponte, e atendendo às extensões cíclicas que a ponte sofre, de dilatação e contracção, a restrição dos movimentos em ambos os lados não seria certamente viável.

A dimensão dos elementos finitos na modelação foi de 1 metro para os pilares, e de 10 metros para o tabuleiro, salvo em zonas pontuais que efectuem a ligação entre os elementos tendo estas as dimensões que seriam necessárias para se proceder à compatibilização entre os diferentes nós.

Devido à modelação do tabuleiro ter sido realizada de forma linear, a sua ligação com os pilares implica uma alteração da altura destes, adicionando a distância entre o final do pilar e o centro de gravidade do tabuleiro (Figura 4.24). Este aumento de tamanho pretende simular a zona de intercepção entre o tabuleiro e o pilar, e permitir que o peso do primeiro seja modelado de forma distribuída, ao contrario do que sucedeu na análise individual dos pilares, na qual as cargas eram aplicadas pontualmente na cabeça dos pilares.

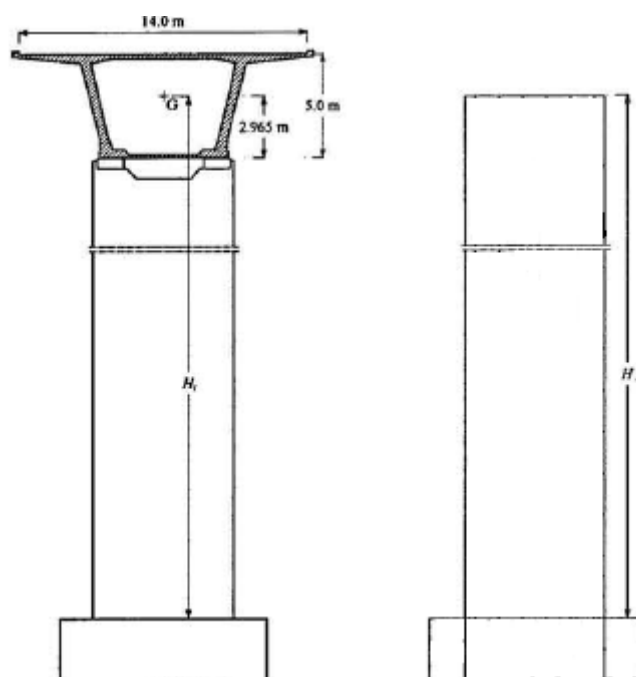


Figura 4.24 – Altura considerada na discretização dos Pilares.

Tabela 4.12 – Características utilizadas na modelação linear dos pilares

Área (m ²)	I_2 (m ⁴)	I_3 (m ⁴)	E Gpa	Massa Distribuída
5.98	5.54	34.61	46	14.352 ton/m

Tabela 4.13 – Características utilizadas na modelação linear dos diferentes troços de Tabuleiro

Tramo	Área (m ²)	I_2 (m ⁴)	I_3 (m ⁴)	E Gpa	Massa Distribuída
1	9.8059	34.4876	127.1340	42	34.4 ton/m
2	9.8059	34.4876	127.1340	42	31.3125 ton/m
3	9.8059	34.4876	127.1340	42	31.0411 ton/m

A notação tramo 1 referente ao tabuleiro diz respeito aos tramos no interior da ponte, sendo que os pilares encontram-se equidistantes, possuindo portanto sensivelmente o mesmo valor de carregamento axial introduzido pelo tabuleiro. O tramo 2 simula o tramo inicial, do lado de Viena, sendo que devido à estratégia de modelação, a sua carga distribuída teve de ser alterada, assim como para o tramo 3 do lado de Graz, pois aplicando os referidos apoios directamente no tabuleiro, as cargas verticais que estavam a ser transmitidas por este para os pilares eram substancialmente superiores as cargas calculadas, havendo a necessidade de corrigir esse parâmetro, que iria afectar o comportamento de toda a estrutura durante a análise não linear dinâmica.

Devido à complexidade na introdução da rigidez à torção do tabuleiro, tal parâmetro não foi tido em consideração nas modelações realizadas durante a presente dissertação, sendo o valor introduzido nas características lineares do elemento que o simula apenas residual, visto que se a opção fosse utilizar um valor nulo ou muitíssimo baixo, esta poderia causar uma disparidade no funcionamento do programa, sendo portanto utilizado um valor dez mil vezes mais baixo do que o valor atribuível à rigidez torsional do tabuleiro.

Tabela 4.14 – Valores do carregamento axial dos diferentes pilares no modelo não linear parcial

P1 (KN)	P2 (KN)	P3 (KN)	P4 (KN)	P5 (KN)	P6 (KN)
27869.87	28346.93	28441.10	28174.44	27089.46	25964.10

Tabela 4.15 – Valores do carregamento axial dos diferentes pilares no modelo não linear total

P1 (KN)	P2 (KN)	P3 (KN)	P4 (KN)	P5 (KN)	P6 (KN)
27919.01	27919.01	27919.01	27919.01	27919.01	27919.01

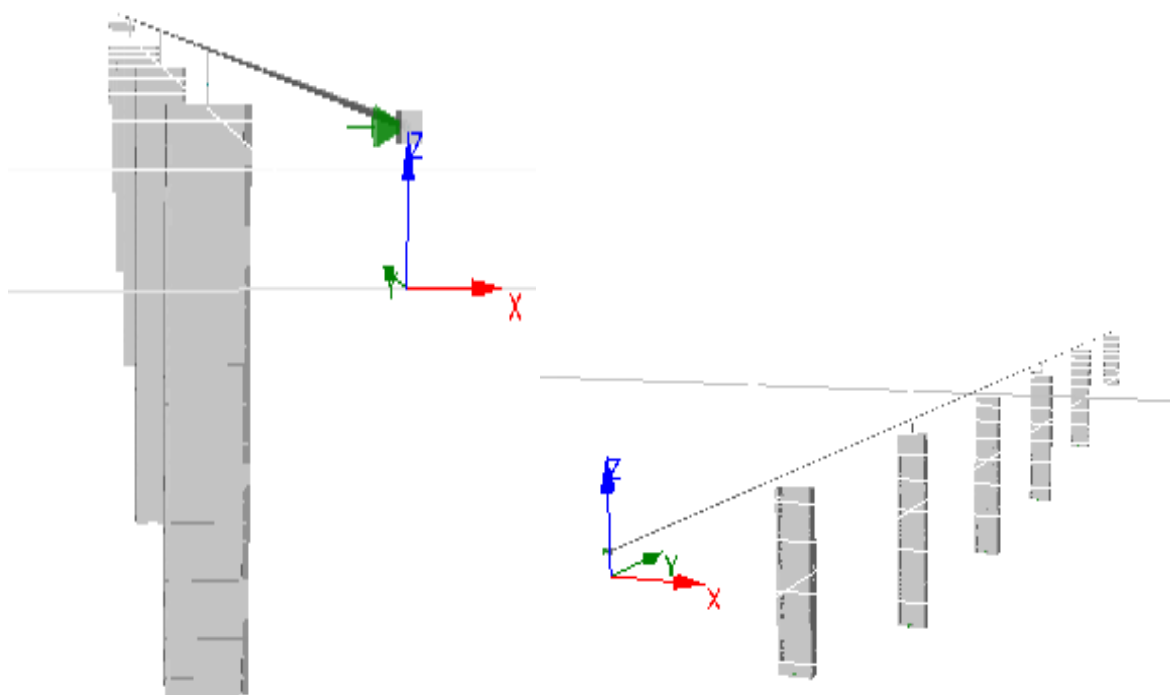


Figura 4.25 – Modelo da estrutura com solução não linear total.

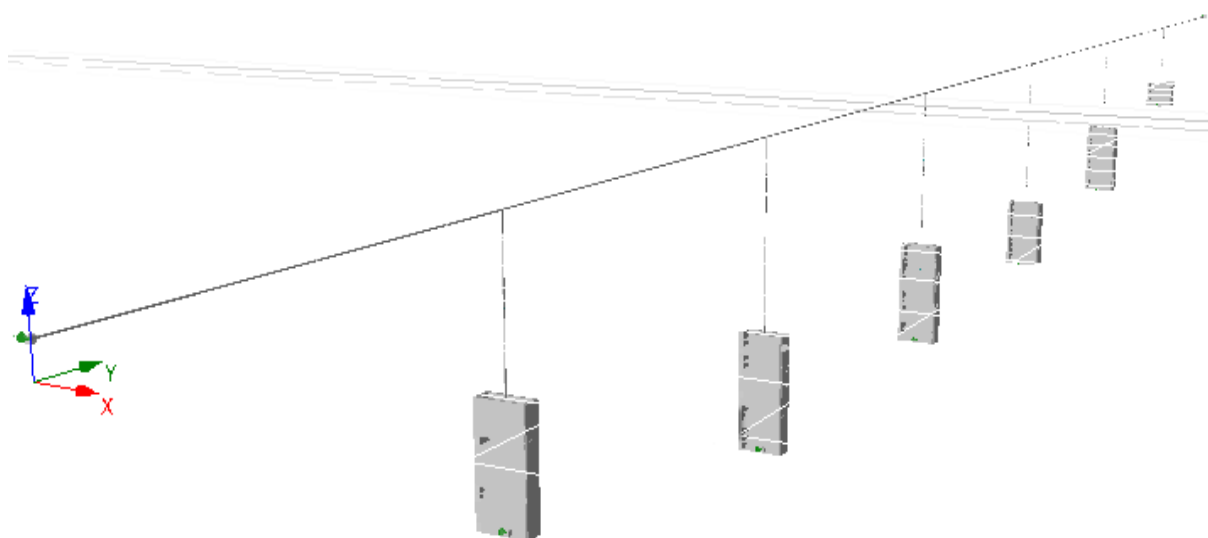


Figura 4.26 – Modelo da estrutura com solução não linear parcial.

4.4.3. COMPORTAMENTO DINÂMICO – MODOS DE VIBRAÇÃO

A resposta de uma estrutura, sujeita a uma acção sísmica encontra-se comandada pelas suas frequências próprias, sendo na maioria dos casos o primeiro modo aquele que possui maior preponderância na resposta. Na sequência dos trabalhos desenvolvidos durante o projecto VAB, e tendo presente, que antes de se proceder à análise sísmica não-linear de uma estrutura é necessário contemplar uma avaliação previa da eficiência do modelo numérico na simulação do comportamento dinâmico da fase elástica. Este aspecto assume particular importância quando os espectros de potência dos sismos utilizados como base para o estudo dinâmico apresentam picos importantes em torno da frequência fundamental da estrutura, como sucede no presente caso. Nesta situação, pequenos desvios da frequência ‘numérica’ podem induzir diferenças bastante significativas na resposta estrutural uma vez que estes pequenos desvios correspondem a factores de amplificação dinâmica significativamente diferentes. Tendo presente a consideração anterior, pretendeu-se calibrar o modelo numérico de forma a reproduzir os valores das frequências obtidos nos ensaios pseudodinâmicos.

Tal calibração consistiu unicamente na variação dos módulos de elasticidade do tabuleiro e dos pilares, sendo que para a modelação não linear parcial, os valores mais próximos das frequências pretendidas eram atingidos utilizando $E_{Pilar} = 86 \text{ Gpa}$ e $E_{Tabuleiro} = 45 \text{ Gpa}$, e para a modelação não linear total, $E_{Pilar} = 89 \text{ Gpa}$ e $E_{Tabuleiro} = 89 \text{ Gpa}$, obtendo-se para os primeiros modos de vibração uma aproximação bastante aceitável em comparação quer com os valores numéricos obtidos em Vila Pouca (2001) quer com as frequências obtidas nos ensaios pseudodinâmicos, como pode ser constatado na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal

	1º Modo	2º Modo	3º Modo	4º Modo	5º Modo	6º Modo
Ensaio pseudodinâmico ⁽¹⁾	0.99 Hz	1.21 Hz	1.69 Hz	2.29 Hz	2.71 Hz	3.16 Hz
Númericos Vila Pouca (2001)	0.95 Hz	1.16 Hz	1.60 Hz	2.19 Hz	2.28 Hz	3.57 Hz
Modelo não linear parcial	0.956 Hz	1.228 Hz	1.697 Hz	2.15 Hz	2.37 Hz	2.963 Hz
Modelo não linear total	0.907 Hz	1.176 Hz	1.65 Hz	2.12 Hz	2.30 Hz	2.836 Hz

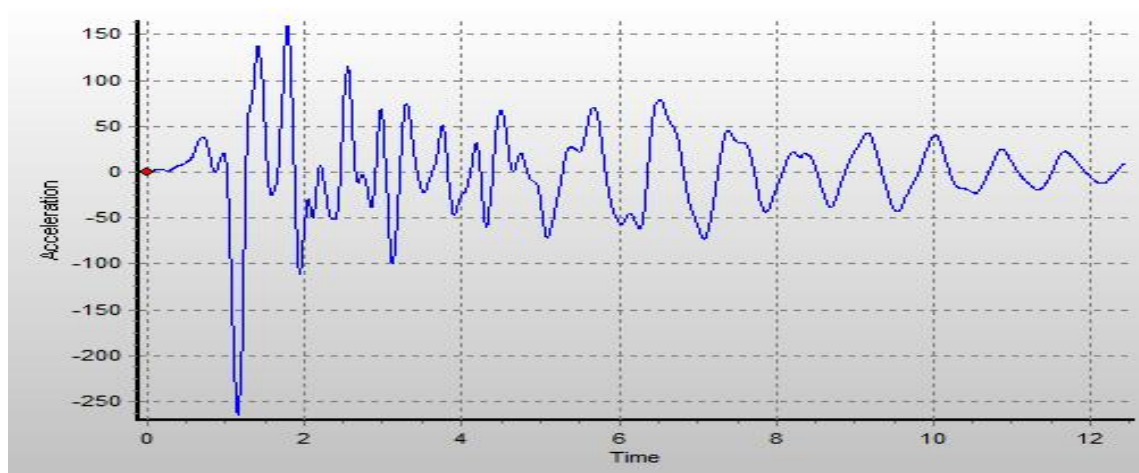
⁽¹⁾Frequências obtidas numericamente (Pinto et al. (2001a))

4.4.3. PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA E DEFINIÇÃO DOS ACELEROGRAMAS

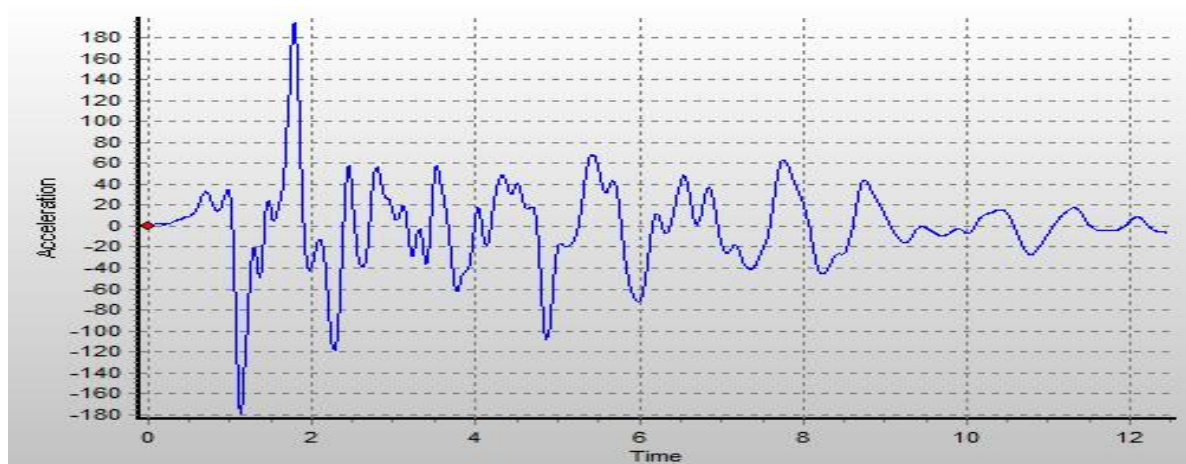
No presente caso de estudo, a acção sísmica encontra-se traduzida por um movimento assíncrono do solo, aplicado na base dos pilares e dos encontros. A cada elemento estrutural corresponde um diferente acelerograma, gerado segundo os critérios definidos pelo projecto VAB, corrigidos atendendo ao facto de se pretender realizar um estudo assíncrono, os deslocamentos finais tem de ser iguais a 0. Tal correcção (baseline correction) foi brevemente abordada no Capítulo 2. Na Figura 4.27 apresentam-se os acelerogramas correspondentes ao sismo nominal (SN), discretizados para cada pilar, tendo uma duração de 12.4s e um pico de aceleração próxima dos 0.2g (generalizadamente) sendo que na Figura as acelerações encontram-se expressas em cm/s^2 e o tempo em segundos.

No caso de estudo abordado, as análises sísmicas foram realizadas tomando em consideração três tipos de sismos:

- Análise dinâmica correspondente à actuação de um sismo de baixa intensidade, obtido a partir dos acelerogramas definidos na Figura 4.27 utilizando um coeficiente de redução de 0.4;
- Análise dinâmica correspondente à actuação de um sismo nominal, sendo este correspondente aos acelerogramas apresentados;
- Análise dinâmica correspondente à actuação de um sismo de grande intensidade, sendo obtido a partir dos acelerogramas gerados para a análise dinâmica, afectados de um coeficiente de ampliação de 2.0

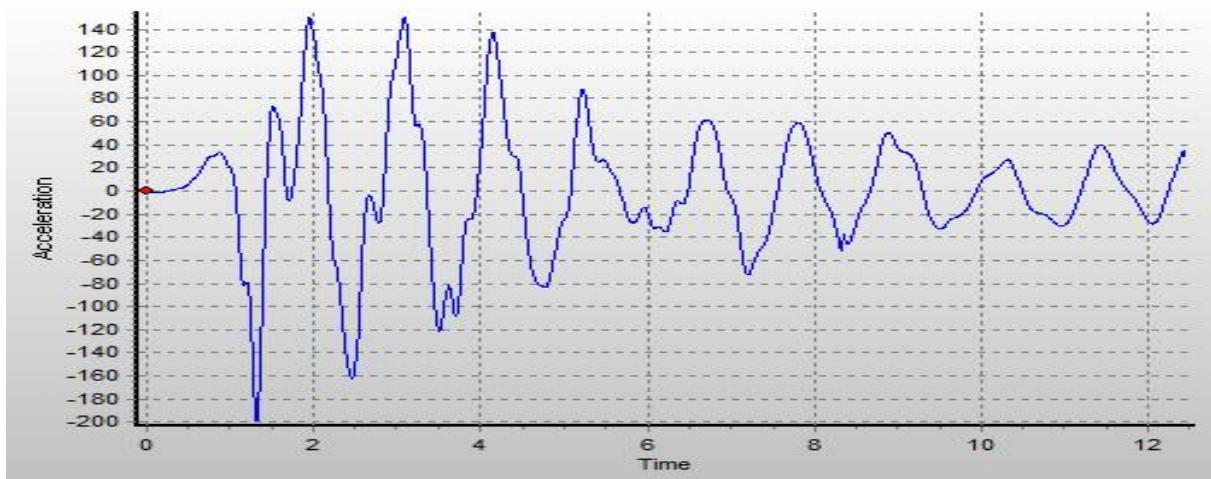


a) Encontro E1 (Viena)

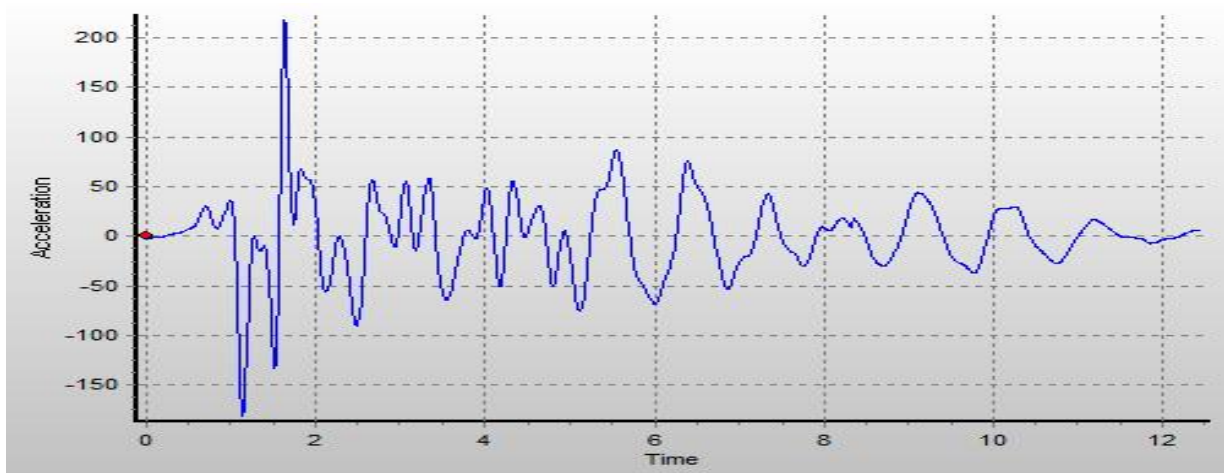


b) Pilar P1 (A20)

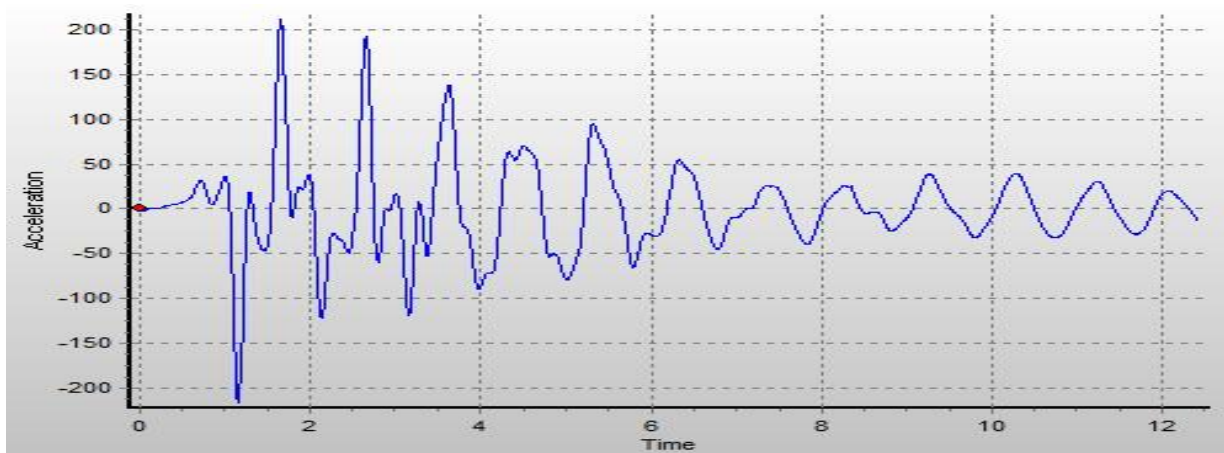
Figura 4.27 – Acelerogramas actuantes nos diferentes pilares (Sismo Nominal).



c) Pilar P2 (A30)

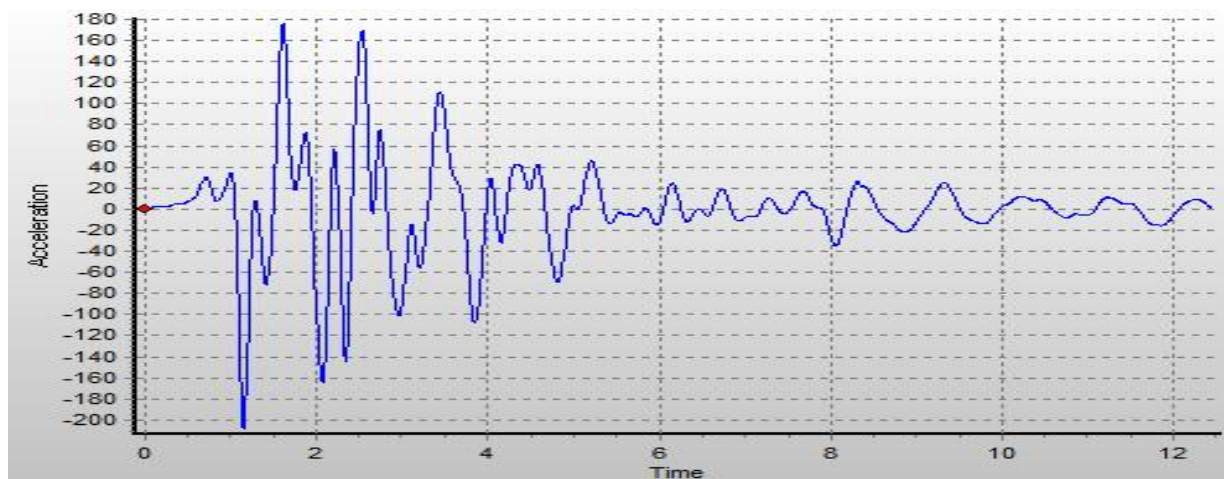


d) Pilar P3 (A40)

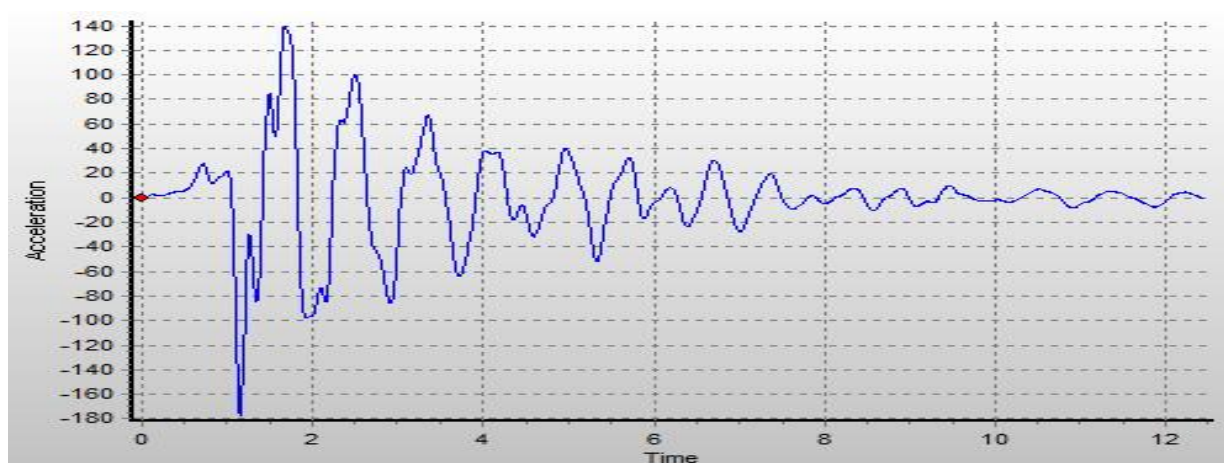


e) Pilar P4 (A50)

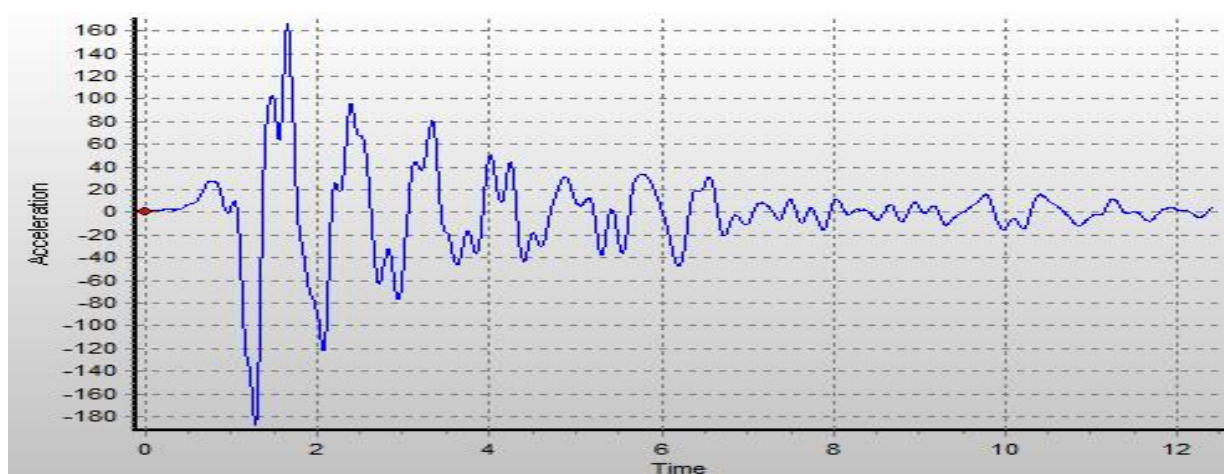
Figura 4.27 (cont.) – Acelerogramas actuantes nos diferentes pilares (Sismo Nominal).



f) Pilar P5 (A60)



g) Pilar P6 (A70)



h) Encontro E2 (Graz)

Figura 4.27 (cont.) – Acelerogramas actuantes nos diferentes pilares (Sismo Nominal).

4.4.4. DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE AMORTECIMENTO PRESENTES NA ANÁLISE

4.4.4.1. AMORTECIMENTO HISTERÉTICO

Quando excitado por uma força harmónica a uma dada frequência, um sistema dissipa uma parte da energia envolvida em cada ciclo, o que tende a amortecer as vibrações, sendo que esses efeitos ocorrem em vários tipos de materiais tendo uma maior significância nos metais. Este amortecimento, devido ao atrito interno das partículas que constituem o material (histerese) é praticamente independente da frequência à qual se encontra solicitado, para uma larga gama de frequências. O modelo histerético assume assim uma relação constante entre a energia dissipada e a energia total envolvida em cada ciclo tendo como consequência a aplicação do modelo na modelação do amortecimento em vibrações forçadas, quer harmónicas, quer aleatórias. Como o factor de amortecimento histerético representa a fracção inelástica da energia disponível em cada ciclo, encontra-se profundamente relacionado com as alterações ao nível das microestruturas do material.

Na análise dinâmica não linear, utilizando o programa de cálculo automático SeismoStruct, tal amortecimento histerético encontra-se considerado na resolução de análises dinâmicas temporais (Dynamic time-history analysis), sendo os parâmetros associados a sua histerese implementados directamente nos modelos materiais utilizados.

4.4.4.1. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH

A utilização do amortecimento de Rayleigh, que consiste num amortecimento proporcional à massa e à rigidez dos elementos, em análises não lineares com vários graus de liberdade (MDOF) requer uma particular atenção. Nas publicações da especialidade, diversos autores consideram a escolha de um modelo de amortecimento elástico inicial, isto é, baseado na matriz de rigidez inicial do elemento, sendo então o valor do amortecimento aplicado à estrutura constante ao longo do ensaio como sendo praticamente insignificante quer para a análise de elementos de um grau de liberdade, quer para elementos de múltiplos graus de liberdade pois consideram que em análises inelásticas os efeitos de tal amortecimento encontram-se ocultos por um efeito de maior dissipação energética associado à resposta histerética.

Mesmo sendo a resposta histerética responsável por um amortecimento superior ao amortecimento considerado utilizando o método de Rayleigh, a escolha de um amortecimento baseado na rigidez inicial do elemento, com uma matriz de amortecimento constante ou a escolha de um amortecimento variável, denominado ‘tangent-stiffness’, no qual, para cada ponto ao longo de uma história de deslocamentos da estrutura se procede ao cálculo da rigidez efectiva, sendo portanto o amortecimento variável ao longo de toda a história de deslocamentos, entrando em consideração com a efectiva degradação de rigidez que a estrutura vai sofrendo ao longo da análise, deve ser ponderada pois tal escolha pode introduzir diferenças significativas na resposta da estrutura, sendo essas alterações tanto maiores quanto menor for o período da estrutura em questão.

No caso de uma análise baseada na rigidez efectiva, no caso da resposta se encontrar na fase elasto-plástica a força de amortecimento associada ao amortecimento viscoso é zero enquanto a estrutura se deforma ao longo do seu limite elástico.

Segundo Nigel Priestley et al, (2007) existem três razões principais para incorporar um amortecimento elástico em análises não lineares dinâmicas:

- Assumindo uma resposta linear para níveis de força inferiores ao limite elástico: diversas regras hysteréticas realizam esta consideração, não representando a não linearidade material tendo como consequência não ponderar o amortecimento hysterético na fase elástica para se não for considerado amortecimento adicional elástico;
- Amortecimento ao nível da fundação: A flexibilidade do solo, não linearidade e dispersão radial do amortecimento não se encontram, por norma, incorporados numa análise estrutural temporal, podendo prover amortecimento adicional para a resposta da estrutura;
- Amortecimento não estrutural: a resposta hysterética de elementos não estruturais e os movimentos relativos entre estes e elementos estruturais pode resultar num aumento efectivo da força de amortecimento

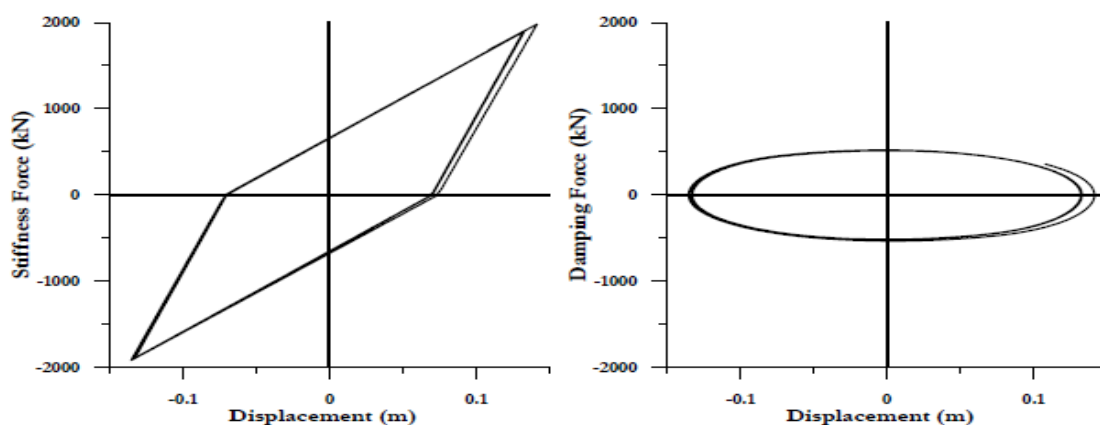
Se o modelo hysterético contemplar na zona elástica a não linearidade, como é o caso das modelações utilizando modelos de fibras, não deve ser considerado amortecimento adicional numa análise dinâmica temporal. Torna-se claro que o amortecimento elástico em modelos hysteréticos os quais possuem uma representação linear da sua zona elástica tem como consequência uma não dissipação da energia por acção da histerese do material para pequenas forças, sendo necessário proceder a uma modelação do amortecimento para uma rigidez efectiva ‘tangent-stiffness’, sendo que o amortecimento elástico será largamente reduzido quando a rigidez diminuir para valores fora da fase elástica. Deve ser tido em atenção que, se após a fase elástica a rigidez for elevada, o amortecimento elástico será sobrestimado.

Torna-se esclarecedor na determinação da influência ou na ponderação de modelos alternativos de amortecimento elástico considerar, em estado estacionário, a resposta harmónica de um oscilador inelástico de um grau de liberdade submetido a uma oscilação sinusoidal constante. Desta forma, uma análise comparativa entre amortecimento hysterético e elástico, e entre elástico considerando um amortecimento constante associado a uma rigidez constante correspondente à inicial em oposto a uma rigidez efectiva torna-se possível.

Na Figura 4.28 encontra-se a resposta de um oscilador de um grau de liberdade, com um período inicial de 0.5 segundos e de um modelo hysterético ligeiramente alterado de Takeda submetido a uma função com duração de 10s a 1.0Hz. A resposta estacionária do pilar (SDOF) correspondente a um deslocamento dúctil de 7.7 encontra-se no limite superior razoável de resposta dúctil.

Os resultados para os ciclos estabilizados, ignorando a fase de transição dos primeiros três segundos da resposta encontram-se representados na Figura 4.28(a), sendo o seu amortecimento proporcional a sua rigidez inicial e na Figura 4.28 (b), o amortecimento é proporcional a sua rigidez efectiva. Em cada um dos casos, a resposta hysterética associada com a resposta não linear da estrutura encontra-se apresentada à esquerda sendo as representações do amortecimento elástico na forma de gráficos força-deslocamento apresentados à direita. As áreas dentro dos ciclos indicam a energia relativa absorvida. No caso do amortecimento considerando uma matriz de rigidez constante, a energia absorvida pelo amortecimento elástico é de aproximadamente 83% de toda a dissipação hysterética da estrutura, apesar do seu elevado grau de ductilidade. Estes valores podem-se revelar surpreendentes sabendo que

o amortecimento elástico corresponde a 5% do amortecimento crítico ao passo que o amortecimento hysterético corresponde a cerca de 20% do amortecimento crítico. Esta anomalia aparente é causada pela diferente rigidez utilizada. O amortecimento elástico encontra-se relacionado com a rigidez inicial, ao passo que o amortecimento hysterético encontra-se relacionado com a secante da rigidez, para a resposta máxima.



(a) Análise com amortecimento proporcional à rigidez inicial

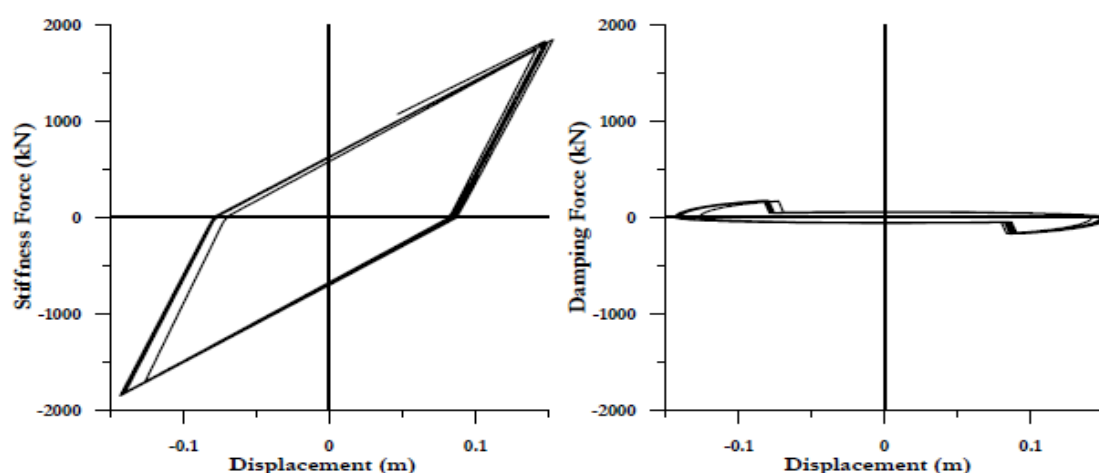


Figura 4.28 – Resposta estacionária inelástica de um oscilador de um grau de liberdade, utilizando uma histerese de Takeda ligeiramente alterada (retirado de Nigel Priestley et al.).

Quando o amortecimento elástico é proporcional à rigidez efectiva, situação na qual os autores do estudo 'Effects of damping modelling on results of time-history analysis of RC bridges', a energia elástica de amortecimento é largamente reduzida, situação esta observável na Figura 4.28 por comparação dos gráficos do lado direito (da página anterior e da página actual). Na Figura 4.28 (b), no diagrama do lado direito, a redução na força de amortecimento corresponde à alteração da rigidez é claramente visível, sendo neste caso a área correspondente ao amortecimento elástico de apenas 15% da energia hysterética dissipada pela estrutura.

A análise de osciladores de um grau de liberdade sujeitos a acelerações sísmicas, geradas a partir de acelerogramas reais demonstra que a importância na escolha do modelo de amortecimento elástico não

se restringe, unicamente, a análises estacionárias. Na Figura 4.29 encontra-se uma comparação típica de diferentes respostas de um mesmo SDOF, no qual se varia o tipo de amortecimento elástico (baseado na rigidez inicial ou na rigidez efectiva). No exemplo apresentado, foi utilizado para a geração das acelerações sísmicas os registos do sismo de El Centro 1940 NS, amplificados em 1.5x, sendo o período inicial da estrutura de 0.5s. O deslocamento de pico para o caso de ser considerado o ‘tangent-stiffness’ para o amortecimento elástico é 44% superior ao deslocamento de pico considerando o amortecimento constante, demonstrando a grande influência da resposta dependendo do modelo utilizado.

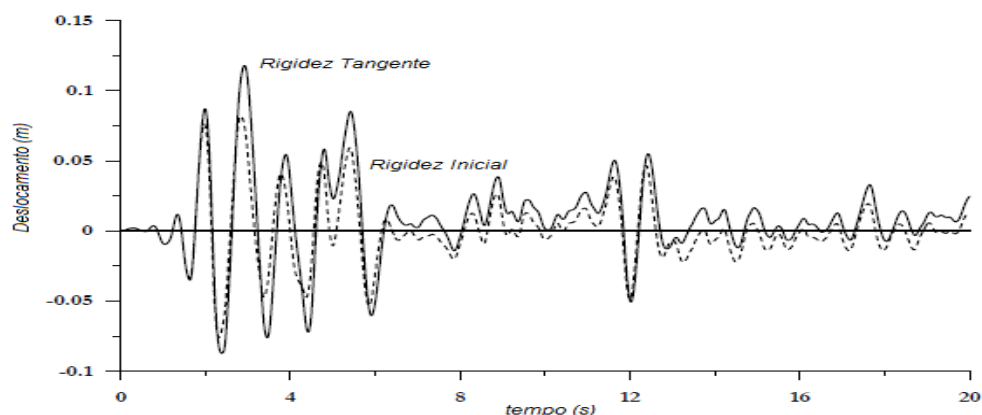


Figura 4.29 – Resposta de um oscilador de um grau de liberdade a uma aceleração sísmica

Para se poder validar os argumentos apresentados anteriormente, os quais apoiam a utilização de uma matriz de amortecimento variável ao longo da análise do modelo, foi efectuada uma experiência simples nas instalações do EUCentre, em Pavia, Itália. Dois sistemas de um grau de liberdade idênticos, simulando pilares circulares de uma ponte de secção oca foram construídos, baseados num modelo/protótipo a escala 1:4, representados na Figura 4.30.

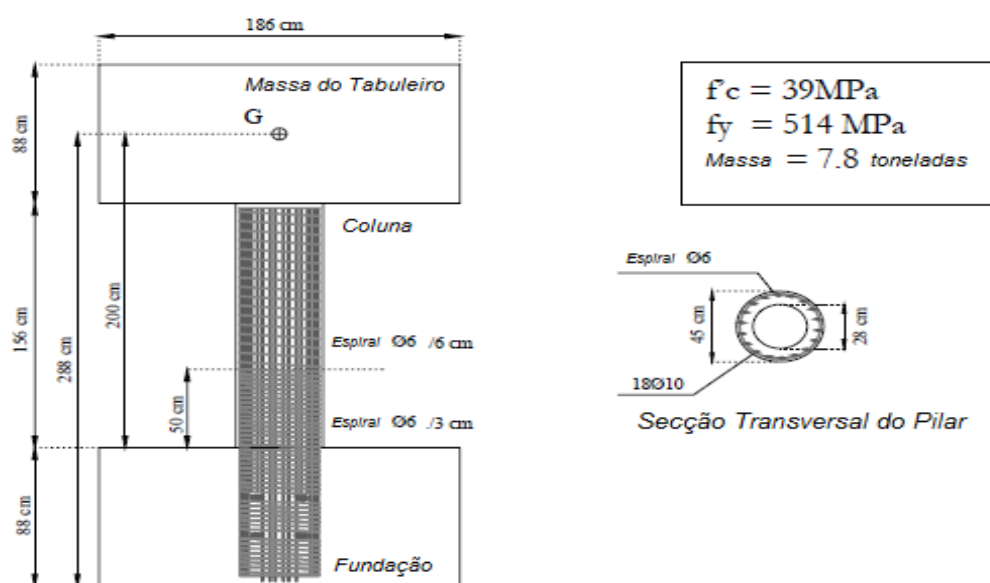


Figura 4.30 – Dimensões dos pilares para uma análise estática e dinâmica (adaptado de Nigel Priestley et al).

O primeiro teste realizado foi um ensaio cíclico em condições estáticas de deslocamentos controlado, com $\mu = 1, 2, 4$ e 6 , sendo que para cada ductilidade foram realizados três ciclos, precedidos de um ciclo elástico para permitir que exista degradação da rigidez e para que esta seja passível de ser determinada. A resposta numérica foi simulada utilizando o programa SeismoStruct, previamente introduzido.

Nos valores relativos ao modelo experimental, existe uma excentricidade aparente nos valores de força obtidos, com valores superiores no 1º quadrante, em relação ao 3º quadrante. Tal deve-se parcialmente à esperada maior resistência à flexão no carregamento inicial, e na direcção inicial do carregamento, e sendo que a zona de reforço do pilar é ligeiramente excêntrica em relação ao diâmetro do mesmo.

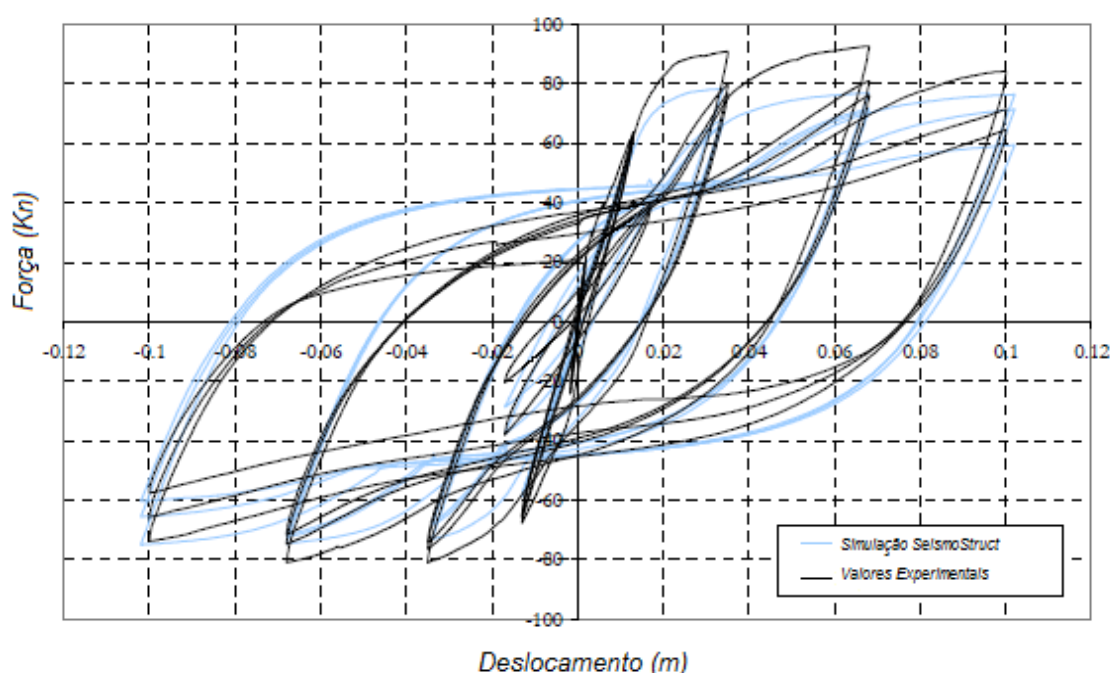


Figura 4.31 – Simulação estática utilizando o SeismoStruct

A simulação numérica utilizando o SeismoStruct estima, por defeito, a resistência à flexão, resultando num diagrama histerético representando uma maior absorção de energia do que o modelo experimental. Esta discrepância é consequência da dificuldade em modelar os efeitos do corte em modelos de fibras. A degradação da força durante os ciclos, para um nível específico de ductilidade é também ligeiramente inferior no modelo numérico, sendo que, na generalidade a aproximação da simulação aos dados experimentais pode ser considerada excelente.

A análise do segundo modelo ocorreu numa mesa sísmica, utilizando acelerogramas gerados com base nos advenços de 1984 em Morgan Hill, tendo sido escolhidos com base numa análise preliminar, com o objectivo de gerar um número suficiente de acelerogramas que pudessem comportar a maior diferença possível entre os diferentes deslocamentos de pico, utilizando um amortecimento constante em oposição a um amortecimento variável (descritos anteriormente). Os acelerogramas foram escalados no domínio do tempo, como consequência da escala do modelo, e também ao nível da amplitude para que os deslocamentos máximos produzidos correspondam a um deslocamento dúctil, $\mu = 6$, sendo tal ductilidade prevista utilizando um amortecimento variável. Este valor representa o

valor máximo estabilizado da resposta do modelo estático (Figura 4.31), sendo que para deslocamentos superiores a degradação da força ocorre rapidamente.

A resposta da mesa sísmica à aceleração introduzida situou-se muito próxima dos acelerogramas modificados correspondentes ao evento sísmico de Morgan Hill, sendo que as acelerações de pico são cerca de 10% superiores do que o esperado. Por tal, os valores numéricos obtidos pelo programa SeismoStruct foram recalculados utilizando desta vez os acelerogramas provenientes da mesa de vibrações. A comparação entre os resultados obtidos na mesa de vibração e os valores obtidos pela simulação encontram-se na Figura 4.32.

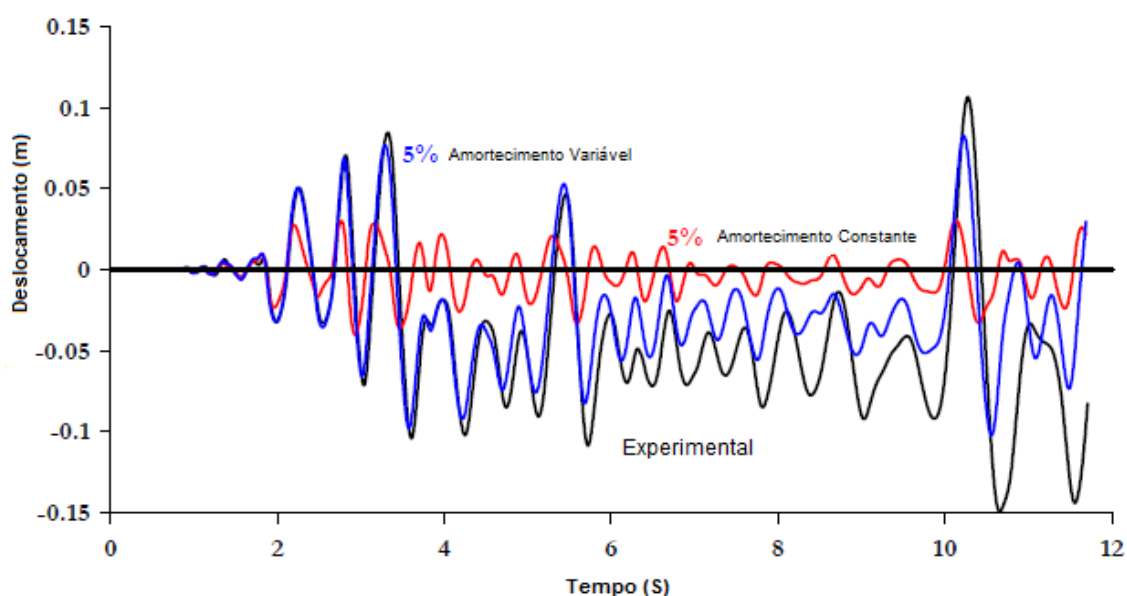


Figura 4.32 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Comparando o andamento das soluções em relação aos valores experimentais, podemos aferir que o deslocamento de pico ocorreu para $T=3.5s$, sendo igual a $0.1m$, correspondendo a $\mu = 6$ em relação ao teste estático. Acompanhando a resposta experimental, esta possui um segundo pico de deslocamento de cerca de $0.5m$, para T entre 10 e $10.5s$. Para os deslocamentos negativos, o valor de pico corresponde a $0.15m$, sendo $\mu = 9$, acompanhado de uma severa degradação da rigidez estrutural. Este fenómeno foi eventualmente auxiliado por uma rotura total da armadura na base do pilar, o que causaria uma falha catastrófica.

A resposta prevista utilizando o SeismoStruct, baseada numa matriz de rigidez efectiva para o amortecimento fornece uma boa representação da resposta experimental, particularmente até $T=5.5s$. Após os $5.5s$, o deslocamento residual encontra-se subestimado. Para $T=10s$, a degradação da força resultante da perda de capacidade de carga da armadura não foi captada correctamente pelo SeismoStruct, sendo os deslocamentos subestimados. Considerando os deslocamentos de pico, até a $T=10.2s$, os valores numéricos encontravam-se bastante próximos dos valores experimentais. Por outro lado, os deslocamentos previstos utilizando um modelo de amortecimento constante subestimaram severamente os valores experimentais.

As diferenças encontradas no estudo realizado fornecem elementos que suportam o uso de um amortecimento baseado na matriz de rigidez efectiva, em oposição à utilização de uma matriz de rigidez constante, devendo ter-se presente que em modelações utilizando o modelo de fibras baseado na utilização do SeismoStruct, pode ser argumentado a não utilização de qualquer amortecimento elástico, sendo a não linearidade na ‘fase elástica’ da resposta modelada directamente.

Como conclusão, o estudo apresenta que na modelação do comportamento de uma estrutura, considerar um amortecimento baseado na rigidez inicial é inadequado para análises dinâmicas, resultando em forças de amortecimento irrealisticamente elevadas, sendo portanto a utilização de um amortecimento baseado numa matriz de rigidez efectiva uma abordagem mais apropriada.

Atendendo às considerações efectuadas no presente ponto, o amortecimento utilizado na modelação da estrutura é realizado tendo como base o 1º e o 6º modo de vibração, considerando uma matriz de amortecimento efectiva, sendo os parâmetros utilizados descritos na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Parâmetros utilizados no método de Rayleigh para as diferentes modelações

Tipo de Modelação	Modos de Vibração		Parâmetros	
	1º Modo	6º Modo	A	B
Não Linear Parcial	0.92816 Hz	2.91498 Hz	0.0884671	0.00082826
Não Linear Total	0.887966 Hz	2.93401 Hz	0.04283016	0.00041642

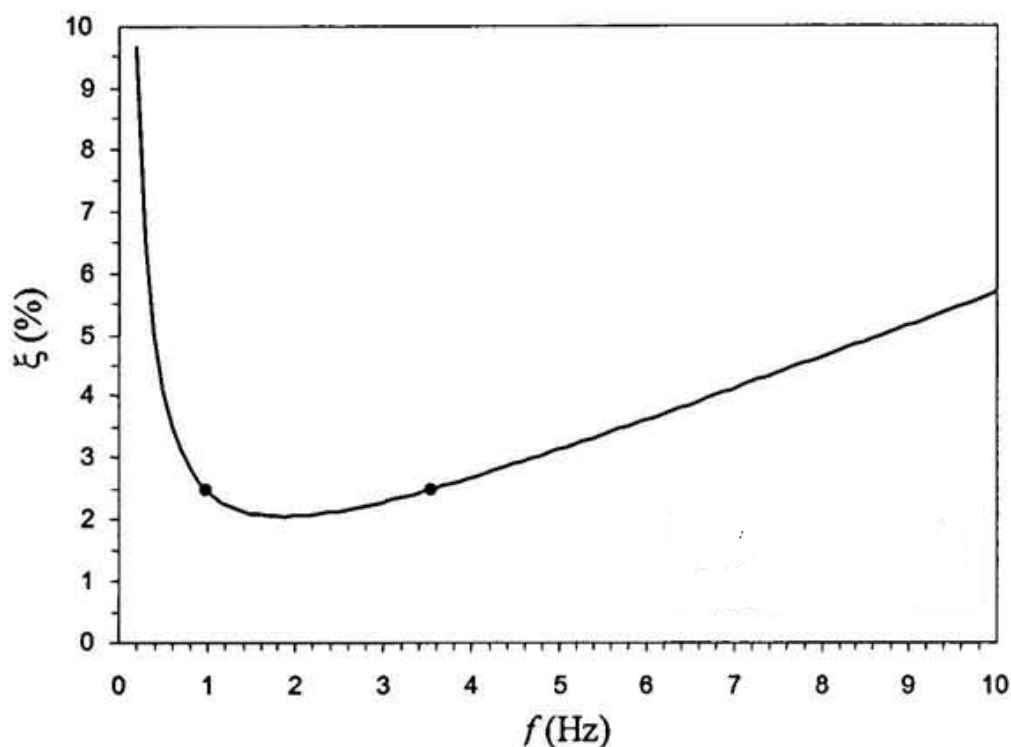


Figura 4.31 – Amortecimento de Rayleigh

5

Análise não linear dinâmica do Caso de Estudo

5.1. SUMÁRIO

Após se ter efectuado a introdução geométrica e material da ponte de Talübergang Warth no capítulo anterior, pretende-se no presente capítulo efectuar uma exposição e discussão dos resultados obtidos, na análise não linear dinâmica da ponte.

A sequência de apresentação de resultados provenientes da análise consiste, em primeiro lugar, na obtenção da história de deslocamentos e seus valores máximos para uma acção sísmica assíncrona. Depois de balizados os deslocamentos máximos obtidos na análise anterior, para estes poderem ser comparáveis com uma análise síncrona, procede-se ao estudo do mesmo caso de estudo, sendo que a análise sísmica assíncrona encontra-se substituída por uma análise síncrona dividida em dois casos distintos (i) utilizando o acelerograma correspondente à acção assíncrona no pilar P3, que representa o pilar de maior altura da ponte, estendendo-a a toda a estrutura por aplicação do acelerograma referente ao pilar P3 a todos os pilares e encontros e (ii) segundo o mesmo princípio, utilizar o acelerograma definido para o pilar P6, pilar mais curto da ponte de Talübergang Warth, estendendo a sua aplicação a toda a ponte, sendo no final do capítulo discutidos os resultados obtidos nas diferentes análises.

5.2. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA ASSÍNCRONA

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Numa análise dinâmica assíncrona de uma ponte, os resultados tidos como objectivo são aqueles que reflectem a evolução global da resposta da estrutura. Tais resultados numéricos são assim directamente comparáveis com os resultados obtidos nos estudos anteriores, em particular nos estudos desenvolvidos em Vila Pouca (2001) utilizando um modelo de dano para prever a evolução da resposta estrutural às acções sísmicas.

Como tal, a análise dos resultados apresentados de seguida será efectuada de uma forma sistemática, apresentando a evolução dos deslocamentos horizontais no topo de cada pilar, e comparando-os com os valores obtidos pelo método de dano para cada tipo de sismo considerado (sismo de baixa intensidade, nominal, elevada intensidade), para os dois modelos, não linear parcial (NLP) e não linear total (NLT).

Como seria expectável, o comportamento não linear da estrutura será mais evidente para o sismo de maior intensidade, desenvolvendo-se um maior número de fenómenos associados à não linearidade ao longo dos pilares constituintes do modelo, pondo assim à prova as capacidades de previsão do modelo numérico utilizado.

5.2.2. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE

Para o sismo de baixa intensidade, os acelerogramas foram gerados a partir do sismo nominal afectado de um coeficiente de redução de 0.4.

Devido à baixa intensidade do sismo, não é expectável que este provoque grandes danos no pilar, sendo que os efeitos da não linearidade no presente caso encontra-se-ão minimizados.

O amortecimento poderia ter sido calculado por ajuste da resposta da estrutura obtida numericamente em oposição à resposta obtida pelo método de dano. Tal não foi realizado pois, atendendo ao carácter generalista da presente dissertação, não faria sentido calibrar o modelo apenas para este caso em particular, tendo-se considerado um amortecimento de Rayleigh, $\xi = 1.5\%$, quer para os pilares, quer para o tabuleiro, encontrando-se os parâmetros a e b descritos na Tabela 4.17 do Capítulo 4.

De forma a comparar os diferentes valores da resposta amortecida utilizando os dois tipos de amortecimento de Rayleigh considerados, os gráficos da Figura 5.1 englobam tanto a evolução global da resposta da estrutura para um amortecimento baseado na matriz de rigidez inicial, como numa abordagem por ‘tangent-stiffness’.

Na Figura 5.1, encontra-se a evolução temporal do deslocamento horizontal obtido no topo de cada pilar, comparado com o deslocamento encontrado pelo método de dano, para os pilares modelados com não linearidade material parcial, modelação esta referida no capítulo 4.

No gráfico apresenta-se, para além dos valores obtidos através do modelo de dano, os valores auferidos para o pilar não utilizando nenhum tipo de amortecimento elástico e por oposição a este, utilizando os amortecimentos de Rayleigh previamente explanados.

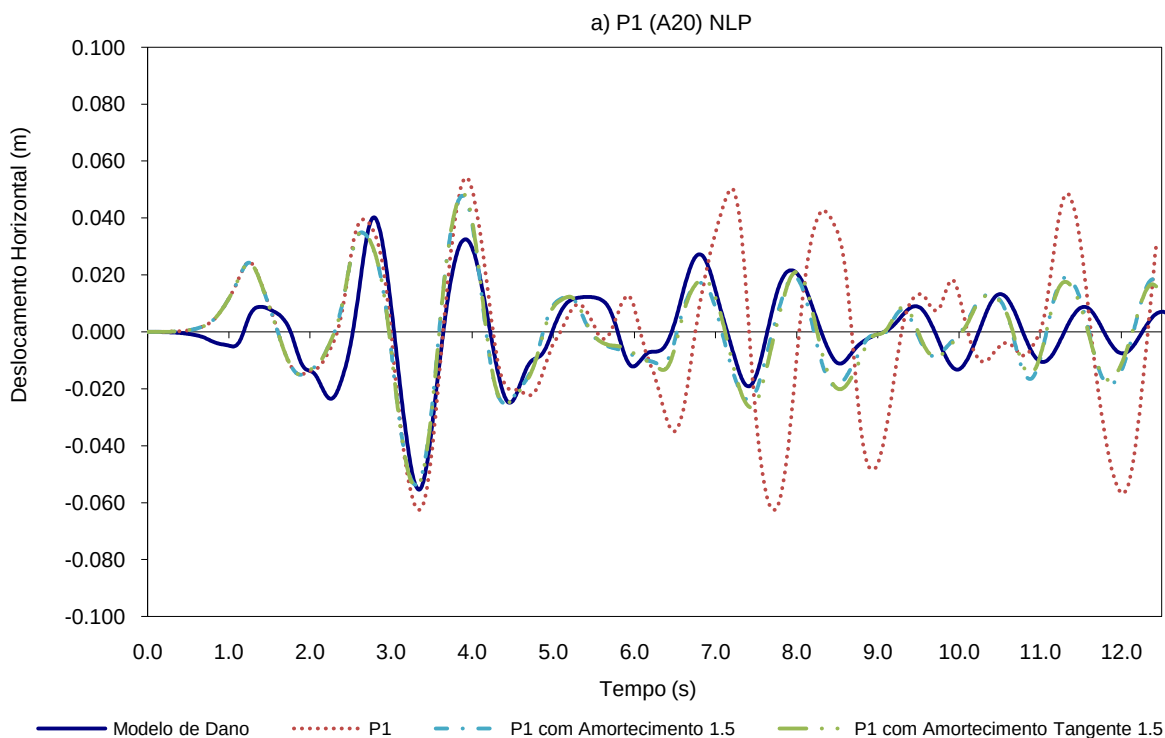


Figura 5.1 – Historia dos deslocamentos Horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

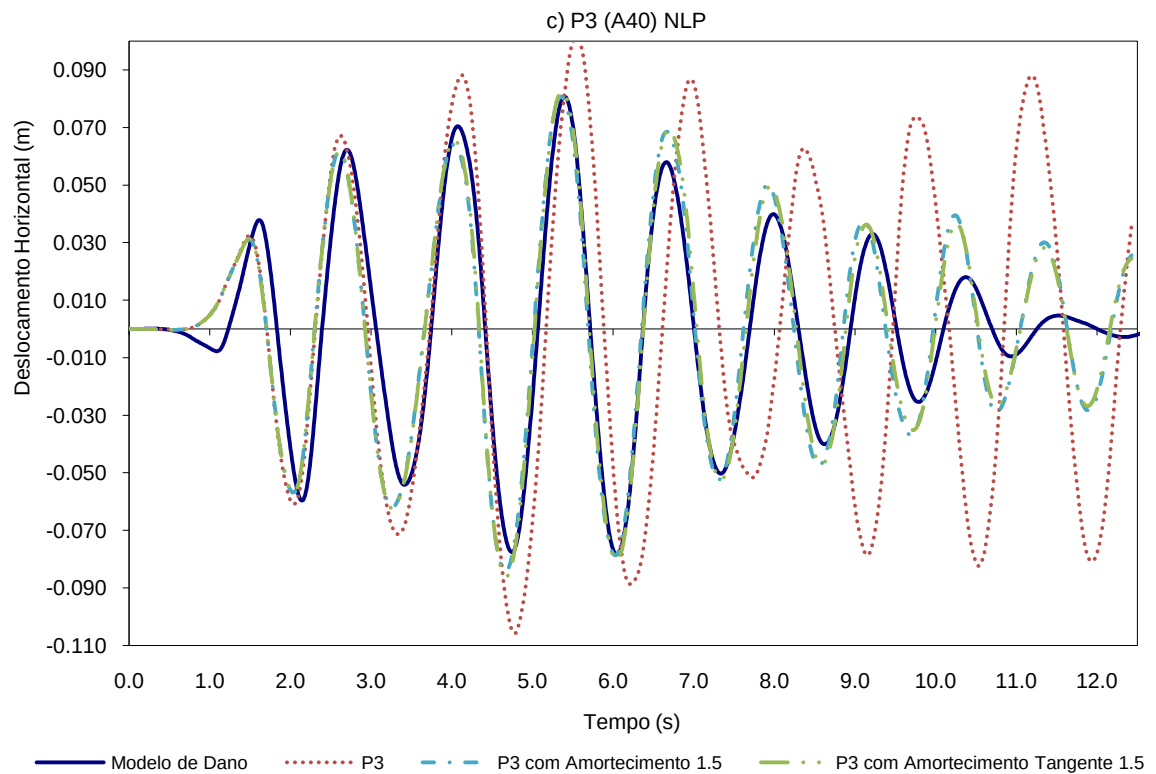
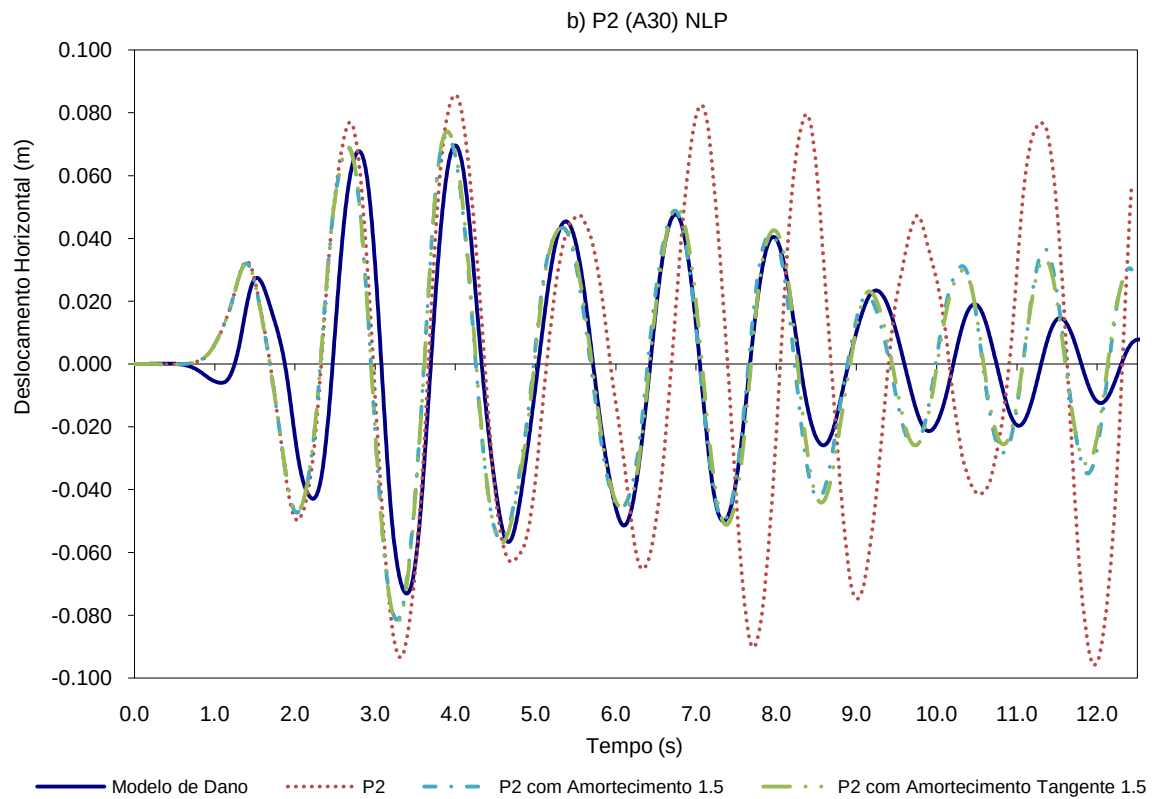


Figura 5.1 (cont.) – Historia dos deslocamentos Horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

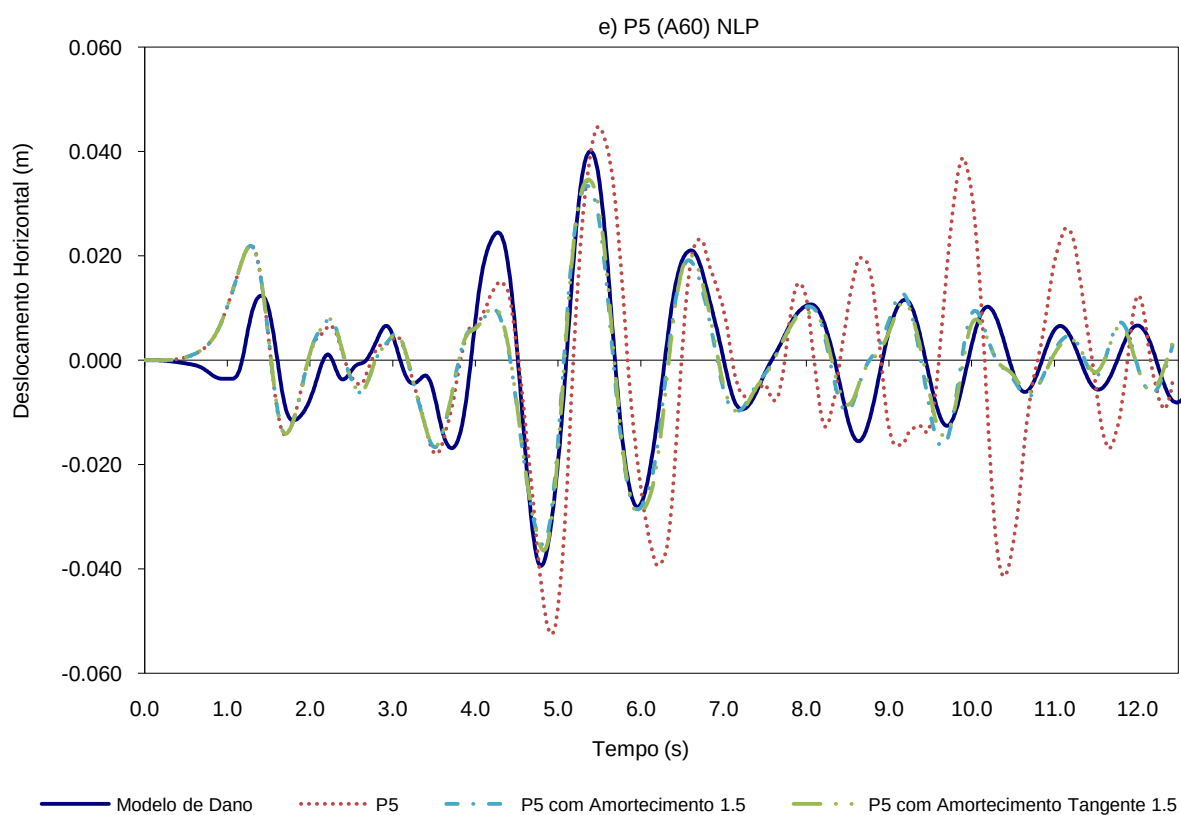
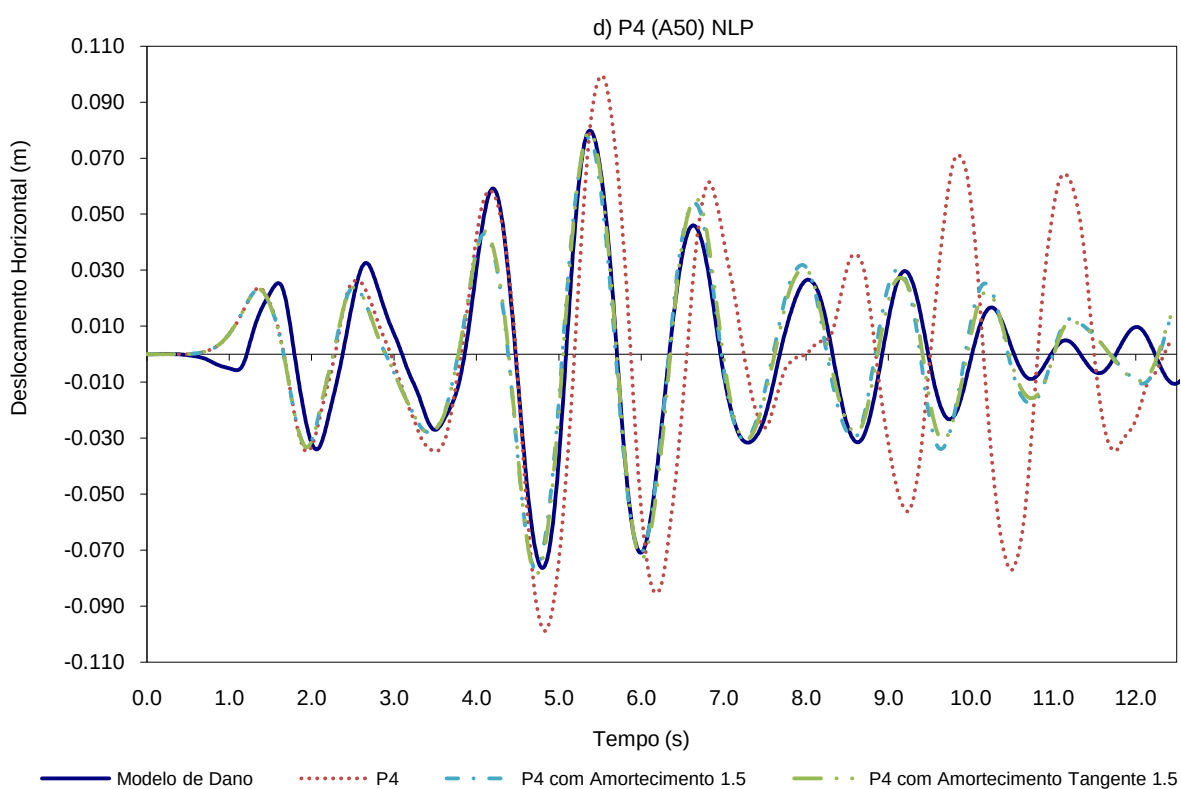


Figura 5.1 (cont.) – Historia dos deslocamentos Horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

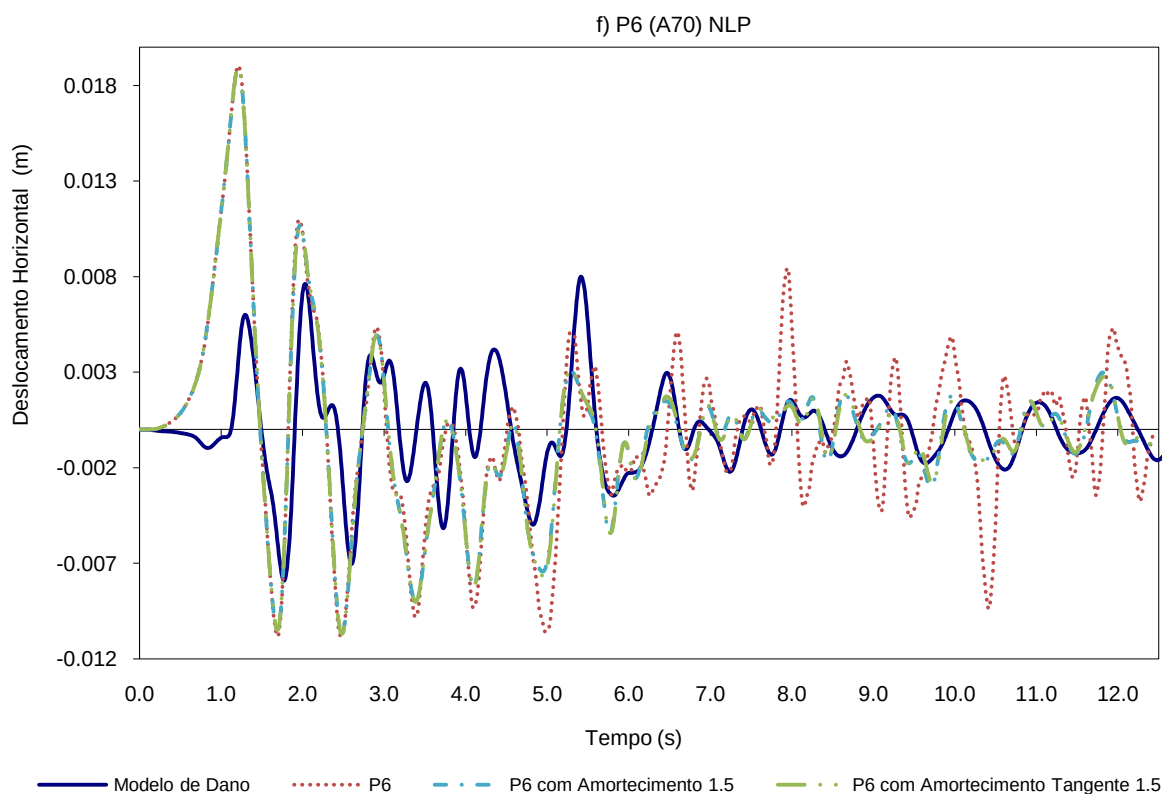


Figura 5.1 (cont.) – História dos deslocamentos Horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

Devido à baixa intensidade da acção sísmica a diferença de amortecimento entre as duas abordagens utilizando o método de Rayleigh não é muito pronunciada, encontrando-se a resposta dada por uma matriz de rigidez tangente mais próxima da resposta dada pelo modelo de dano. Tal diferença residual consiste em que, durante a actuação da acção sísmica, as forças produzidas por esta não foram suficientemente elevadas para provocar uma degradação efectiva suficiente dos elementos, sendo que a rigidez inicial altera-se de forma reduzida ao longo do ensaio, não tendo consequência ao nível do amortecimento. No entanto registam-se diferenças significativas entre estas respostas e a obtida sem a consideração do amortecimento viscoso, como seria expectável, resposta esta identificável nas figuras expostas anteriormente pela nomenclatura P_i , sendo i o número do pilar em estudo.

De uma forma genérica, a história de deslocamentos obtida a partir do modelo numérico escolhido encontra-se bastante próxima da resposta calculada pelo modelo de dano, excepção feita ao pilar P6. Sendo este o elemento mais curto de toda a ponte, a degradação da rigidez ao longo dos ciclos é bastante superior aos valores obtidos do modelo de dano, causando deslocamentos muito superiores aos expectáveis, sendo a sua resposta bastante diferente da resposta obtida previamente.

Na resposta dos pilares P1-P2-P3, nos últimos 2 segundos de actuação da acção sísmica, as amplitudes de deslocamento são superiores às amplitudes expectáveis. Tendo em consideração que a amplitude da acção sísmica nesta fase é diminuta, as diferenças apontadas remetem para um menor amortecimento da resposta numérica em oposição ao modelo de dano.

Outra conclusão importante a retirar da presente análise, visto não ter ocorrido a cedência das armaduras, é que a não-linearidade da resposta encontra-se fundamentalmente associada à fendilhação do betão, sendo a contribuição do amortecimento histerético praticamente nula.

Para a modelação não linear total (NLT) dos pilares da ponte de Talübergang Warth, as mesmas considerações que foram efectuadas previamente para a análise atendendo a modelação não linear parcial foram consideradas, sendo apresentadas na Figura 5.2 as histórias de deslocamentos correspondentes.

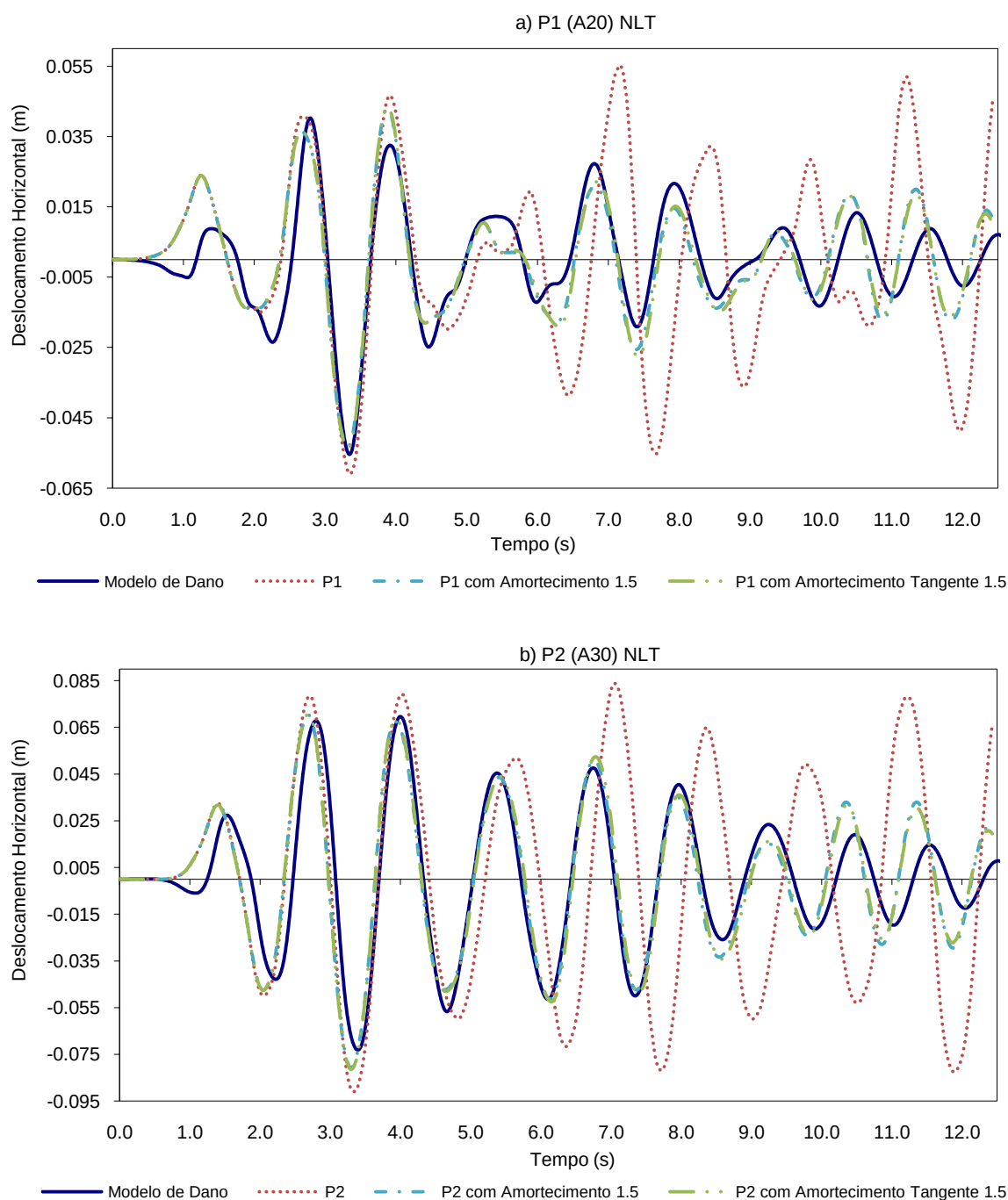


Figura 5.2 – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

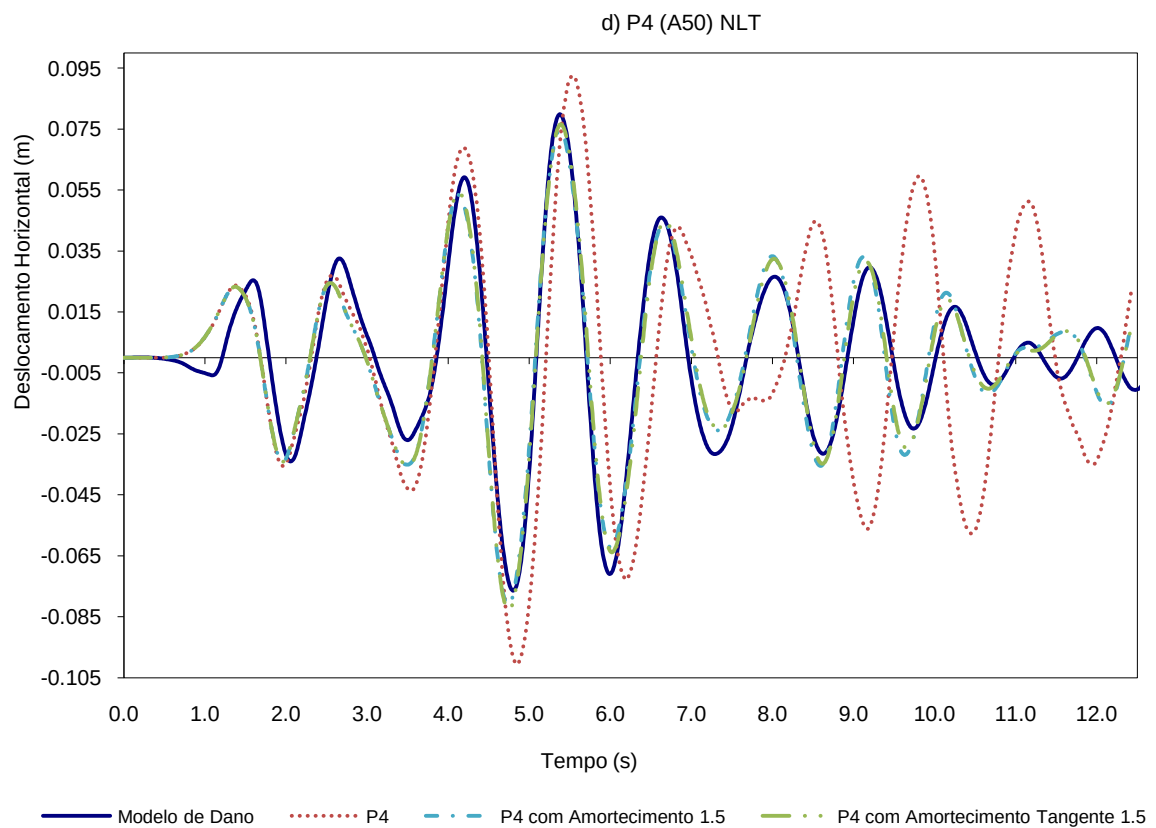
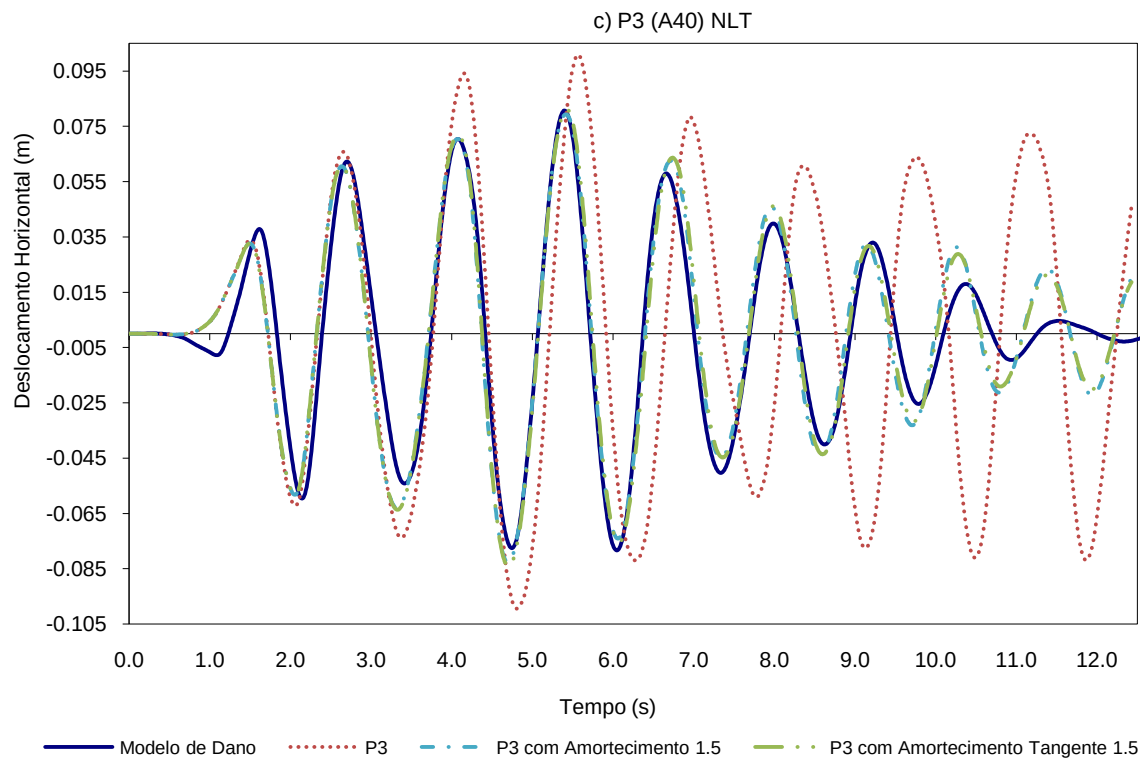


Figura 5.2 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

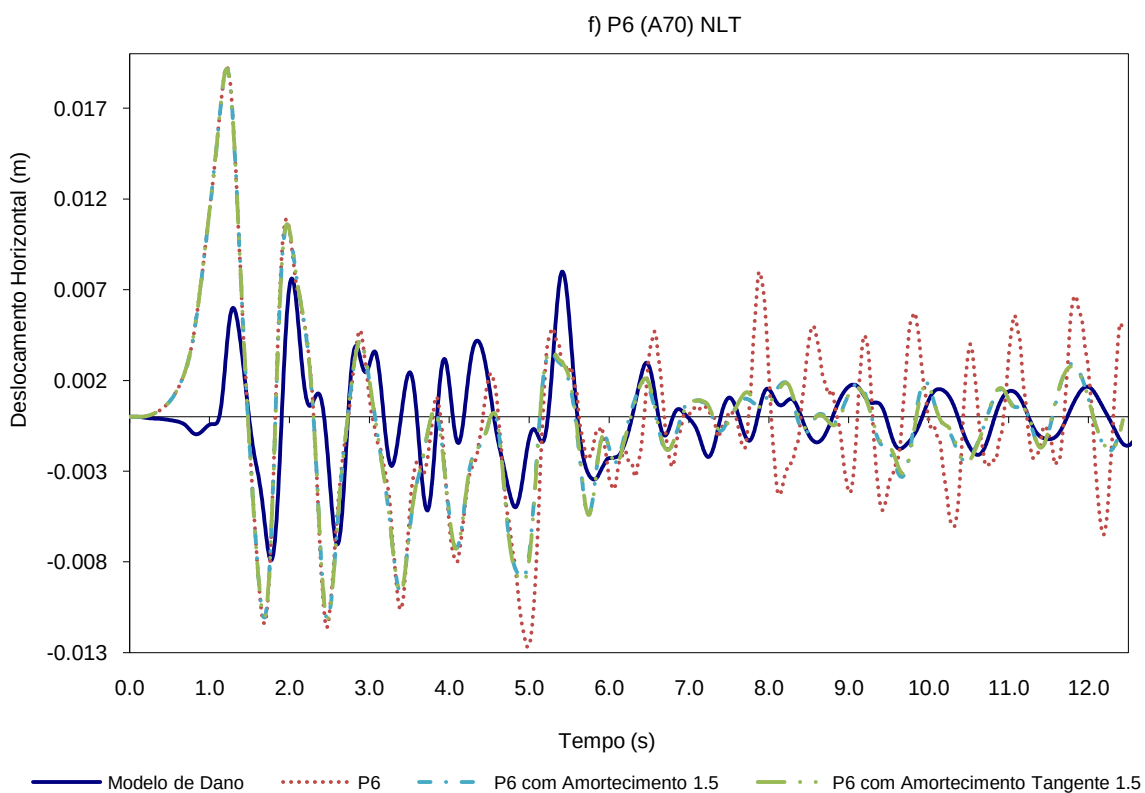
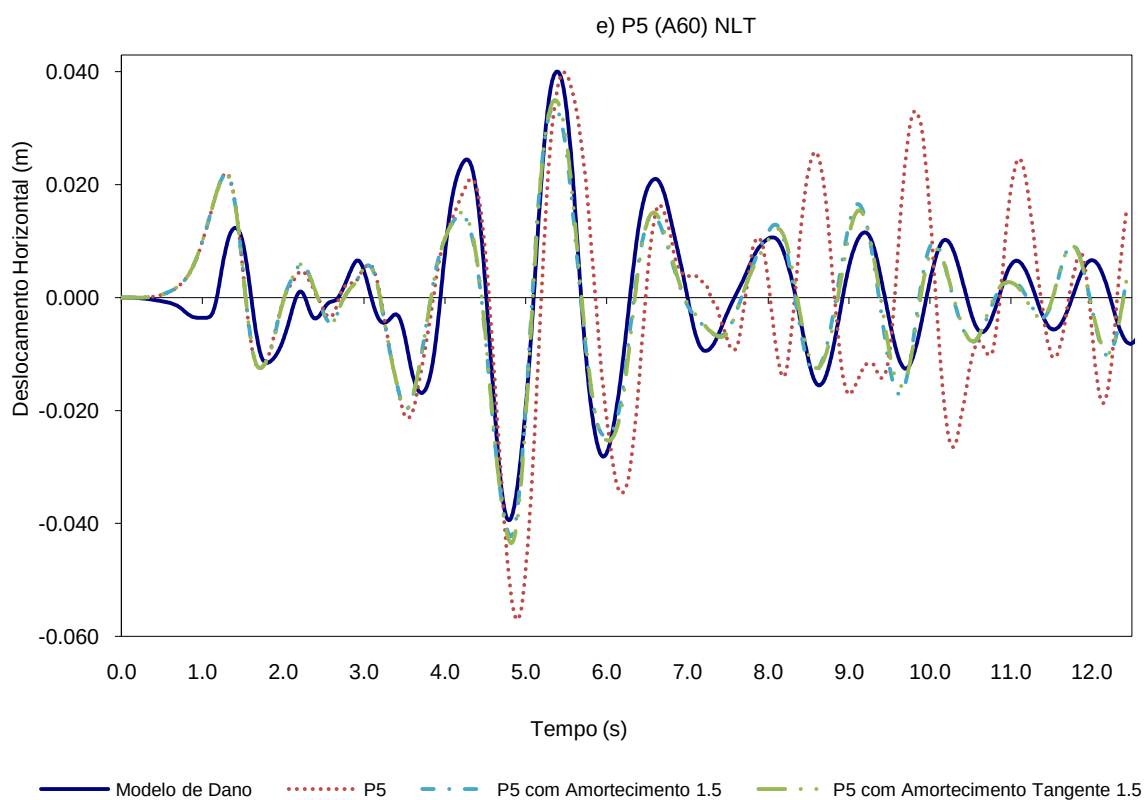


Figura 5.2 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

Como seria expectável, as diferenças inerentes à modelação (não linear parcial e não linear total), no caso da acção sísmica de baixa intensidade, não são relevantes, apesar da história de deslocamentos para a modelação não linear total se aproximar mais do valor tido como referencia. A resposta do pilar P6, em ambos os modelos, encontra-se bastante desfasada da expectável, sendo uma consequência provável da insuficiência do modelo em assumir as roturas por corte, promovendo uma degradação exacerbada do pilar, tendo como consequência deslocamentos mais elevados e fora de fase.

5.2.3. SISMO NOMINAL

Para a apresentação dos resultados correspondentes à actuação da acção sísmica nominal, os critérios adoptados seguem o modelo utilizado no caso sísmico anterior. Devido à maior magnitude da aceleração imposta, é expectável que ocorra uma maior degradação da rigidez da estrutura, consequentemente, um maior efeito da não linearidade e do amortecimento hysterético, sendo de tal consequente, um maior desfasamento entre as respostas amortecidas.

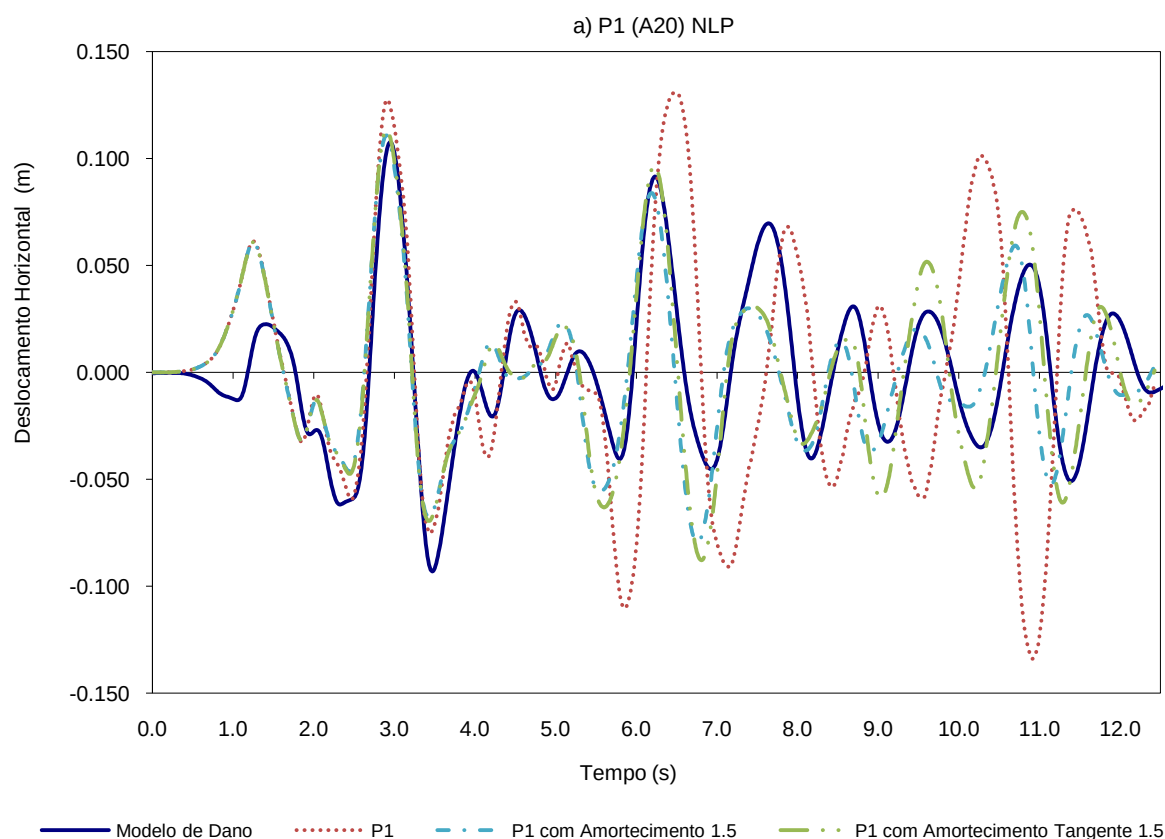


Figura 5.3 – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

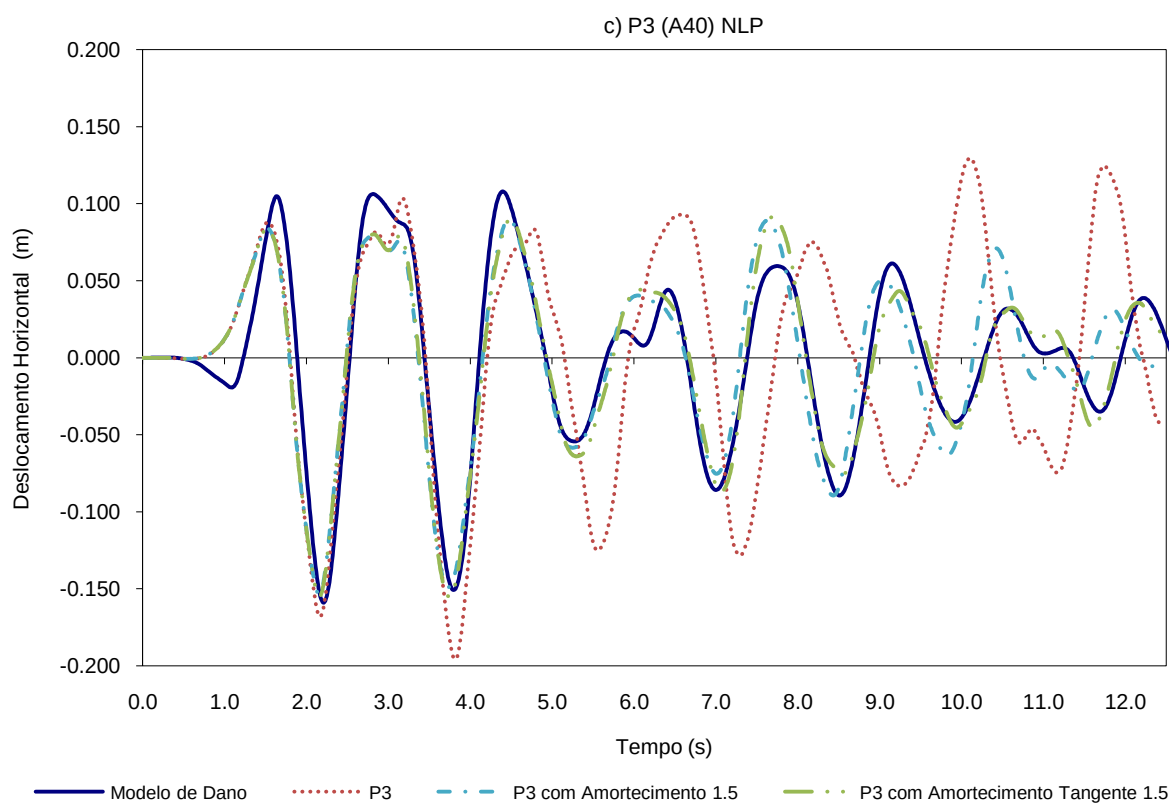
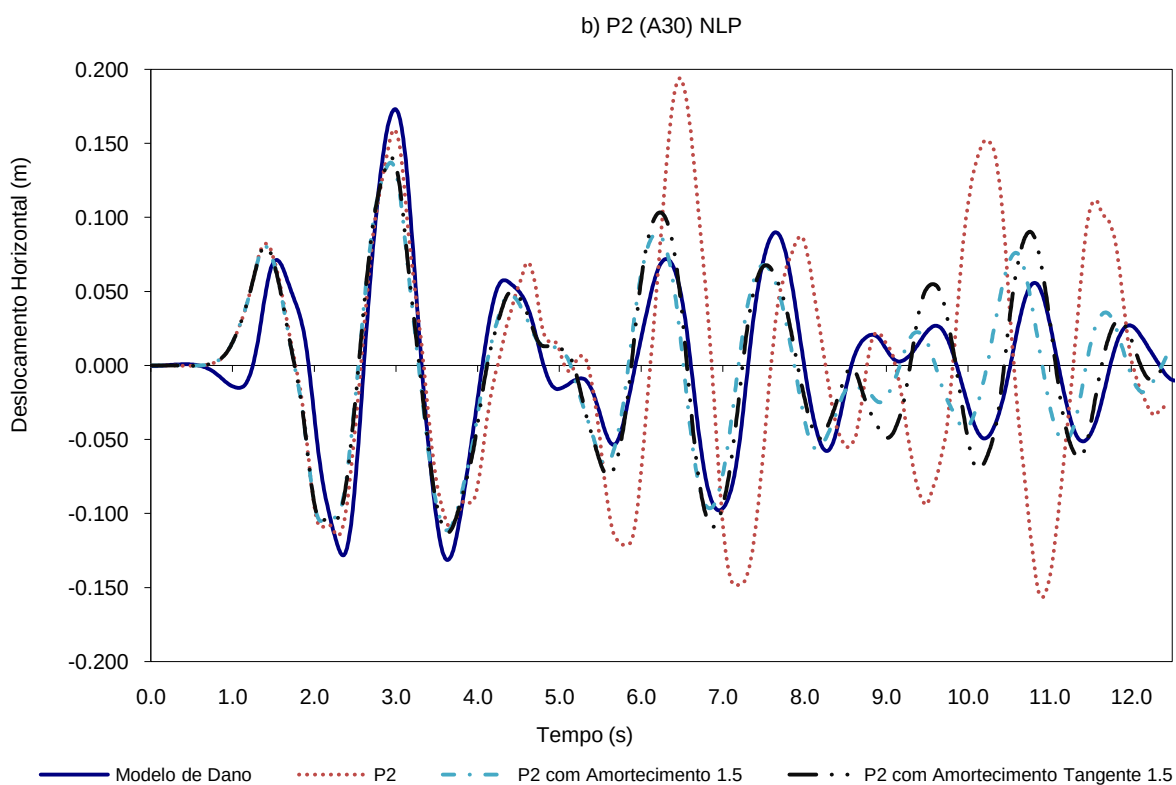


Figura 5.3 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

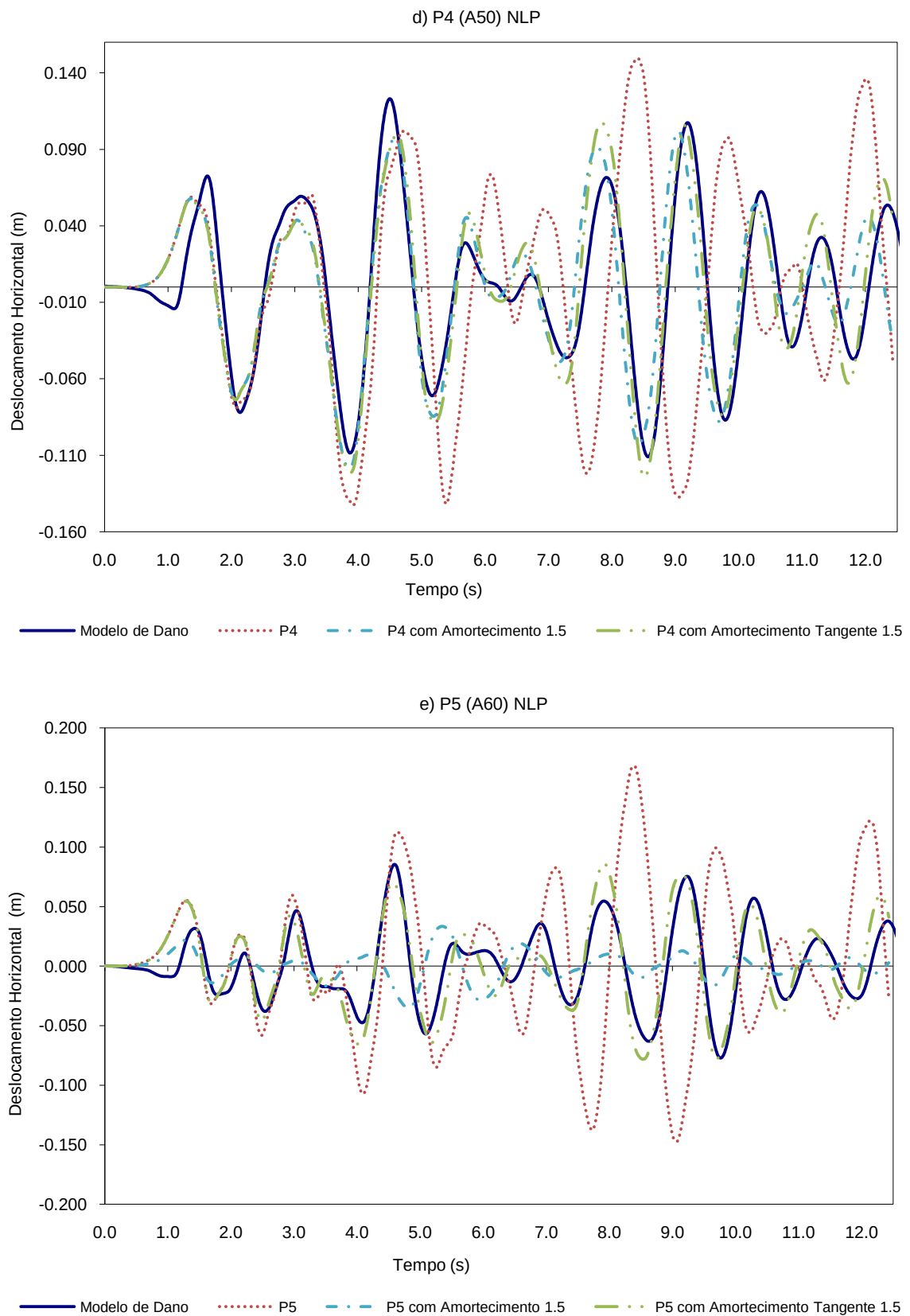


Figura 5.3 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

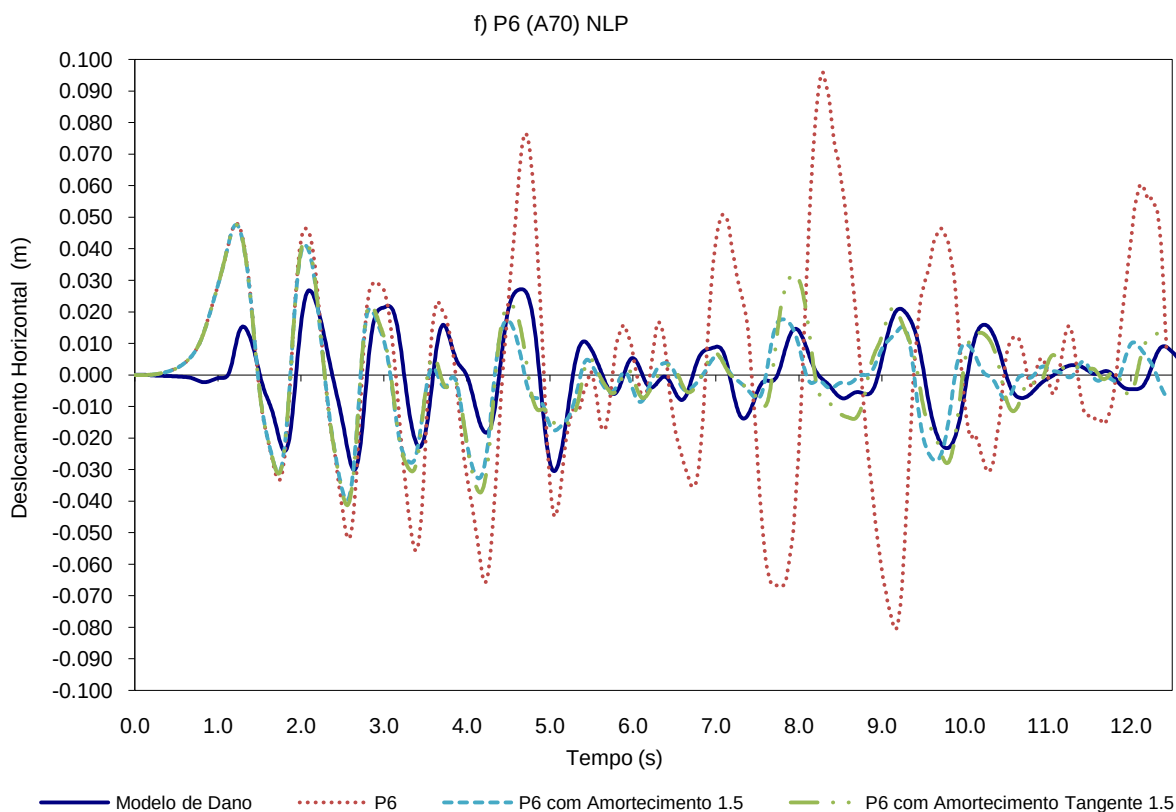


Figura 5.3 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

Devido a uma maior degradação da resistência dos elementos estruturais, os efeitos da não linearidade encontram-se bastante mais visíveis na presente análise do que para o caso do sismo de baixa intensidade (Figura 5.3).

A diferença do andamento da resposta, utilizando um amortecimento tangente ao invés da utilização de um amortecimento constante é bastante notória, acompanhando de uma forma bastante mais eficiente a resposta obtida pelo método de dano, mantendo-se em fase praticamente ao longo de todo o desenvolvimento da resposta. Os deslocamentos máximos obtidos na modelação são ligeiramente inferiores aos deslocamentos espectáveis, podendo tal diferença ser atribuída a um maior amortecimento do modelo numérico numa fase inicial do modelo, onde a degradação da rigidez ainda não se manifesta de forma determinante para a resposta, sendo que genericamente após os 6s, os deslocamentos de pico são superiores aos encontrados pelo modelo de dano, sendo o amortecimento menor do que o amortecimento expectável.

Para o modelo não linear total, as mesmas considerações referentes a modelação não linear parcial foram tomadas, encontrando-se os seus resultados apresentados na Figura 5.4.

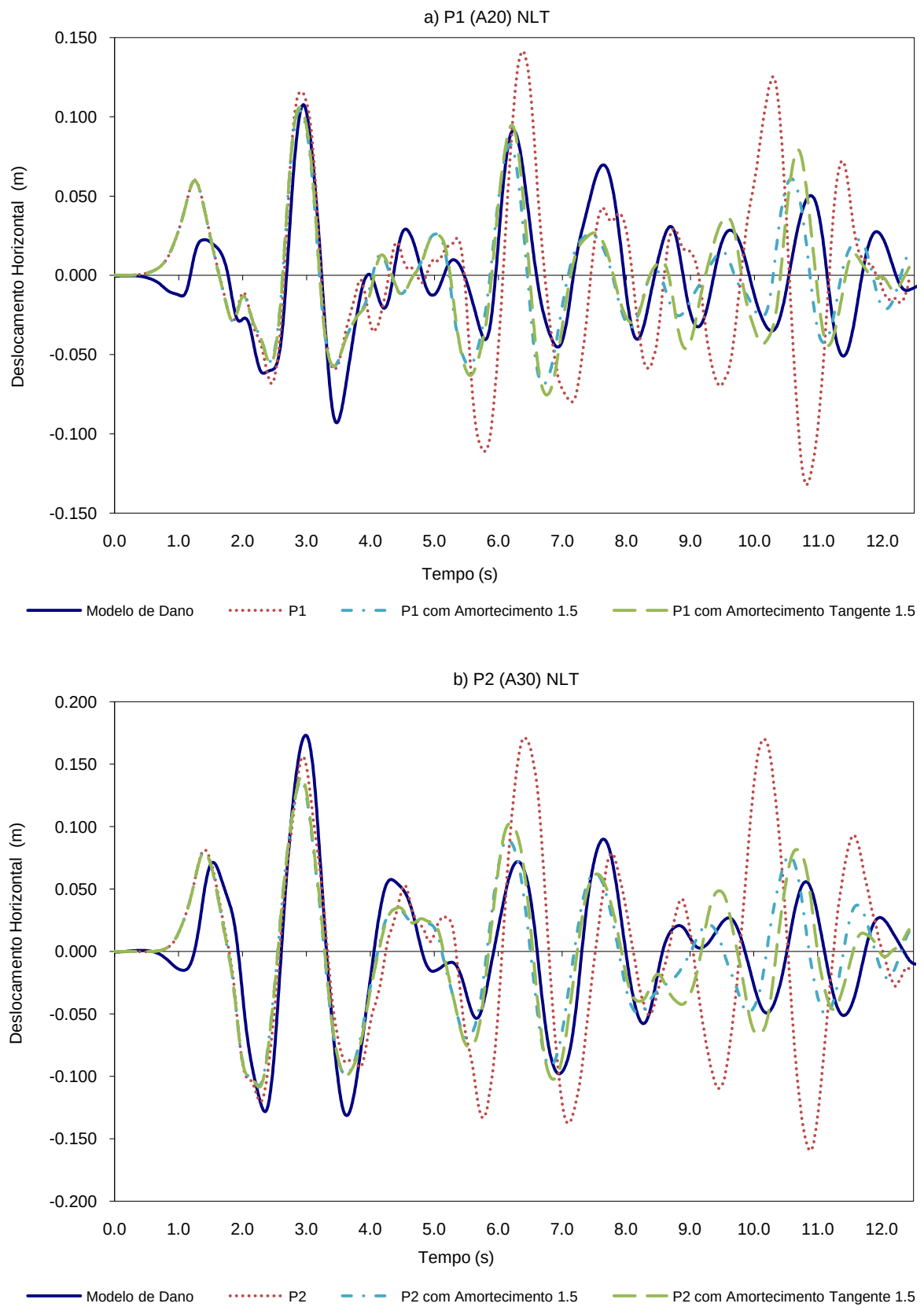


Figura 5.4 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

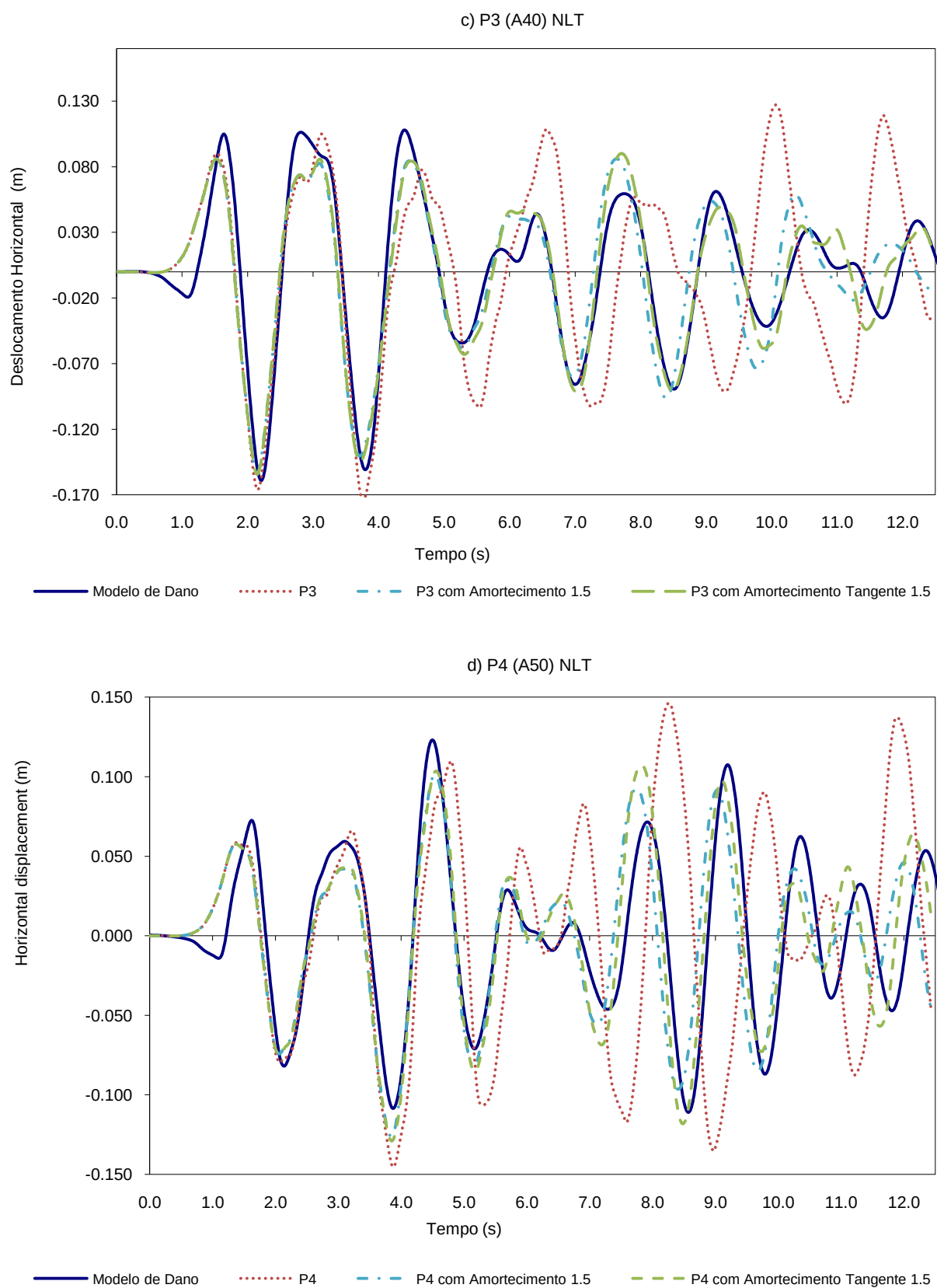


Figura 5.4 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

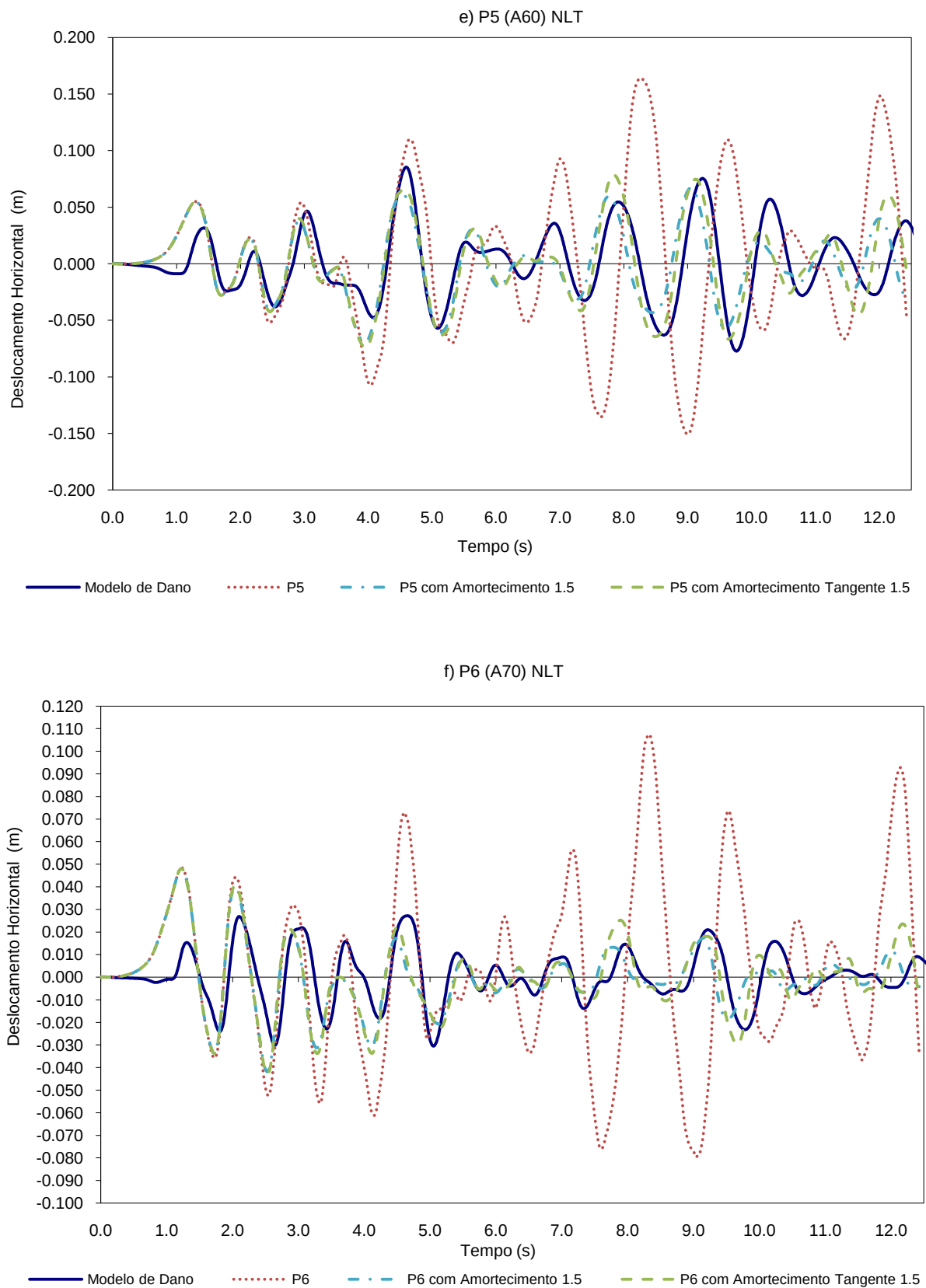


Figura 5.4 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

Para a resposta obtida com a modelação não linear total, as diferenças para a modelação utilizando apenas uma parte não linear tornam-se bastante mais visíveis, sendo que a resposta obtida utilizando o segundo método acompanha de forma mais eficiente a resposta tida como padrão, mantendo-se em fase com esta durante praticamente toda a história de deslocamentos, sendo que os deslocamentos de pico em ambos os casos são menores do que os valores expectáveis.

Na parte final do evento sísmico, a resposta encontra-se bastante mais próxima do desejado, levando a concluir que com o aumento de intensidade do sismo, as degradações da resistência e os efeitos do amortecimento histerético na resposta encontram-se mais próximos dos encontrados utilizando o modelo de dano, sendo um outro reflexo dessa degradação o acompanhamento praticamente em fase ao longo de toda a resposta.

Atendendo as considerações efectuadas, pode-se afirmar que globalmente as respostas são aceitáveis, descrevendo de uma forma eficiente o comportamento da estrutura.

5.2.4. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE

Para a prescrição da acção sísmica de elevada intensidade, partindo do sismo nominal, foram gerados novos acelerogramas afectados de um coeficiente de ampliação de 2.0.

Devido ao aumento da intensidade da aceleração sísmica, é expectável que os elementos estruturais possuam uma maior degradação, e consequentemente, que a diferença entre os dois tipos de amortecimento seja perfeitamente notória, ao longo do ensaio sísmico. Devido aos efeitos da não linearidade, é também previsível que existam diferenças mais consideráveis em relação as respostas obtidas pelas duas formas de modelação distintas.

Apresenta-se de seguida, Figura 5.5, as respostas numéricas obtidas para os diferentes pilares, traduzidas pela evolução temporal dos deslocamentos horizontais nos topos destes, sendo estas comparadas com a resposta obtida pelo método de dano.

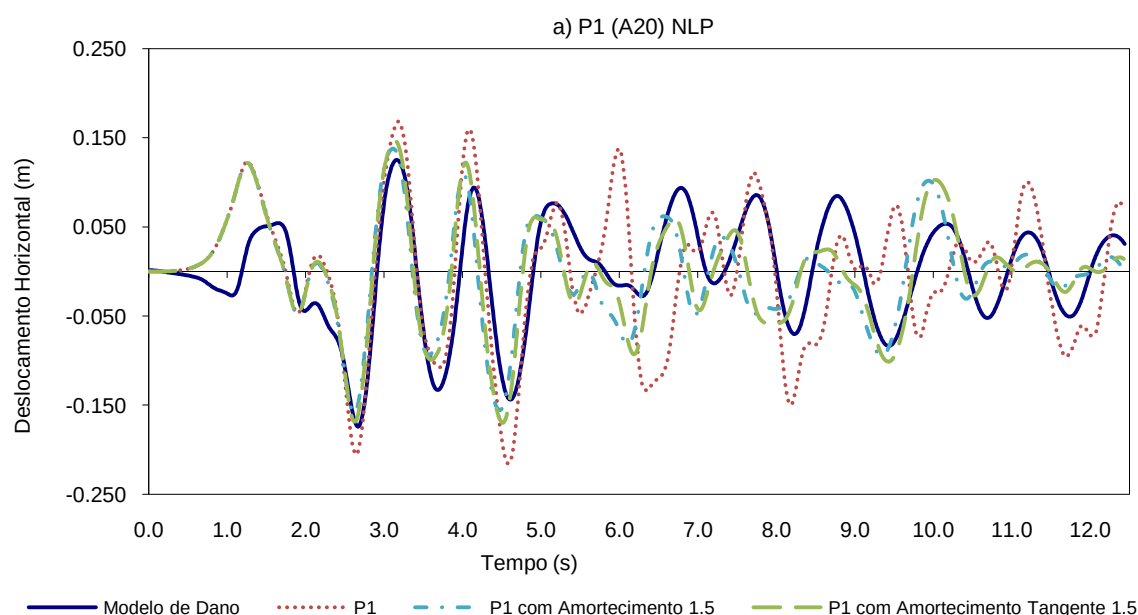


Figura 5.5 – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

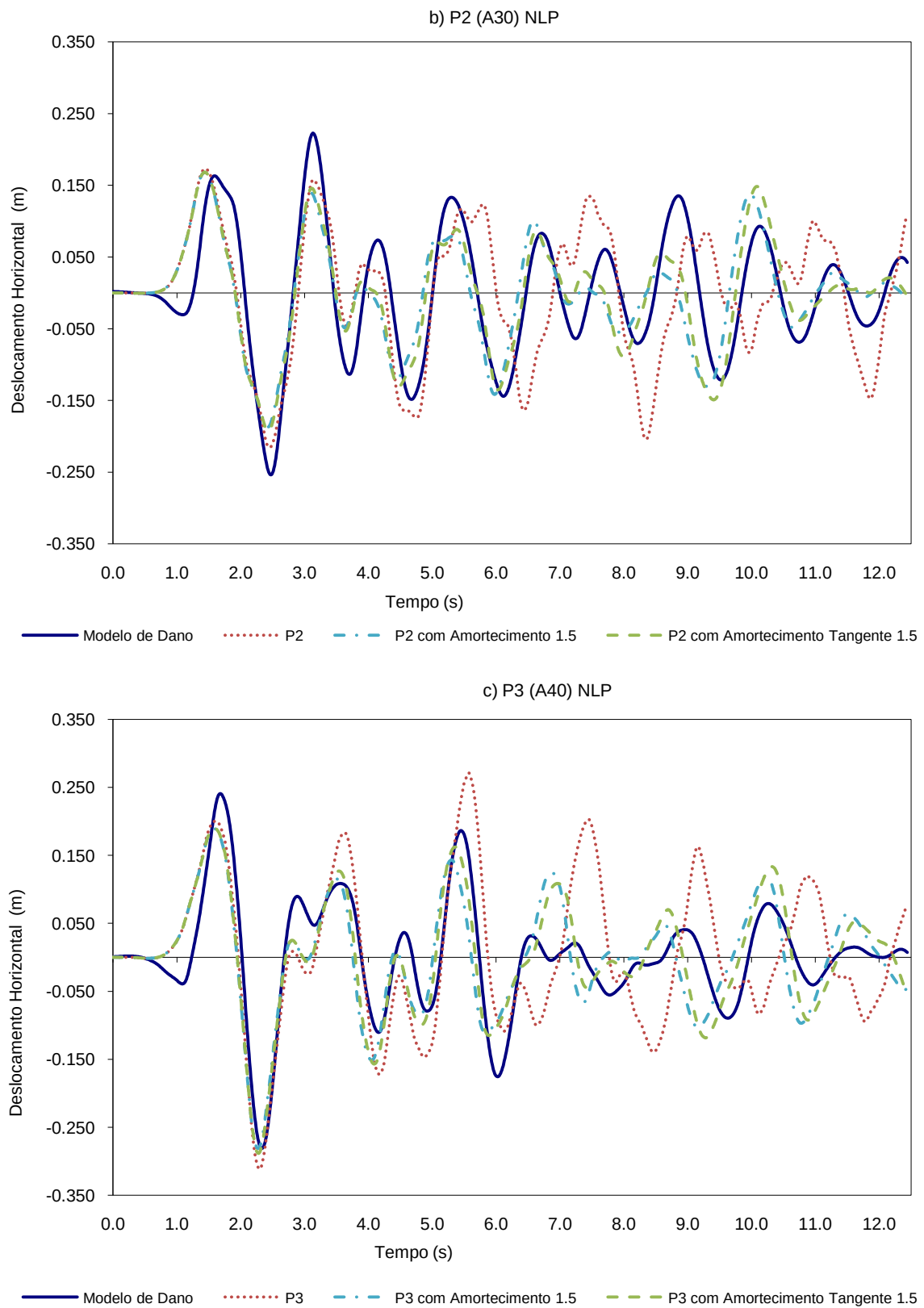


Figura 5.5 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

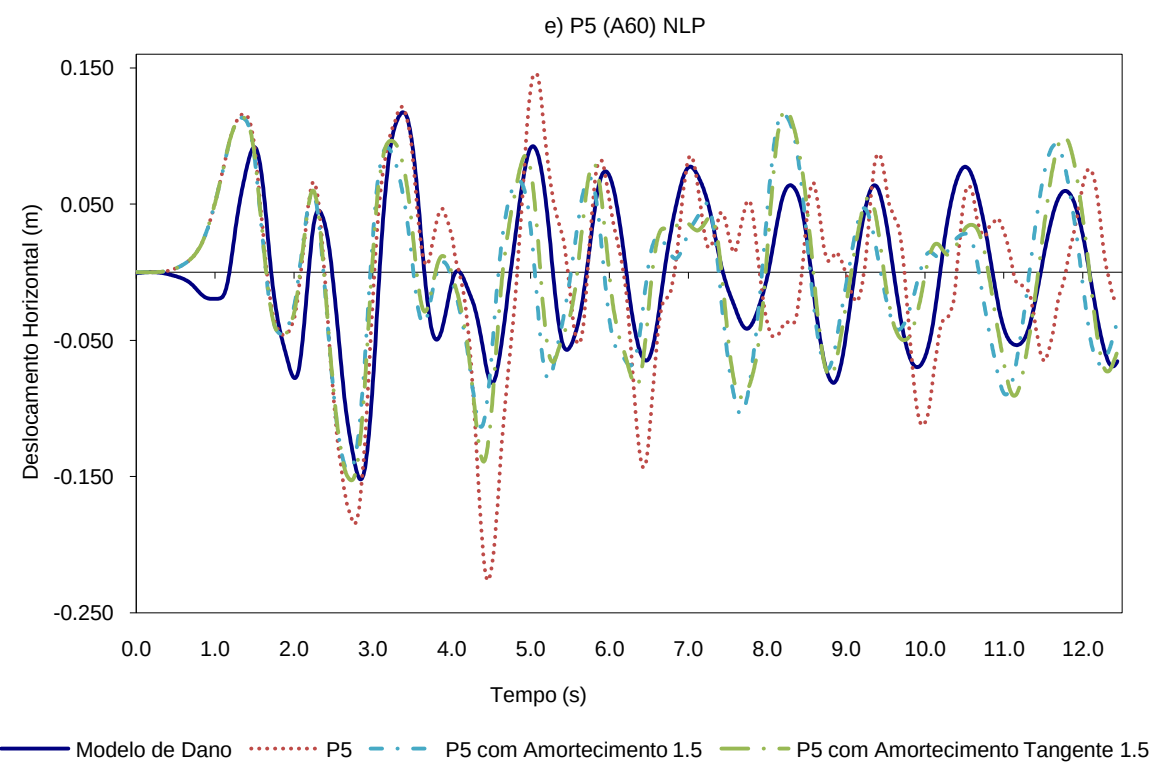
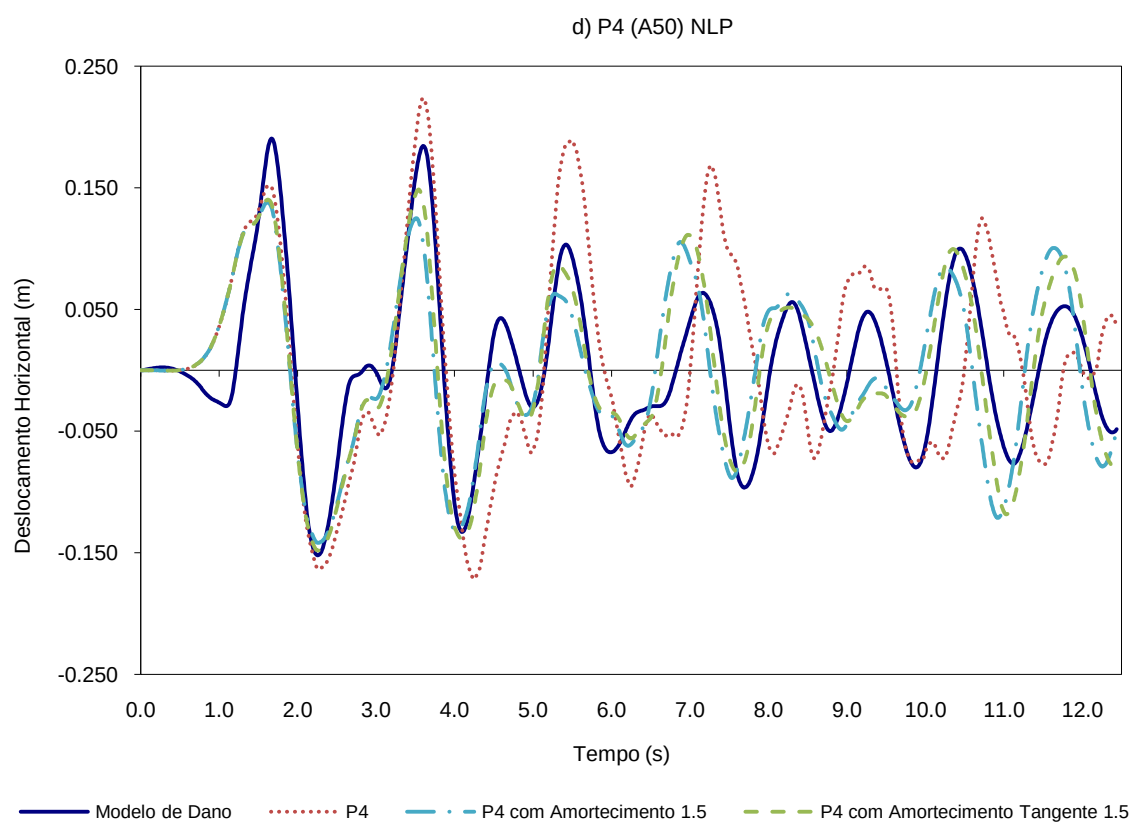


Figura 5.5 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

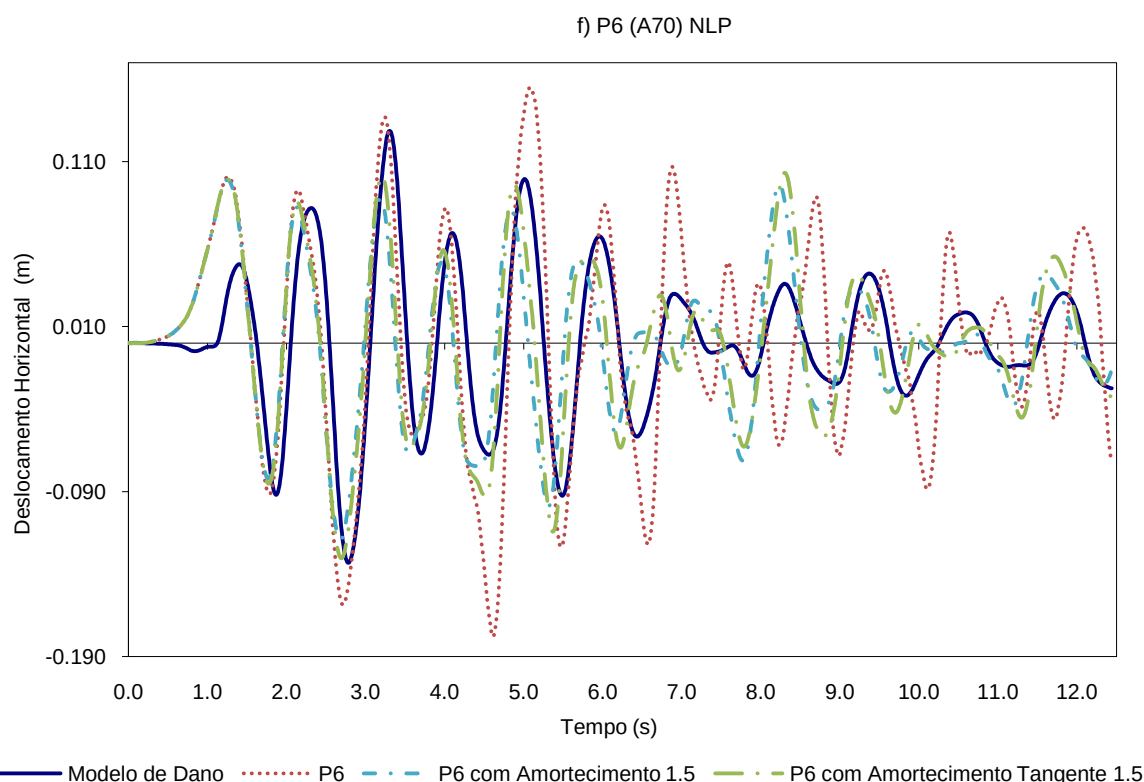


Figura 5.5 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear parcial dos pilares

Com base na Figura apresentada pode-se afirmar que a resposta numérica utilizando o método de fibras encontra-se próxima daquela encontrada com o método de dano, na generalidade dos pilares, observando-se algumas discrepâncias na resposta a partir dos 6s. Genericamente os deslocamentos máximos obtidos são inferiores aos deslocamentos tidos como referencia, ocorrendo picos de deslocamento em zonas que a resposta pelo modelo de dano praticamente não sofria. Tais valores podem ser explicados pois, ao longo da análise, a degradação da rigidez dos pilares ocorre por ciclos, visto a aceleração sísmica provocar deslocamentos com ambos os sentidos (positivo e negativo) ao longo do lado de maior inércia do pilar, sendo que nas zonas de picos não expectáveis, a rigidez do elemento já seria bastante menor do que a rigidez obtida pelo método de dano, sendo que a acção sísmica correspondente a esse ponto provoca um maior deslocamento do que se a rigidez do elemento fosse superior.

Tendo em atenção as considerações realizadas, pode-se afirmar que o modelo de fibras promove uma degradação mais rápida da rigidez da estrutura, o que causa deslocamentos abruptos e bastante superiores aos que seriam expectáveis, sendo que no presente caso a resposta utilizando tanto o amortecimento elástico baseado numa matriz de rigidez inicial como na matriz tangente encontram-se muito próximos, valor este que apenas pode ser explanado pela forte componente do amortecimento histerético presente, sendo muito baixa a contribuição do amortecimento elástico. Esta constatação revela que a afirmação realizada no princípio do primeiro subcapítulo, na qual seria expectável que a resposta amortecida utilizando uma matriz tangente seria bastante diferente da resposta utilizando uma matriz de rigidez inicial não é constatada no caso de sismos de maior intensidade, nos quais ocorre uma incursão não linear mais acentuada e portanto uma maior dissipação de energia por histerese.

Temos assim que devido à elevada degradação dos elementos estruturais, os efeitos da não linearidade tornam-se preponderantes, justificando portanto inteiramente a igualdade das respostas amortecidas encontradas, apesar da consideração inicial.

Para a modelação não linear total, os gráficos força-deslocamento para cada pilar encontram-se representados na Figura 5.6.

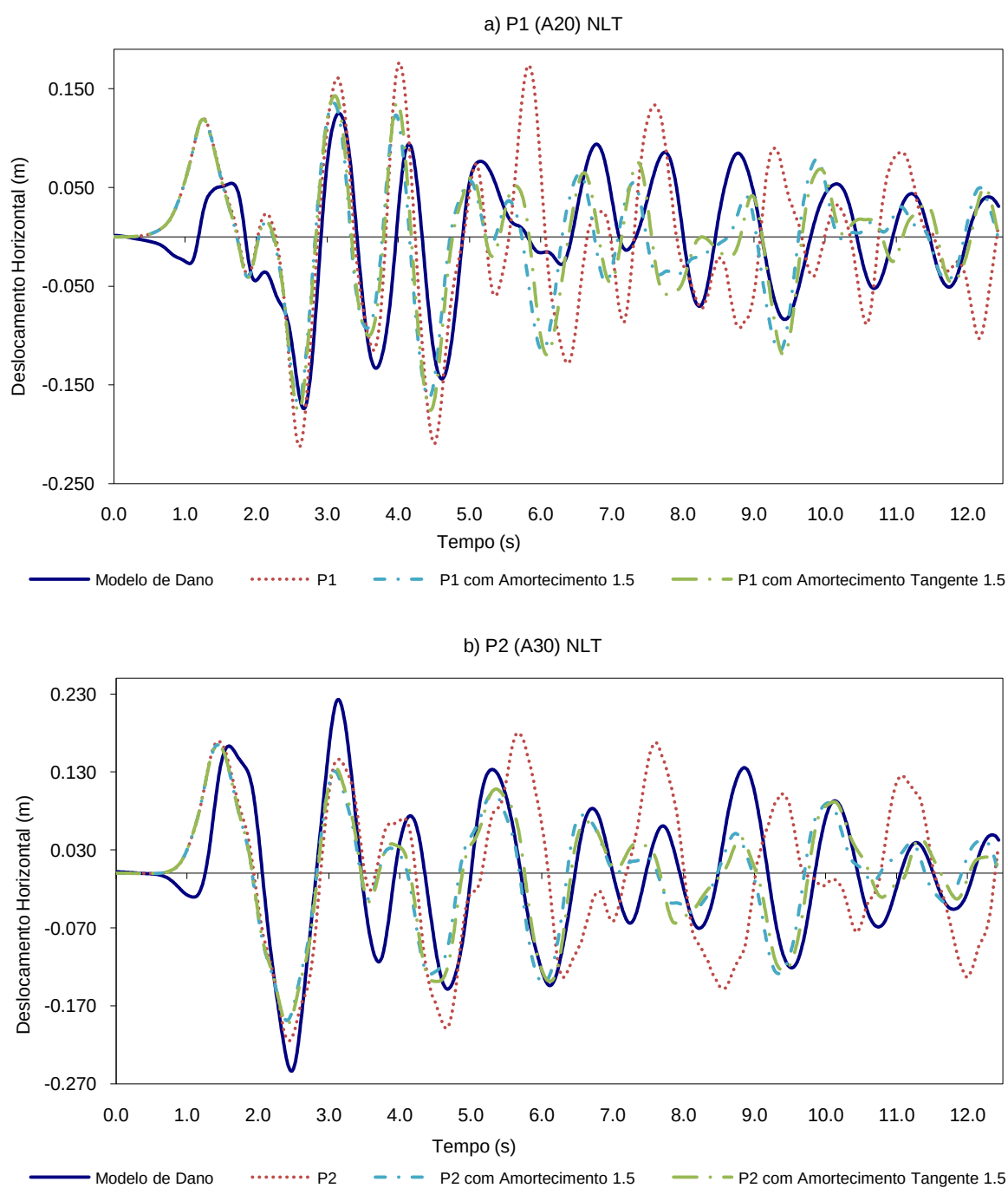


Figura 5.6 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

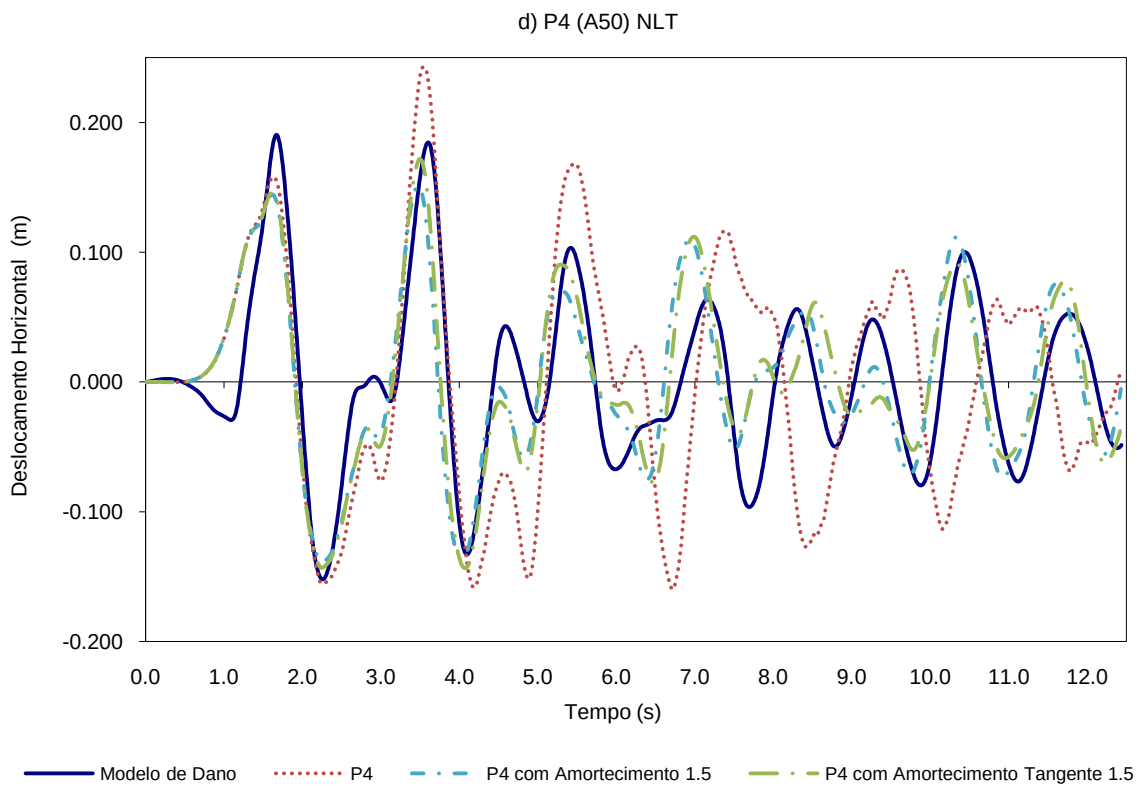
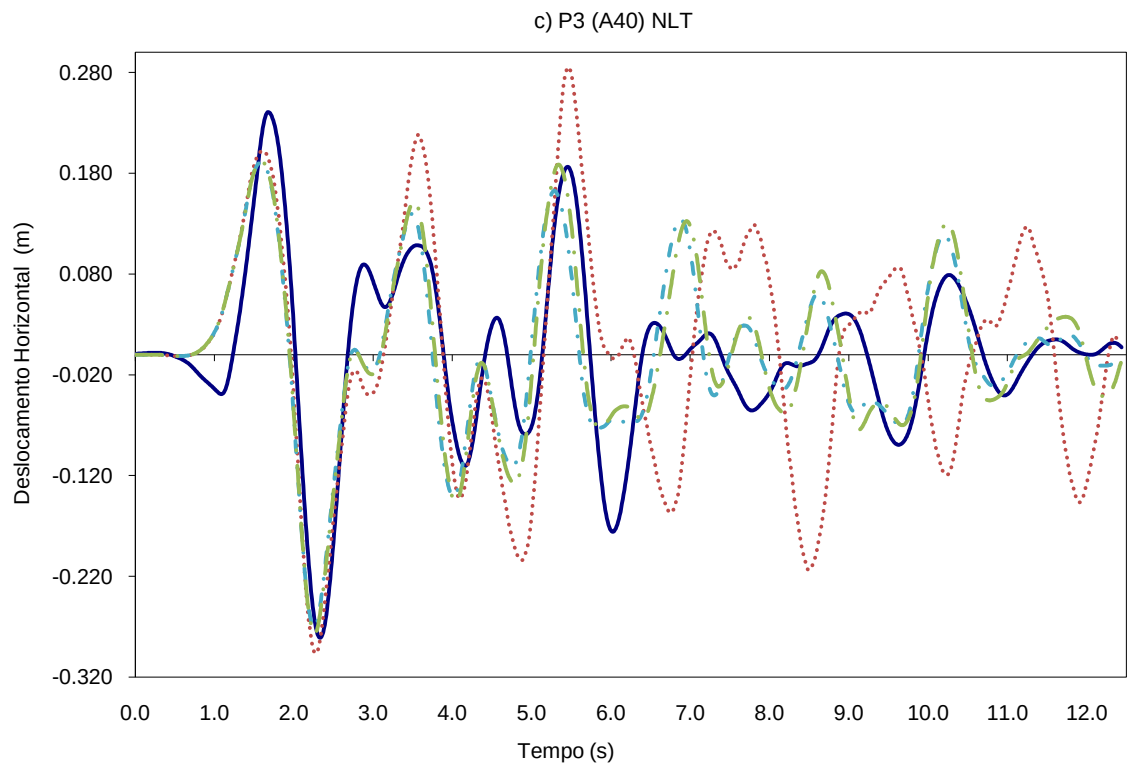


Figura 5.6 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

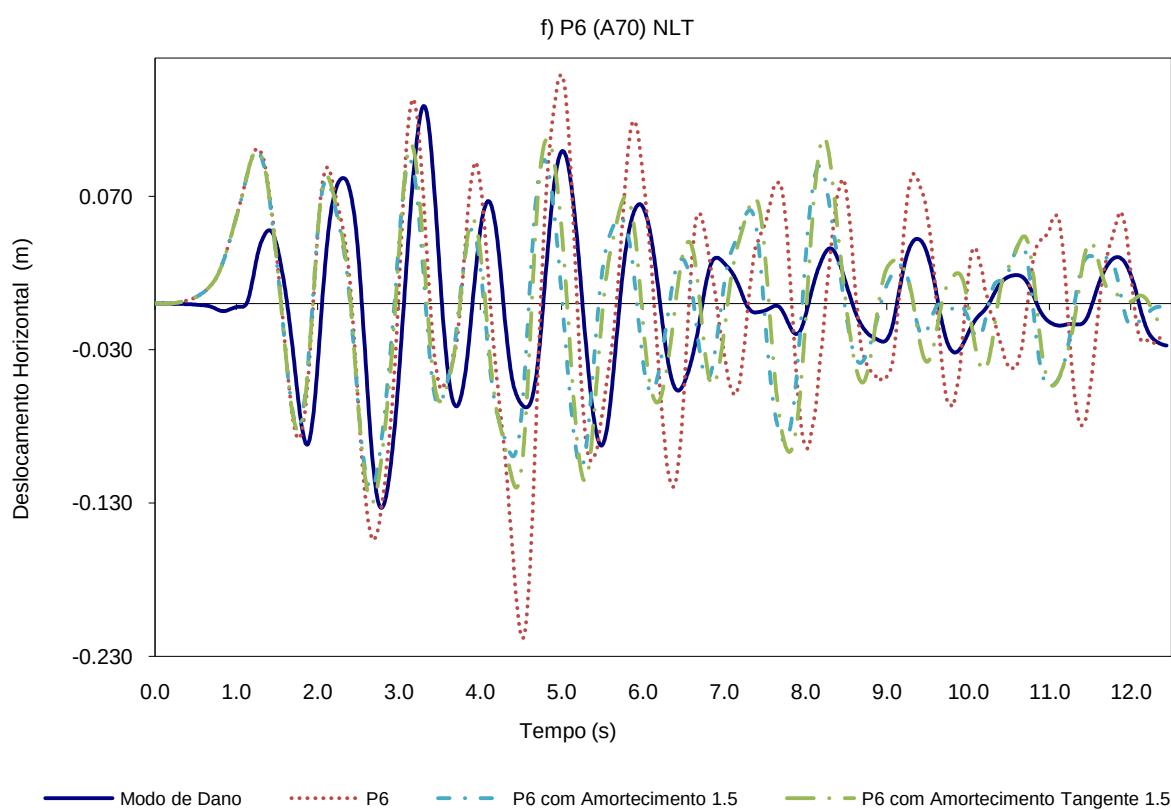
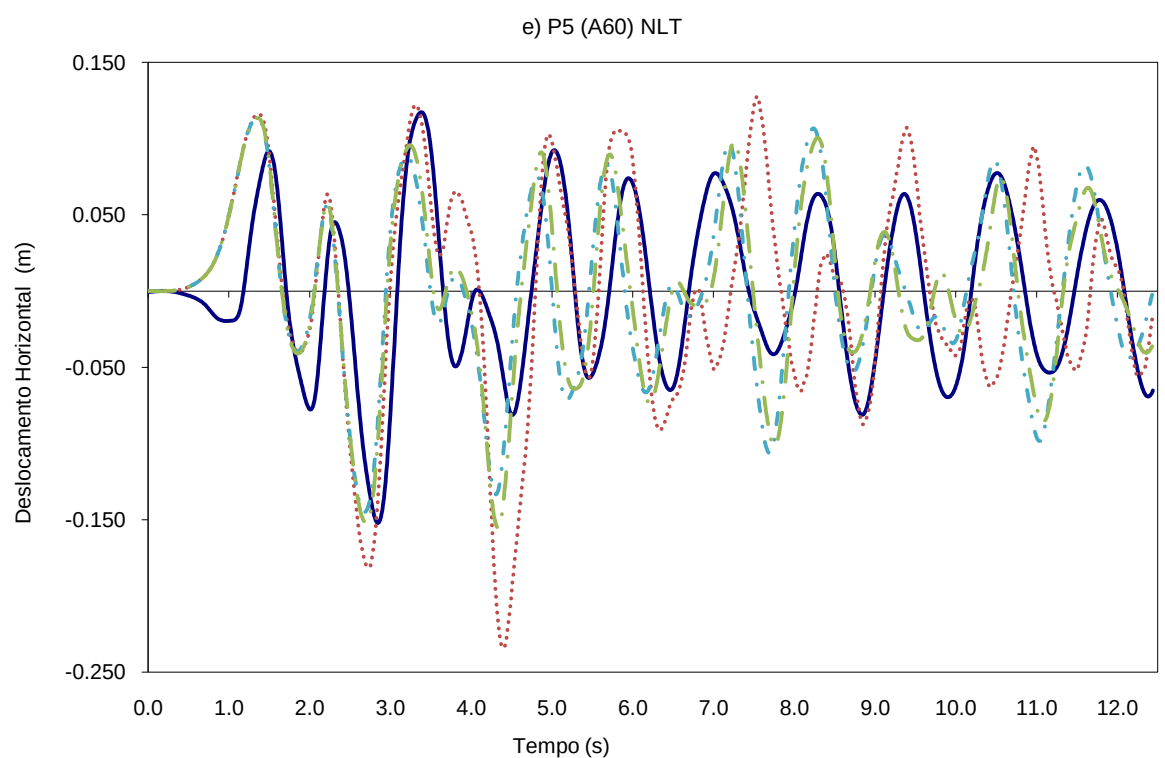


Figura 5.6 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade), utilizando uma modelação não linear total dos pilares

Utilizando uma modelação não linear total, os efeitos da não linearidade são bastante superiores em comparação com a modelação não linear parcial. Tal facto pode ser observado através de uma análise atenta dos gráficos apresentados na Figura 5.6, onde a partir dos 5s, devido a uma diminuição de rigidez excessiva dos pilares, a resposta encontra-se fora de fase, sendo os deslocamentos máximos atingidos entre os 5s e os 10s, bastante superiores à resposta expectável determinada pelo modelo de dano.

Como explanado anteriormente, as diferenças das respostas amortecidas são praticamente nulas sendo o amortecimento histerético que comanda a resposta.

Apesar de algumas pequenas lacunas pontuais, as respostas obtidas utilizando o programa de cálculo automático SeismoStruct encontra-se bastante próximas das respostas obtidas pelo modelo de dano, permitindo afirmar que as considerações efectuadas ao longo da dissertação para as modelações utilizadas são validas para o estudo do comportamento sísmico da ponte.

A utilização de duas modelações distintas, não linear parcial e não linear total, para além dos motivos já apresentados, teve com objectivo a comparação de ambas as respostas, com vista a validação da utilização de uma modelação não linear parcial. Como conclusão pode-se afirmar que, para os eventos sísmicos de pequena intensidade, e nominal, a resposta de ambos encontra-se bastante próxima, não existindo uma diferença real entre os resultados de ambas. Para o sismo de elevada intensidade, explorando níveis importantes de não linearidade durante um grande número de ciclos, é acentuada a degradação do material, o que provoca na modelação não linear total, uma quebra de resistência excessiva, aumentando o período e fazendo com que a resposta se encontre fora de fase.

5.3. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA SÍNCRONA

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Depois de determinados os deslocamentos máximos e a sua historia, ao longo do evento sísmico, para uma acção assíncrona, e como forma de comparação entre os diferentes resultados obtidos, realiza-se no presente subcapítulo uma análise síncrona utilizando o mesmo modelo estrutural utilizado para o caso assíncrono, tendo como objectivo a comparação dos deslocamentos máximos obtidos, para cada pilar, variando o tipo de acção utilizada.

Para tal comparação, dois tipos de acções sísmicas síncronas foram consideradas. Atendendo as características geométricas da ponte, foi escolhido para um dos casos de estudo síncrono o acelerograma actuante no pilar P3. Devido a encontrar-se no eixo de simetria da estrutura (longitudinal), os deslocamentos horizontais teóricos no topo do pilar serão superiores àqueles experimentados pelos outros elementos estruturais, sendo portanto um elemento de particular importância no contexto geral da estrutura. O segundo caso de estudo foi realizado utilizando o acelerograma actuante no pilar P6 tendo a sua escolha sido efectuada pois este é o pilar mais curto de toda a estrutura, tendo um comportamento muito específico como constatado ao longo dos ensaios anteriores.

Os dois tipos de modelação utilizados na análise assíncrona mantêm-se, não linear parcial e não linear total, apesar das considerações efectuadas anteriormente. Tal opção justifica-se pois possibilita uma comparação directa entre os dois resultados, utilizando ambos os métodos de modelação para a acção assíncrona em oposição aos resultados obtidos utilizando uma análise síncrona.

De forma a manter a coerência das nomenclaturas apresentadas, na Tabela 5.1 encontram-se explanadas os seus significados, utilizando como exemplo o pilar P1.

Tabela 5.1 – Nomenclaturas utilizadas da descrição dos gráficos

Nomenclatura	Descrição
P1 NLP	P1, (A20), modelado utilizando a modelação não linear parcial
P1 NLT	P1, (A20) modelado utilizando a modelação não linear total
P1 NLP Amortecimento 1.5	História de deslocamentos do topo do pilar P1, considerando um amortecimento associado a matriz de rigidez inicial da estrutura, com $\xi = 1.5\%$, modelação não linear parcial
P1 NLP Amortecido Tangente 1.5	História de deslocamentos do pilar P1, considerando um amortecimento associado a matriz de rigidez tangente da estrutura, com $\xi = 1.5\%$, modelação não linear parcial
P1 NLT Amortecido 1.5	História de deslocamentos do topo do pilar P1, considerando um amortecimento associado a matriz de rigidez inicial da estrutura, com $\xi = 1.5\%$, modelação não linear total
P1 NLT Amortecido Tangente 1.5	História de deslocamentos do pilar P1, considerando um amortecimento associado a matriz de rigidez tangente da estrutura, com $\xi = 1.5\%$, modelação não linear total

5.3.2. ACELEROGRAMA ACTUANTE NO PILAR P3

5.3.2.1. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE

Para se poder efectuar uma comparação com o estudo assíncrono, englobando as três diferentes intensidades para a acção sísmica é necessário proceder a redução do acelerograma nominal, referente ao pilar P3, afectando-o de um coeficiente de redução de 0.4.

As histórias de deslocamentos dos pilares, todos eles afectos a uma acção sísmica traduzida pelo acelerograma do pilar P3 encontram-se na Figura 5.7. O amortecimento considerado, tal como na análise síncrona, comporta para além do amortecimento histerético associado a análise não linear dinâmica, o amortecimento de Rayleigh com duas abordagens distintas utilizando um coeficiente de amortecimento $\xi = 1.5\%$, associado a uma matriz de rigidez inicial ou a uma matriz de rigidez tangente.

Na figura 5.7 optou-se por colocar as duas diferentes modelações utilizadas (não linear parcial e não linear total) juntas na mesma Figura. Devido à não existência de dados comparativos de outras análises, tal forma de exposição de resultados aparenta possuir maior facilidade de leitura dos resultados obtidos.

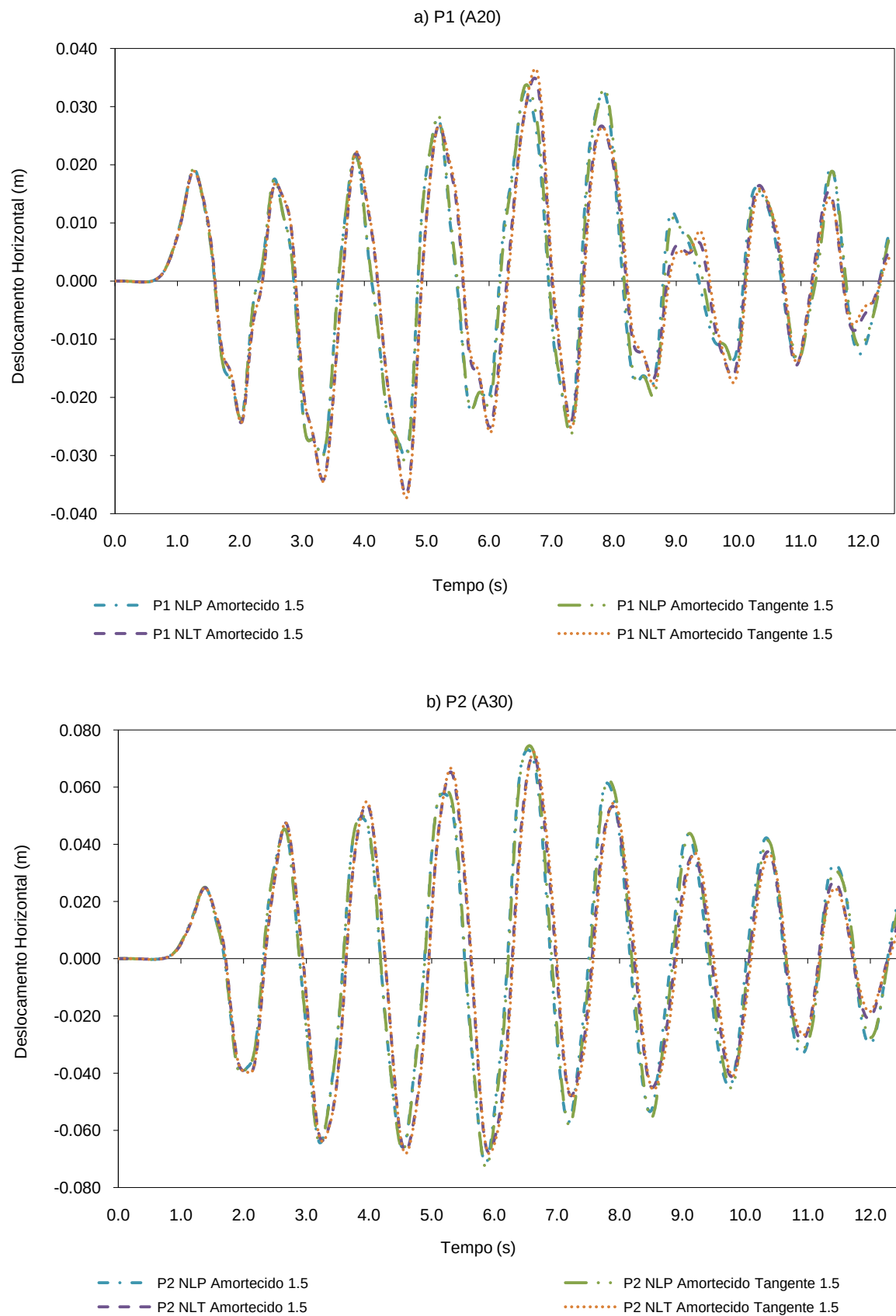


Figura 5.7 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade)

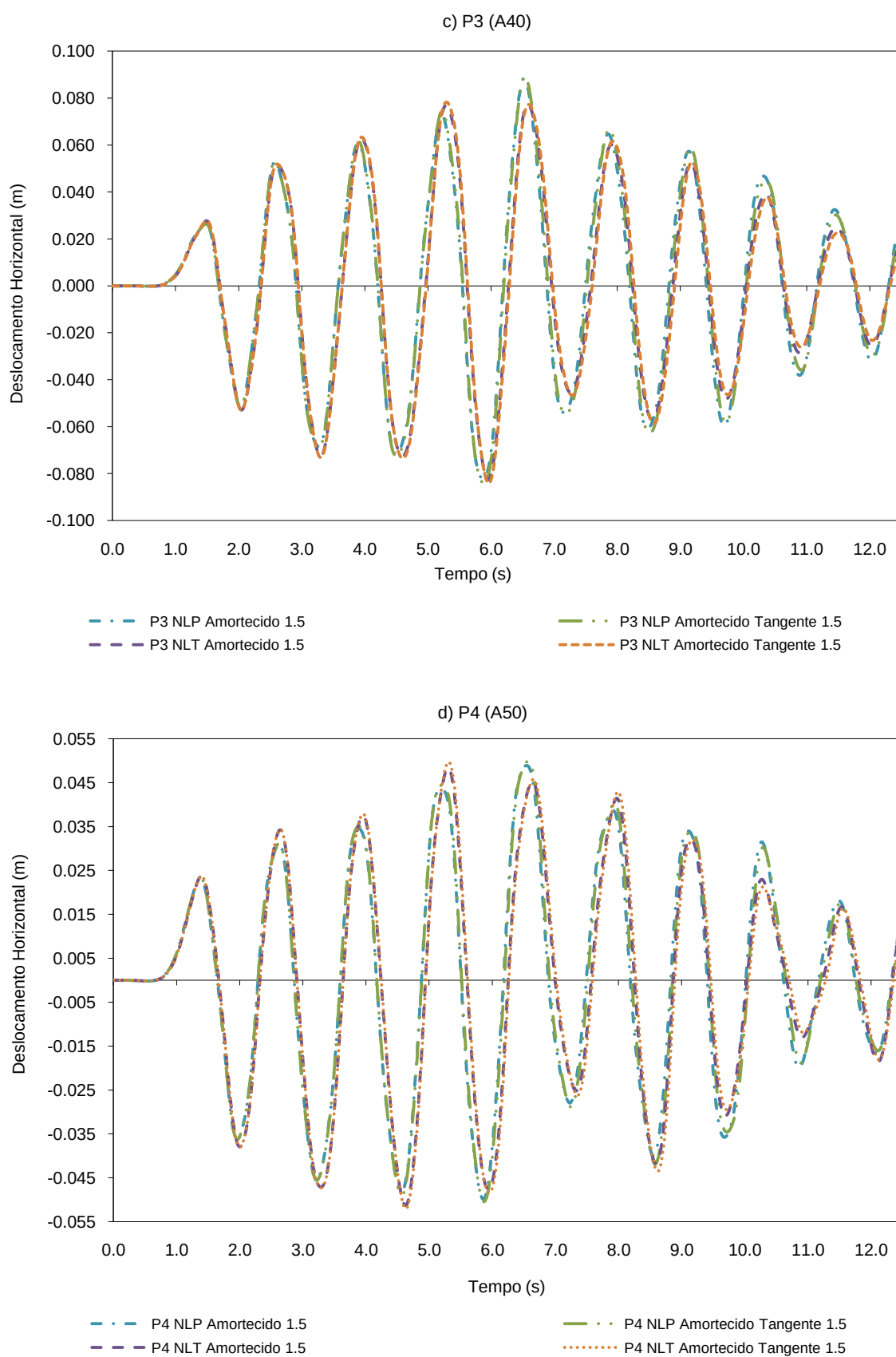


Figura 5.7 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade)

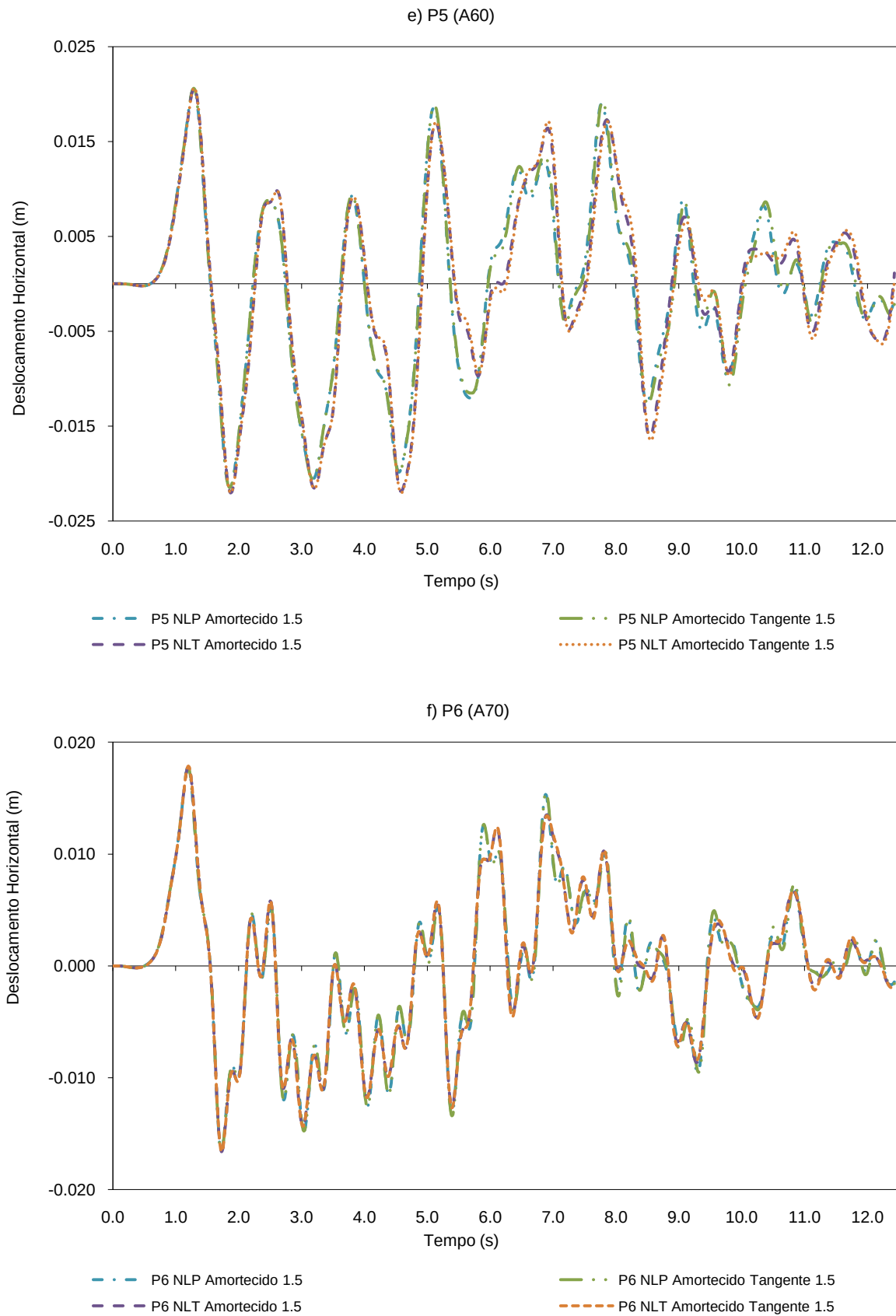


Figura 5.7 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade)

Apresenta-se na Tabela 5.2 um exemplo dos deslocamentos máximos obtidos, para os pilares P1 e P2, para cada tipo de modelação e de amortecimento.

Tabela 5.2 – Deslocamentos máximos dos pilares P1 e P2 para o sismo de baixa intensidade baseado no acelerograma actuante em P3

Pilar	Modelação	Amortecimento	Deslocamentos	
			+(m)	-(m)
P1	NLP	Amortecido 1.5	0.0327	0.0302
P1	NLP	Amortecido Tangente 1.5	0.0338	0.0310
P1	NLT	Amortecido 1.5	0.0349	0.0367
P1	NLT	Amortecido Tangente 1.5	0.0365	0.0373
P2	NLP	Amortecido 1.5	0.0730	0.0715
P2	NLP	Amortecido Tangente 1.5	0.0745	0.0730
P2	NLT	Amortecido 1.5	0.0712	0.0676
P2	NLT	Amortecido Tangente 1.5	0.0723	0.0681

A comparação, entre os diferentes resultados obtidos irá ser realizada com base nos valores máximos para cada tipo de acção, para cada tipo de amortecimento e diferenciada para cada tipo de pilar.

Apresentou-se anteriormente apenas um excerto dos dados utilizados para posterior comparação visto a reprodução em forma de Tabela, para além da forma gráfica já demonstrada, requeria um grande número de dados tornando-se de difícil compreensão.

5.3.2.1. SISMO NOMINAL

Para a análise utilizando o sismo de intensidade nominal, os mesmos pressupostos utilizados anteriormente serão considerados para o presente caso.

Na Figura 5.8 encontra-se, para os dois tipos de modelação considerados, as histórias de deslocamentos dos topos dos pilares, sujeitos a acção sísmica nominal prescrita, utilizando os dois tipos de amortecimento considerados.

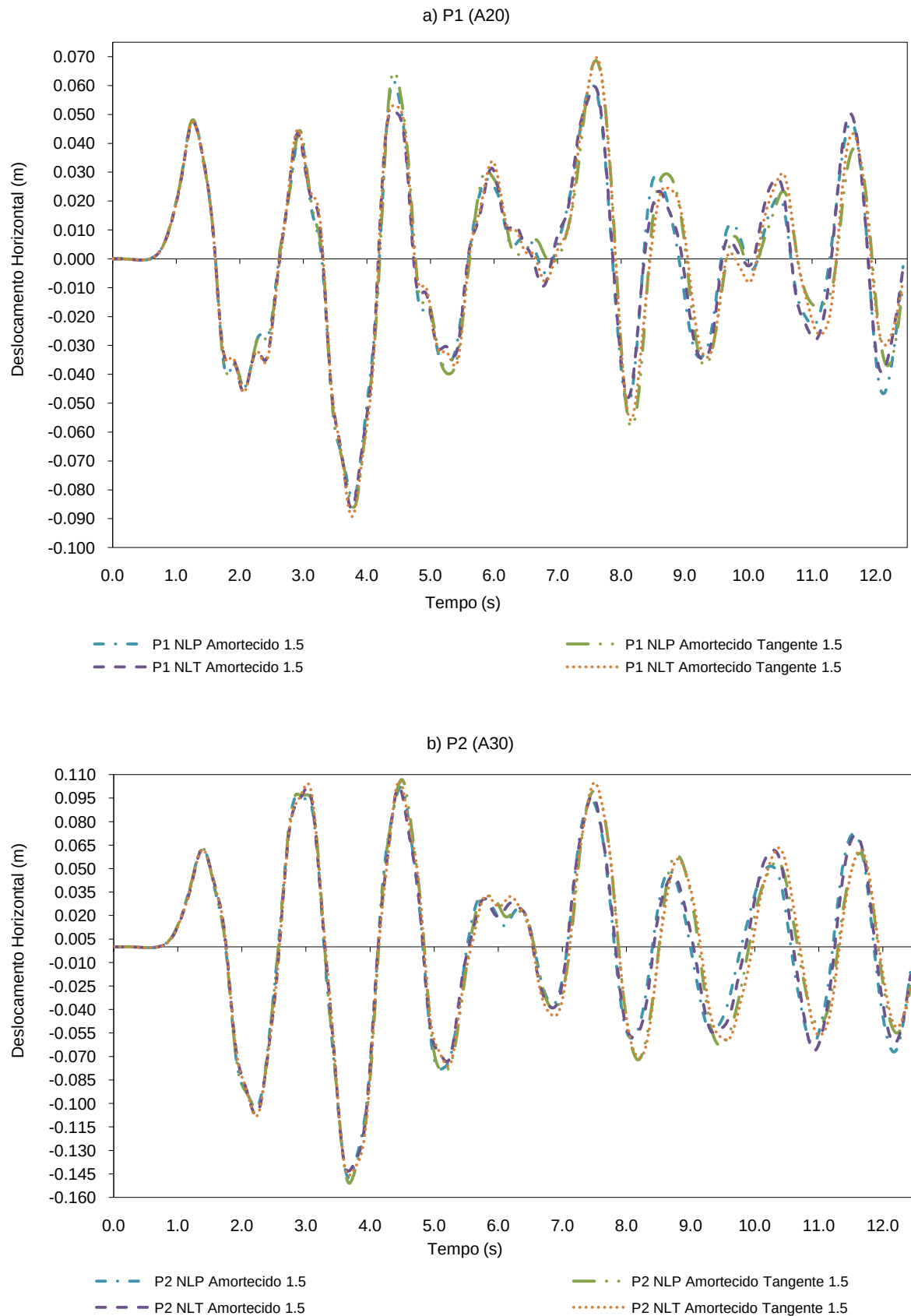


Figura 5.8 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal)

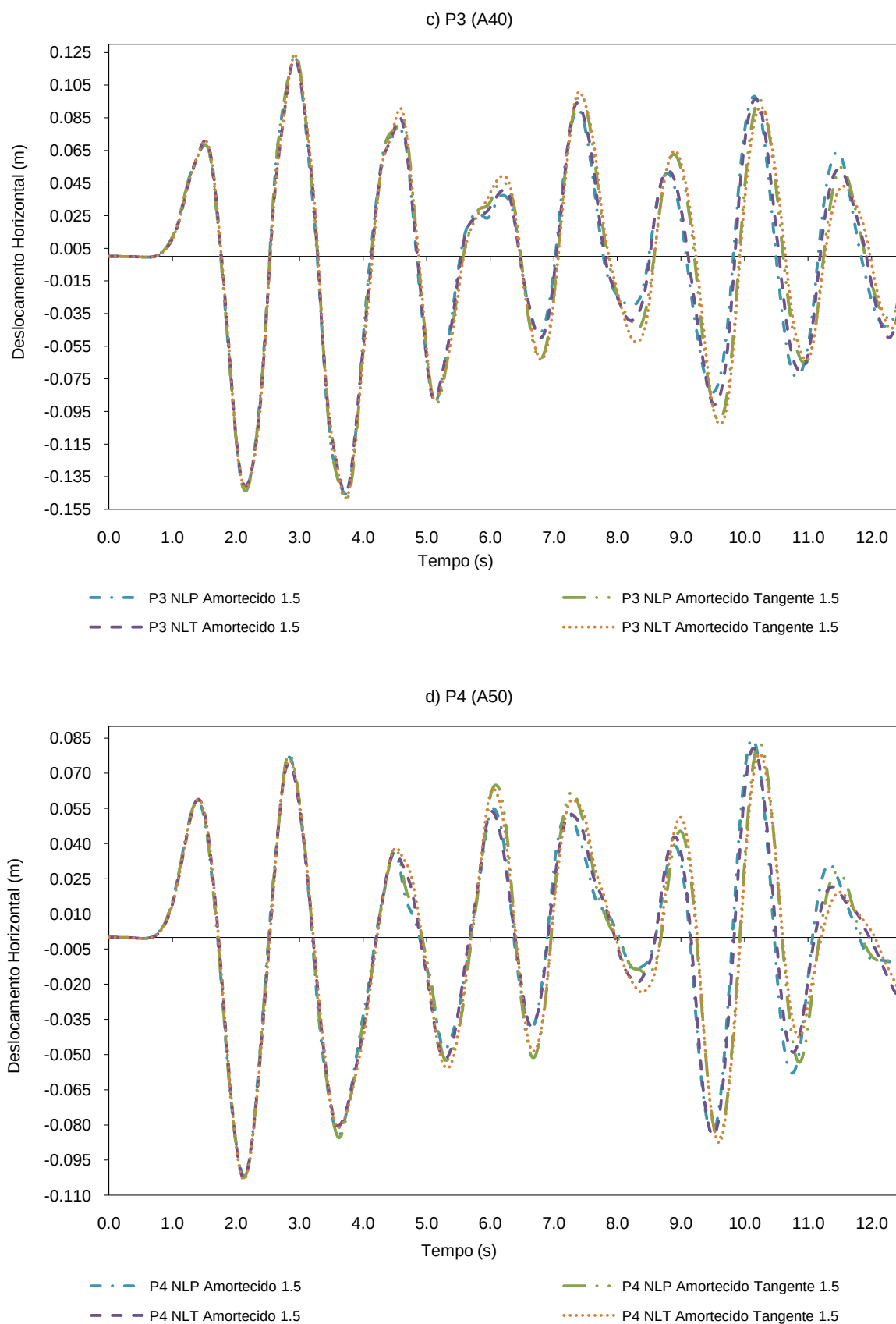


Figura 5.8 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal)

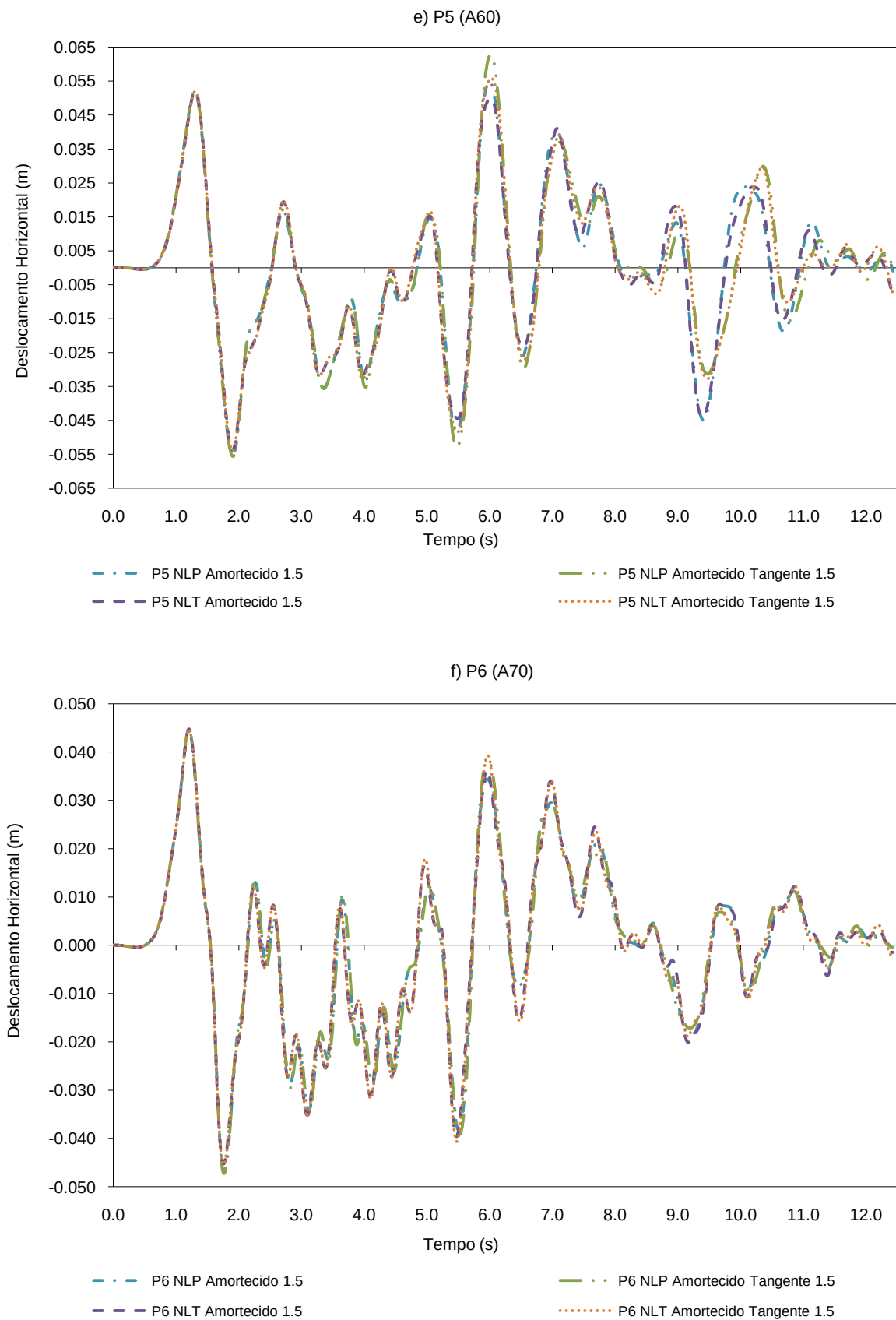


Figura 5.8 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal)

5.3.2.3. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE

Tal como no caso do sismo de baixa intensidade, é necessário proceder à alteração do acelerograma actuante no pilar P3, sendo que neste caso é efectuada uma ampliação (2) dos valores do acelerograma nominal.

As considerações tidas nas análises anteriores, assim como o método de apresentação de resultados serão seguidos no presente ponto.

Na Figura 5.9 apresentam-se as histórias de deslocamentos, medidos no topo dos pilares, ao longo do evento sísmico.

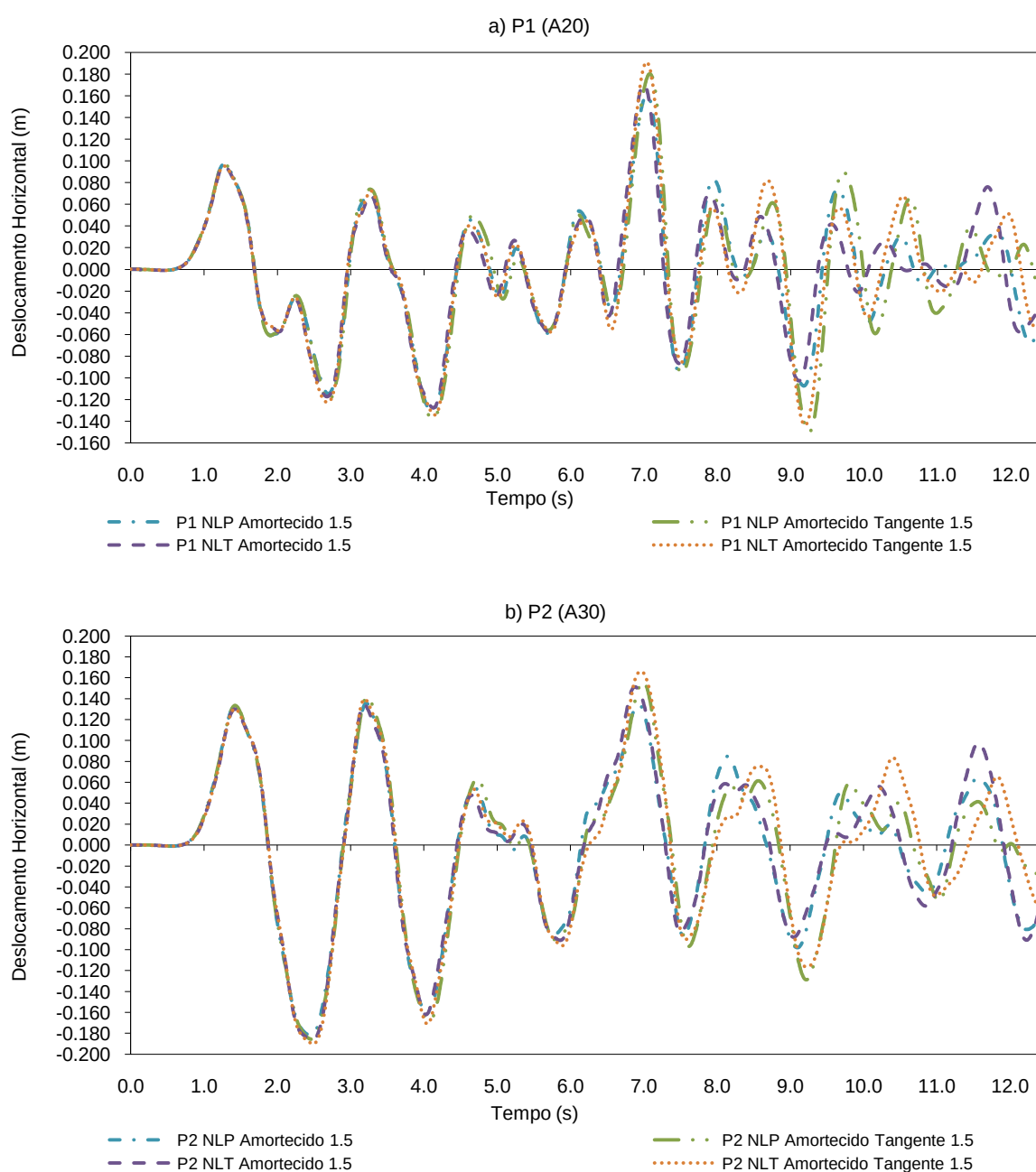


Figura 5.9 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P3)

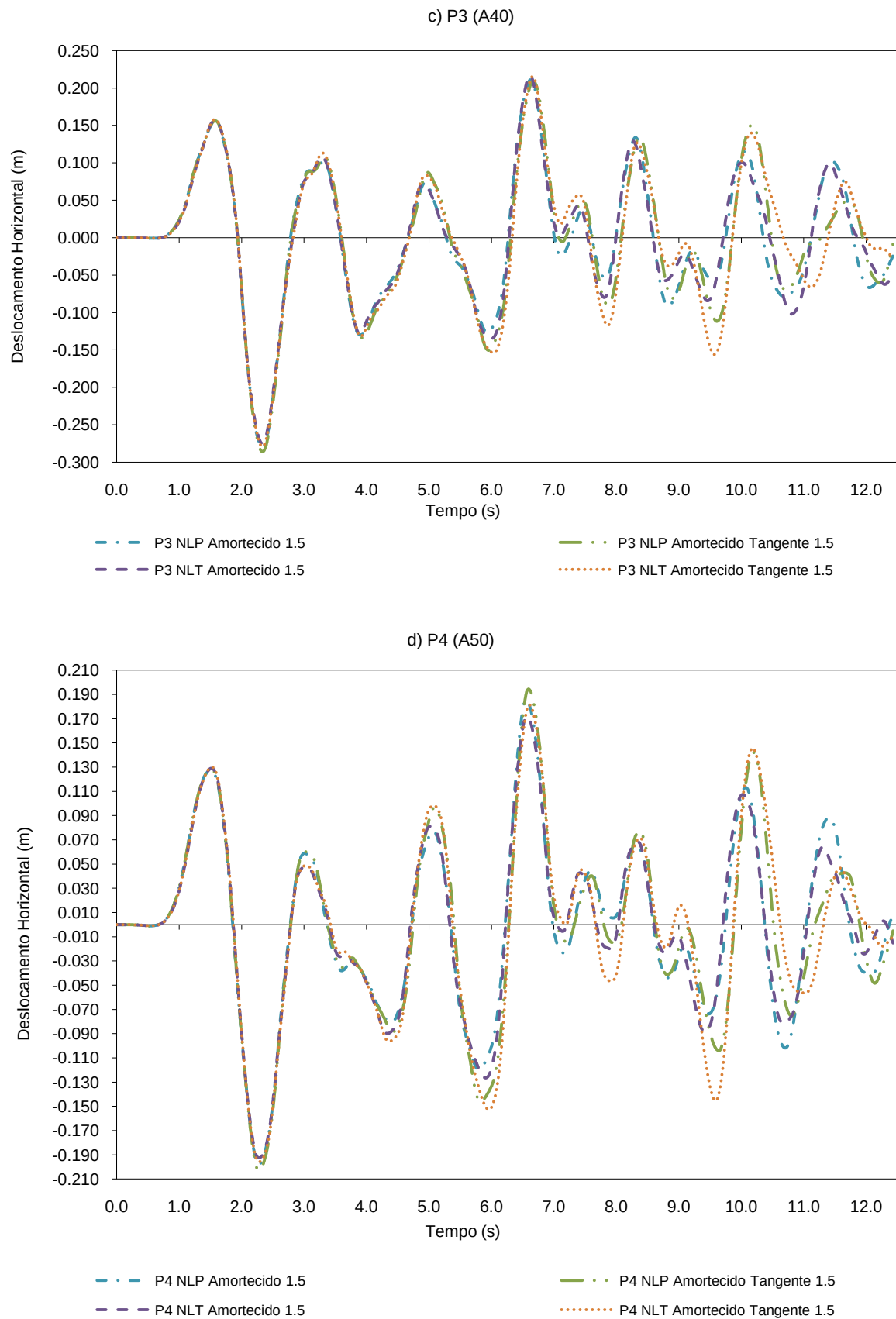


Figura 5.9 (cont.)– Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P3)

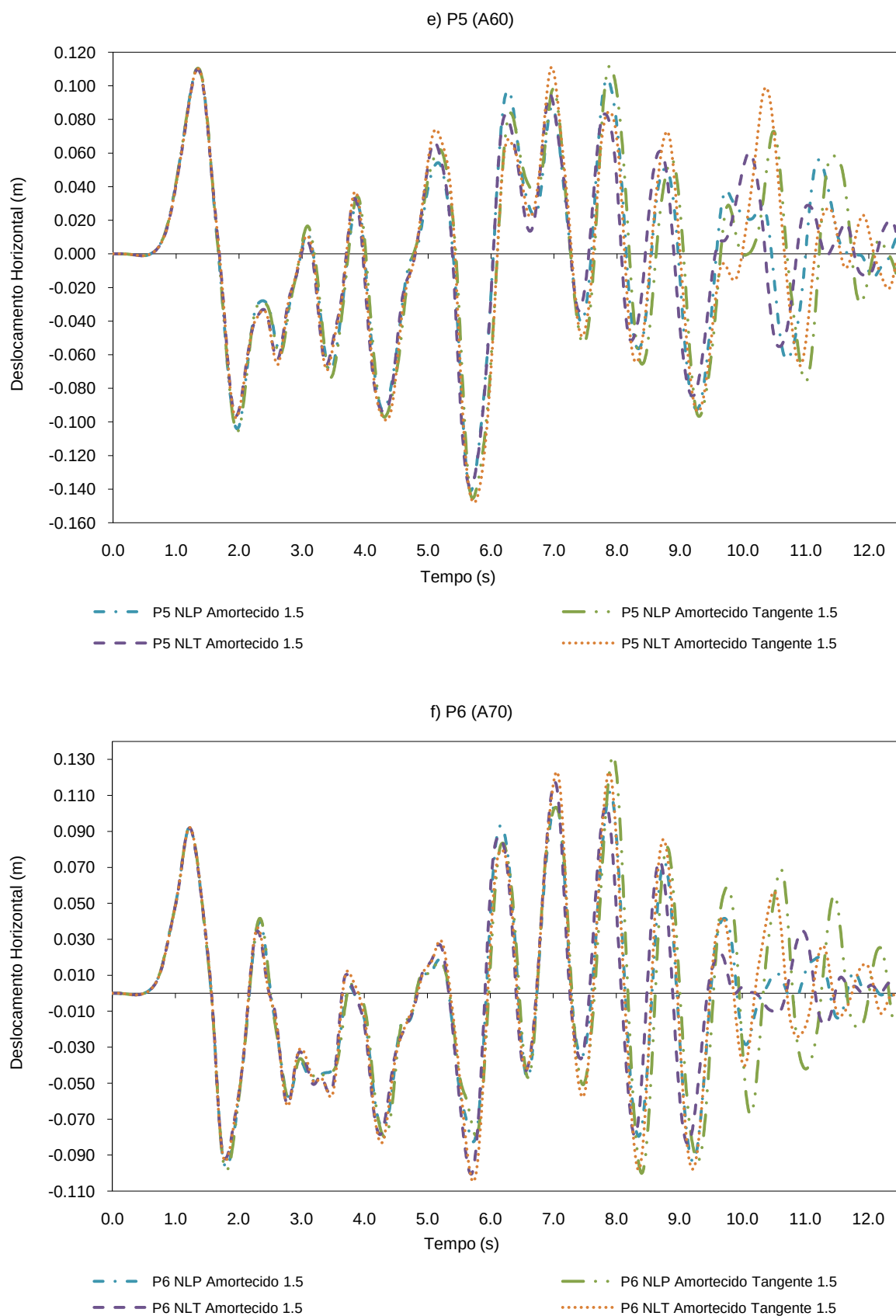


Figura 5.9 (cont.)— Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P3)

5.3.3. ACELEROGRAMA ACTUANTE NO PILAR P6

5.3.3.1. SISMO DE BAIXA INTENSIDADE

Para se realizar a análise síncrona, e anteriormente referido, foram seleccionados dois acelerogramas que pudessem de alguma forma ser representativos da estrutura e da forma como a acção interagem com os diferentes elementos. Tendo sido no subcapítulo anterior abordado uma simulação da resposta estrutural a uma acção traduzida por um movimento síncrono do solo, tendo como base o acelerograma actuante em P3, procede-se no presente subcapítulo à mesma análise utilizando o acelerograma actuante em P6.

As considerações, quer de amortecimento, diferenças na intensidade sísmica e forma de obter os diferentes acelerogramas, quer da apresentação dos resultados que foram explanados anteriormente serão utilizadas na presente análise, encontrando-se na Figura 5.10 a história de deslocamentos dos diversos pilares, para um sismo de baixa intensidade.

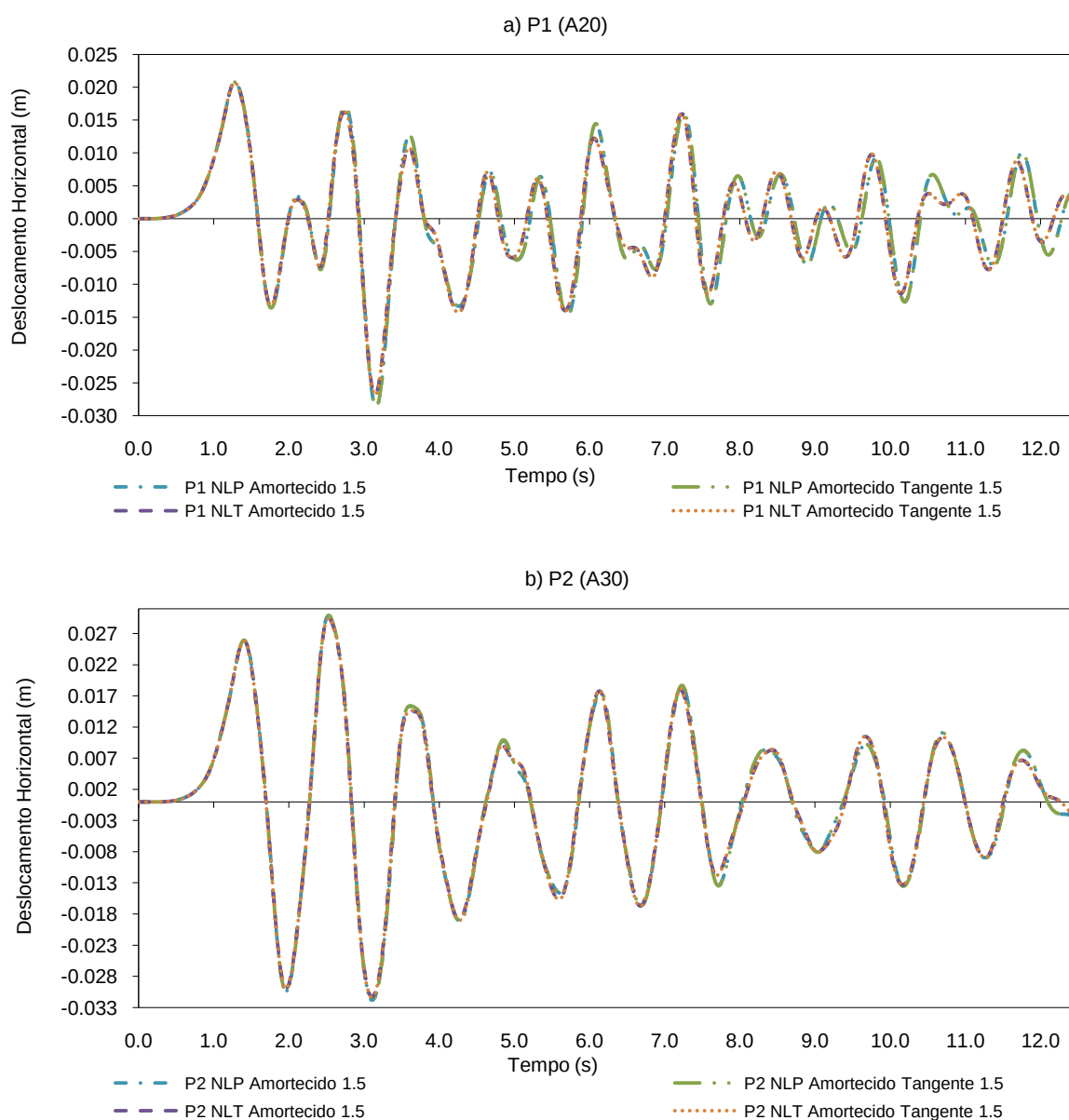


Figura 5.10 – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade P6)

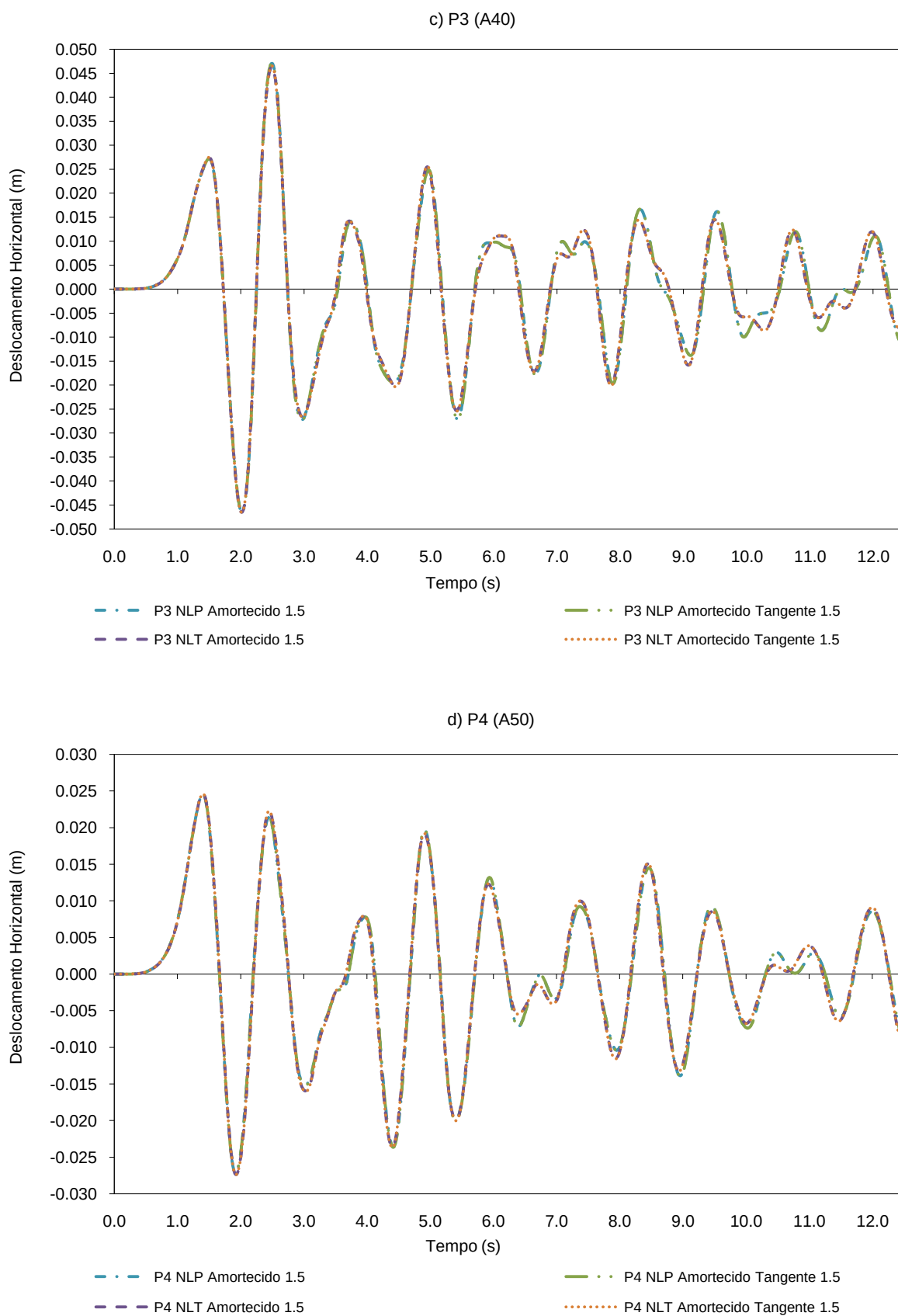


Figura 5.10 (cont.) – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade P6)

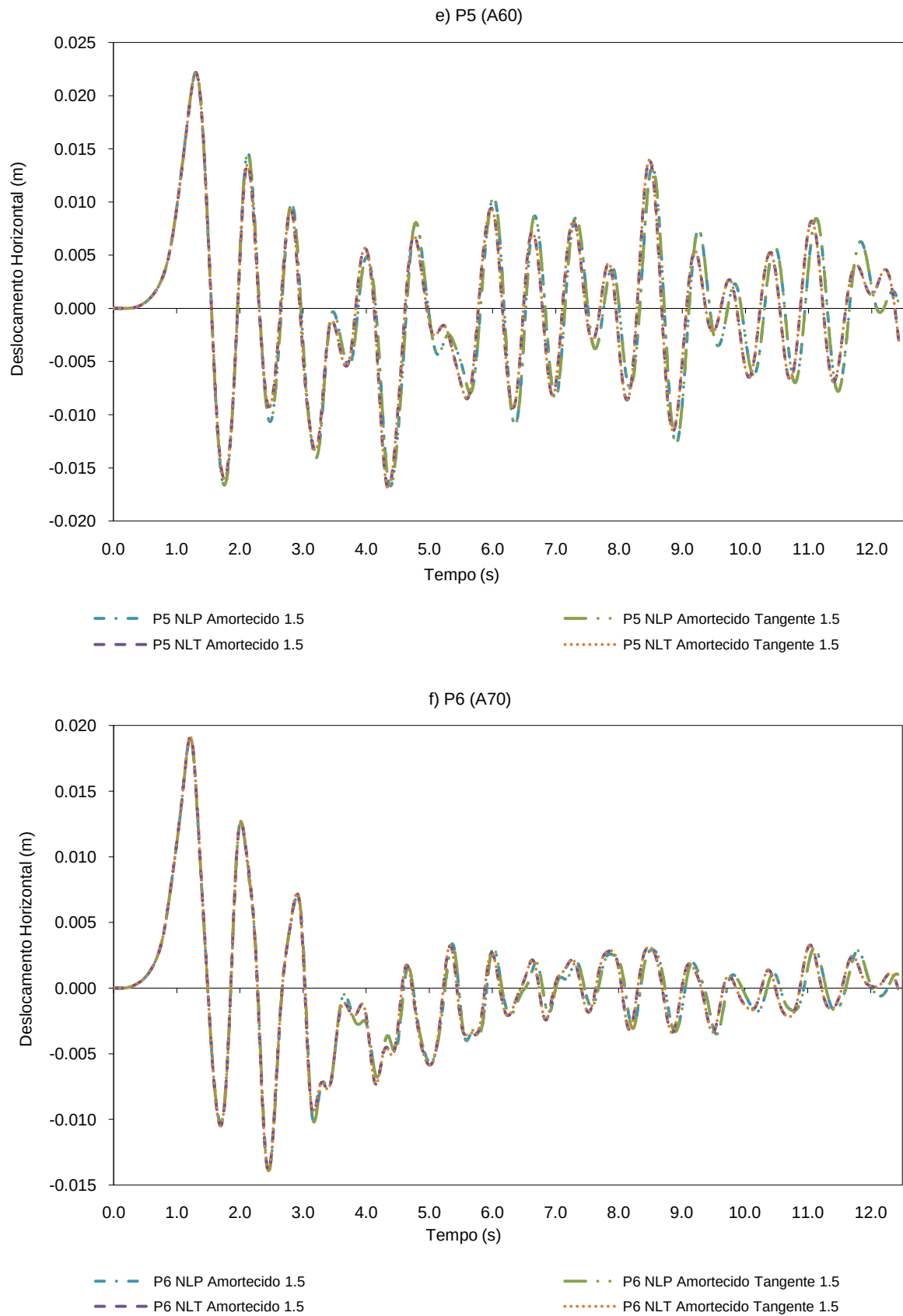


Figura 5.10 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de baixa intensidade P6)

5.3.3.2. SISMO NOMINAL

Utilizando o acelerograma proveniente da acção sísmica afecta ao pilar P6, na Figura 5.11 encontram-se as respectivas histórias de deslocamentos de cada pilar, seguindo a forma de exposição anteriormente abordada.

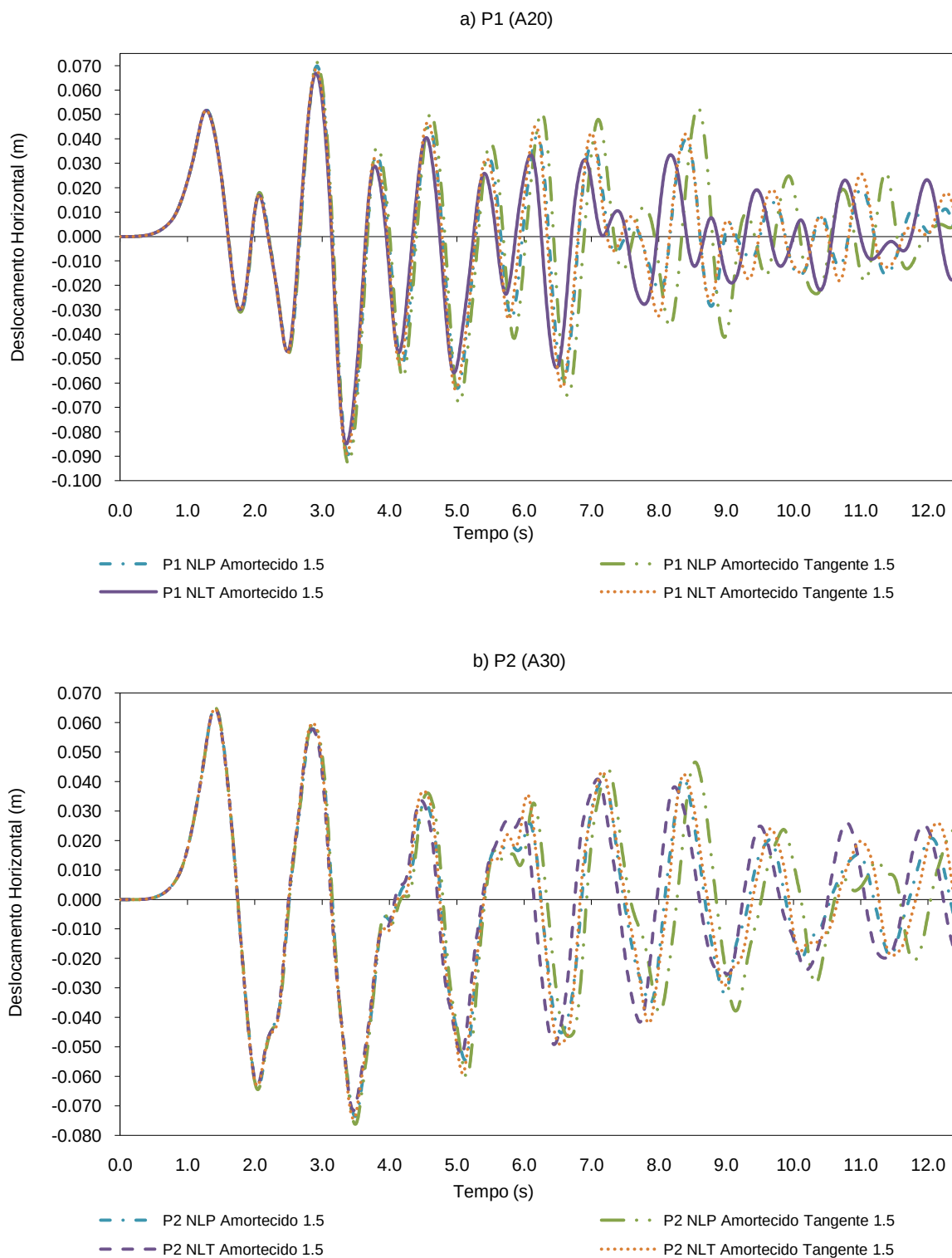


Figura 5.11 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal P6)

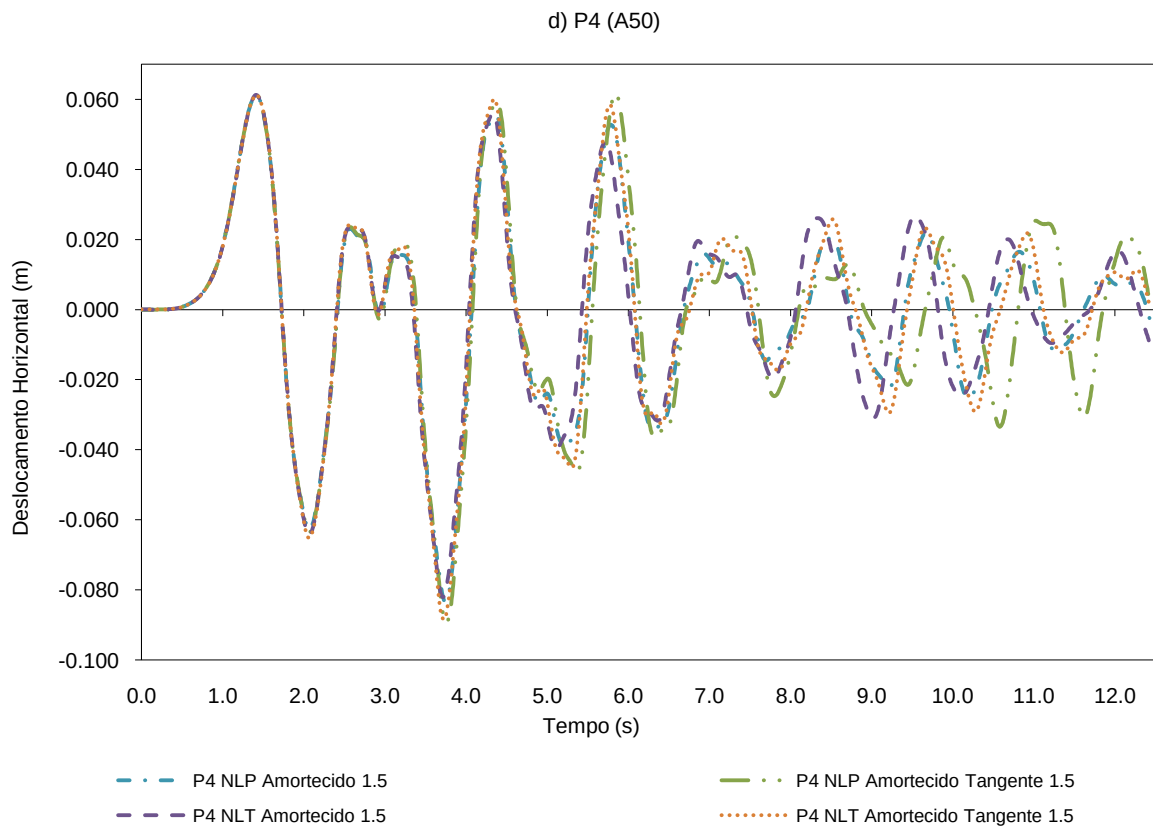
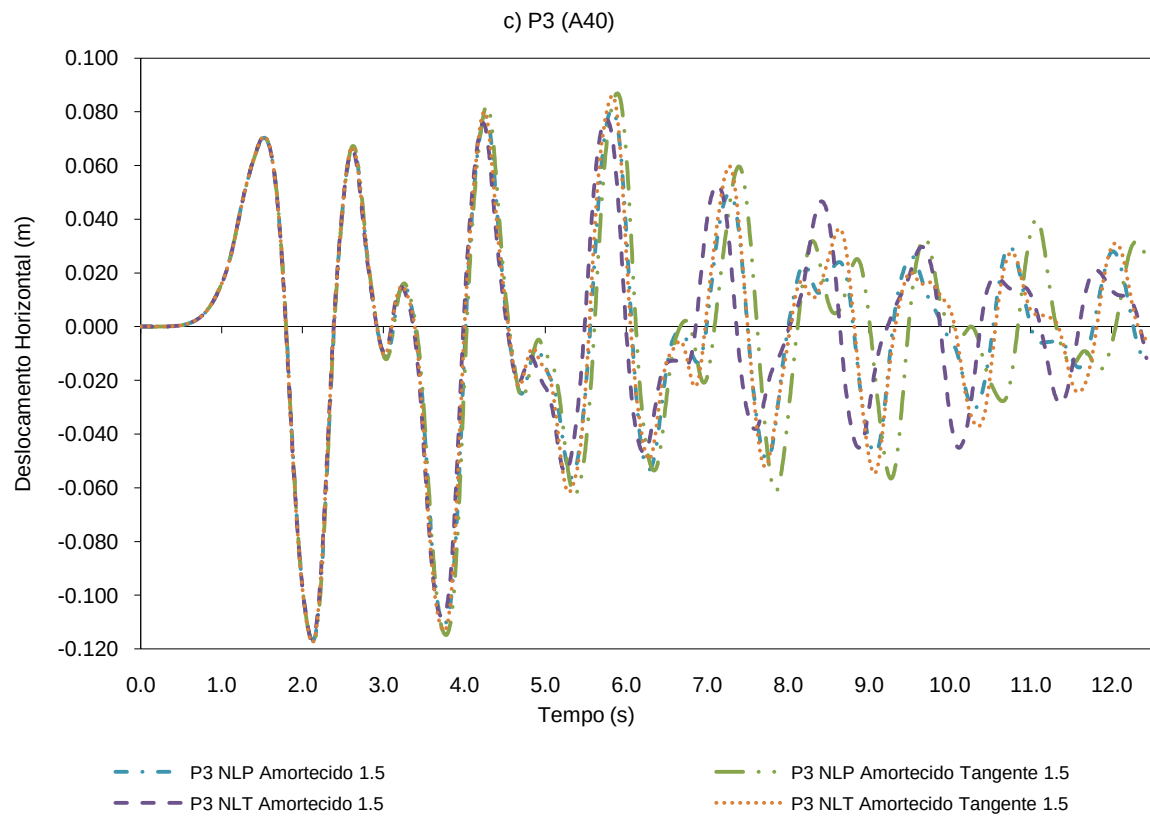


Figura 5.11 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal P6)

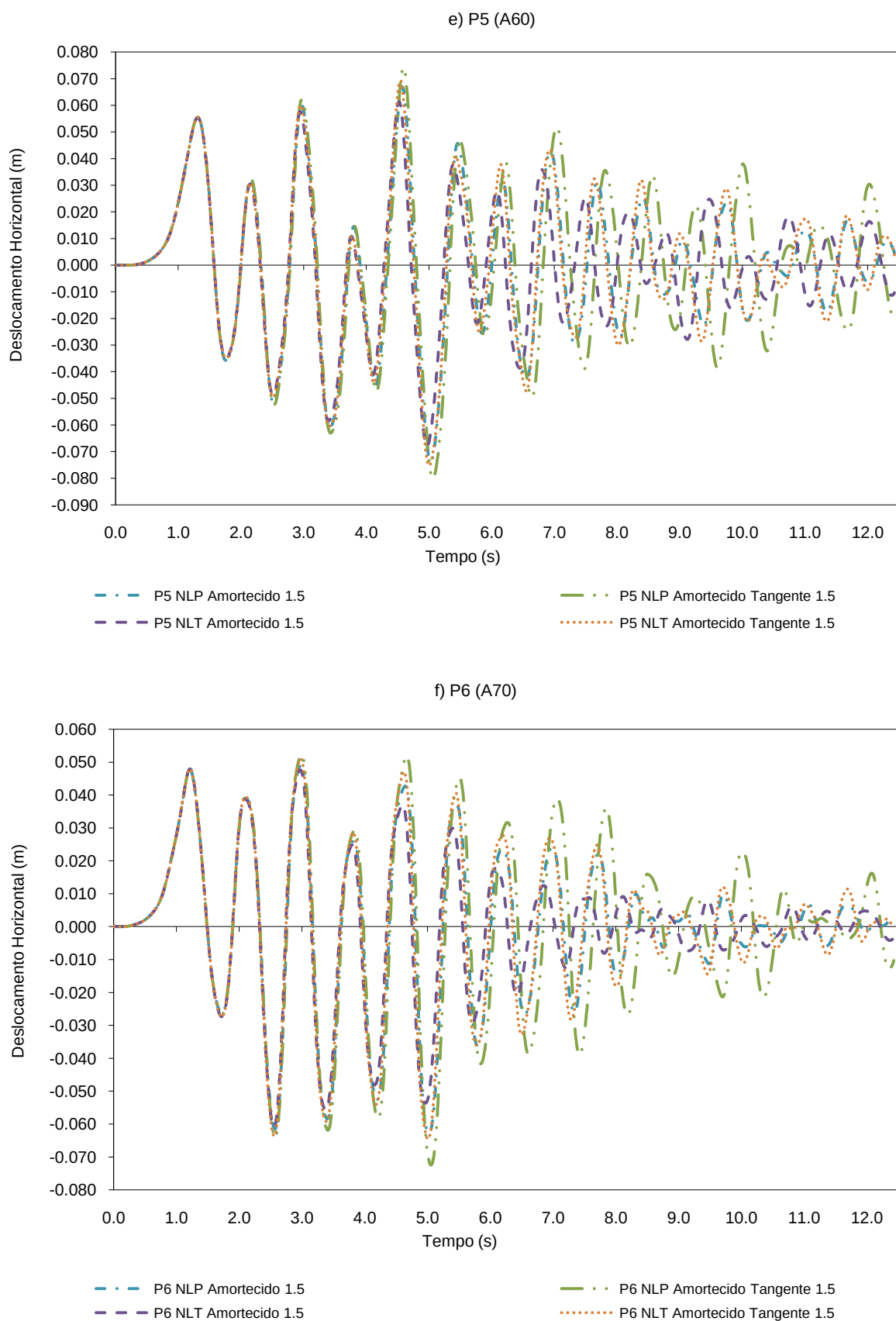


Figura 5.11 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo nominal P6)

5.3.3.2. SISMO DE ELEVADA INTENSIDADE

Afectando o acelerograma referente ao pilar P6 por um coeficiente de ampliação de 2.0, procede-se a obtenção das historias de deslocamentos dos diversos pilares, ao longo da actuação da aceleração sísmica, presente na Figura 5.12.

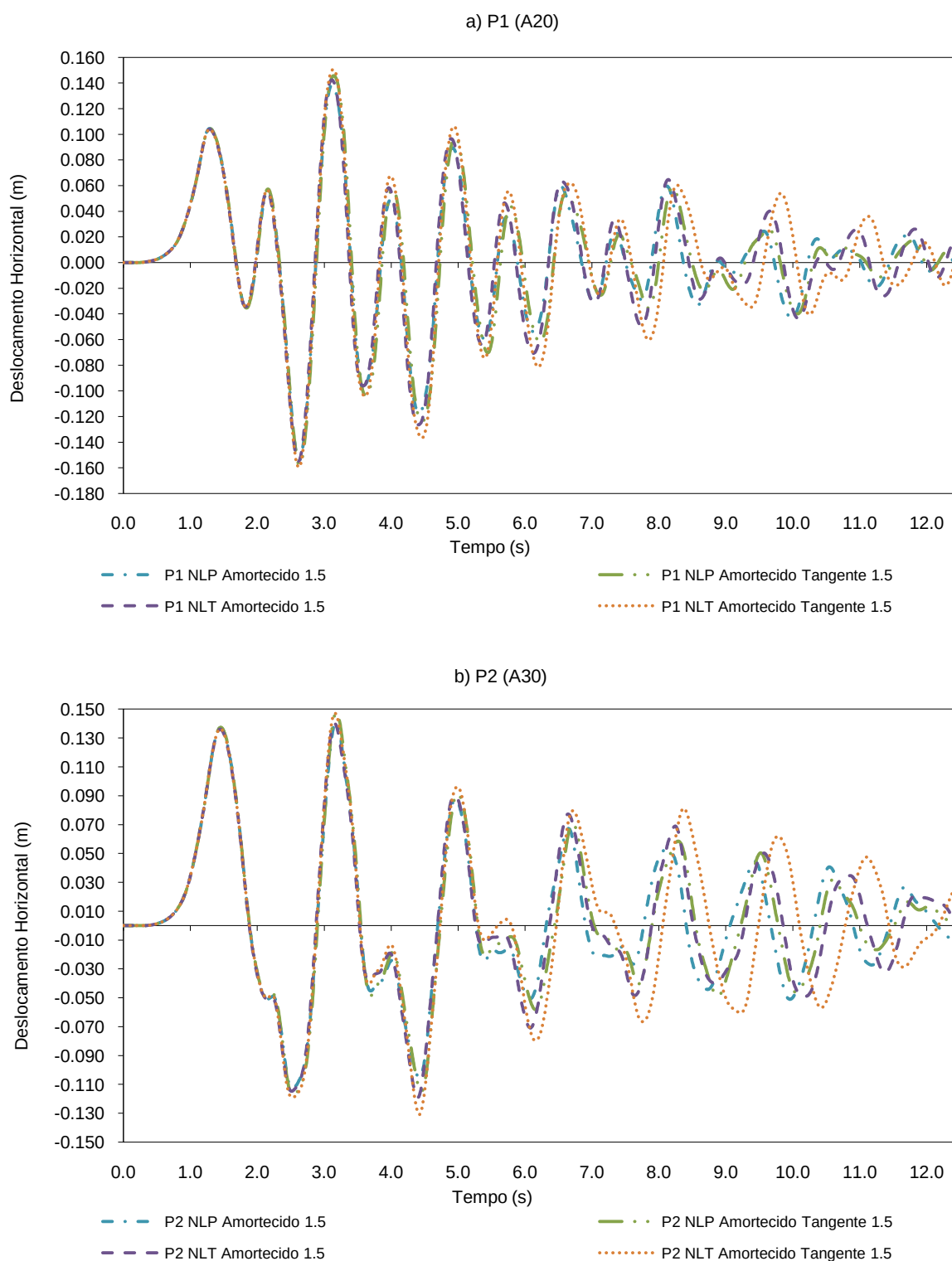


Figura 5.12 – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P6)

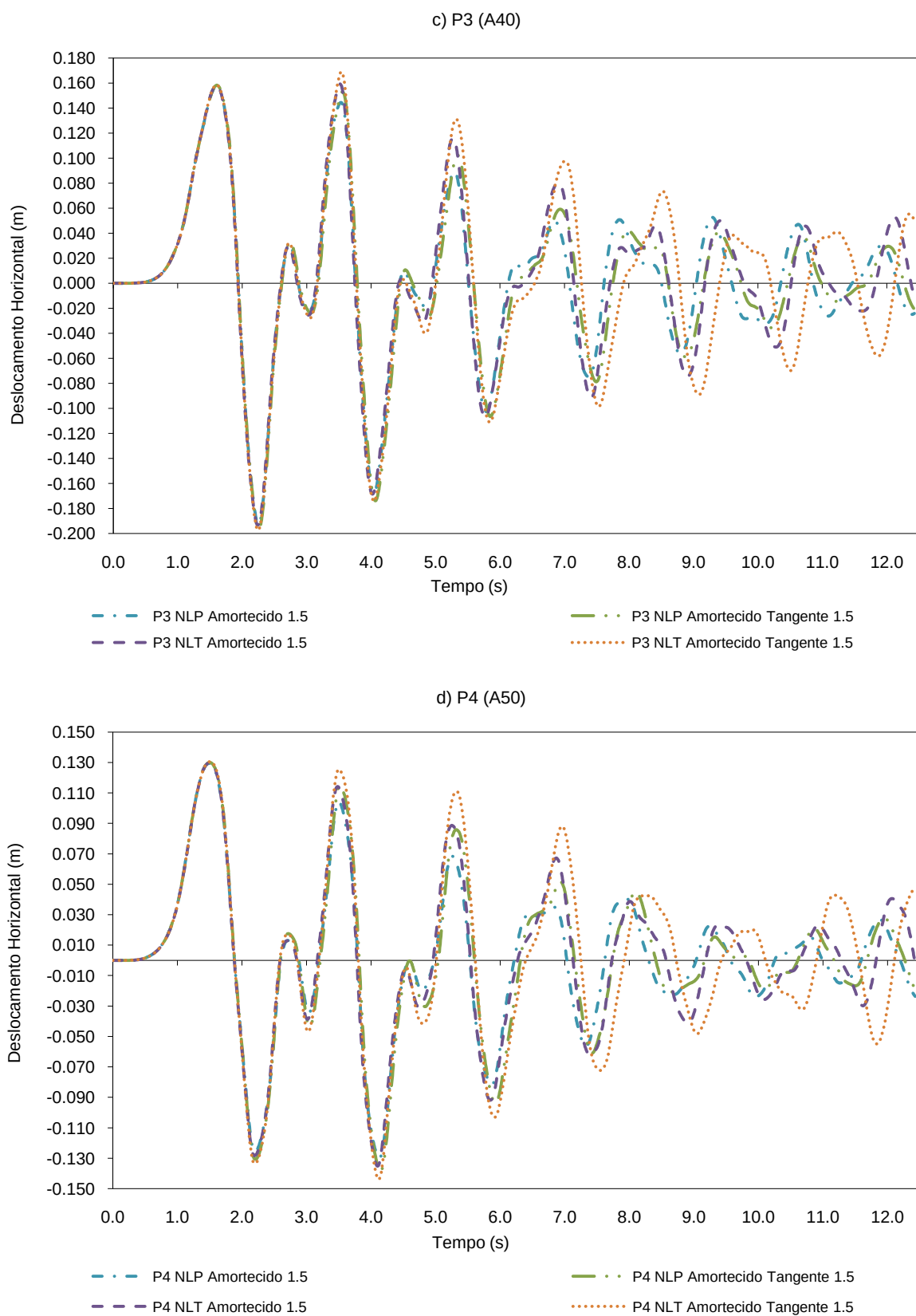


Figura 5.12 (cont.) – Historia dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P6)

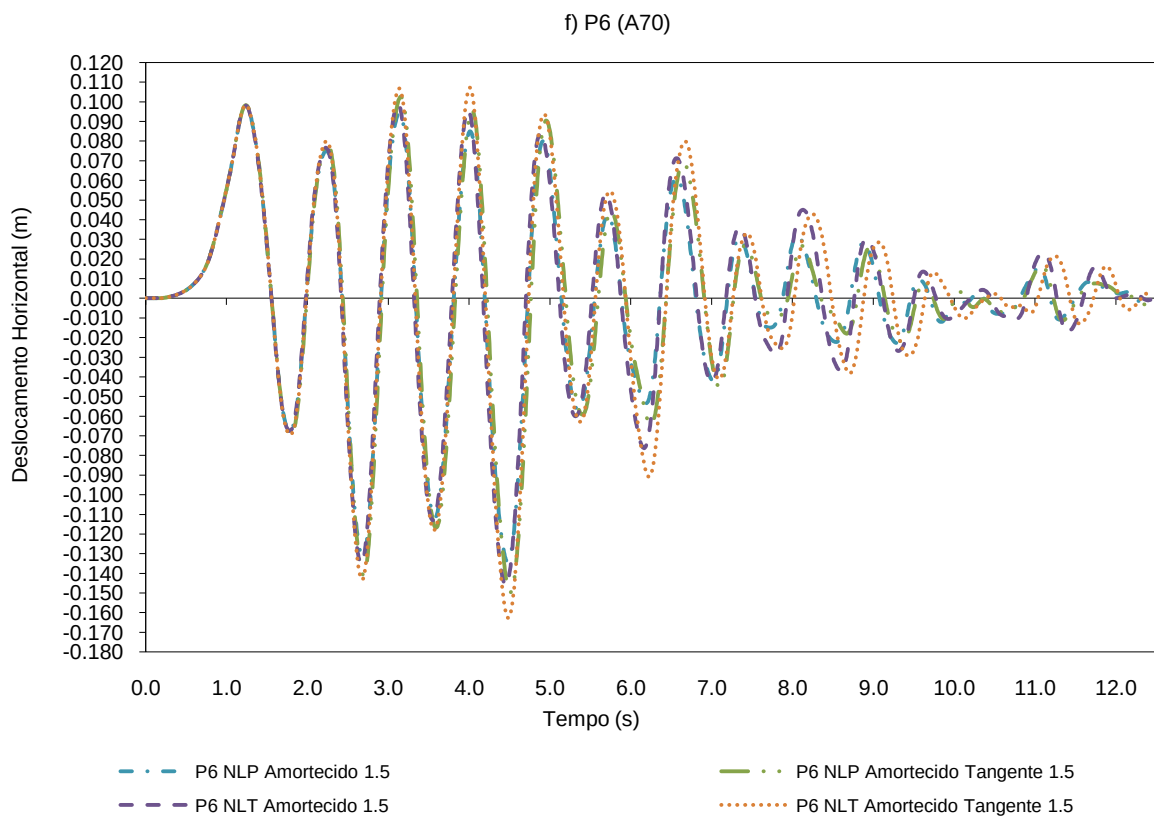
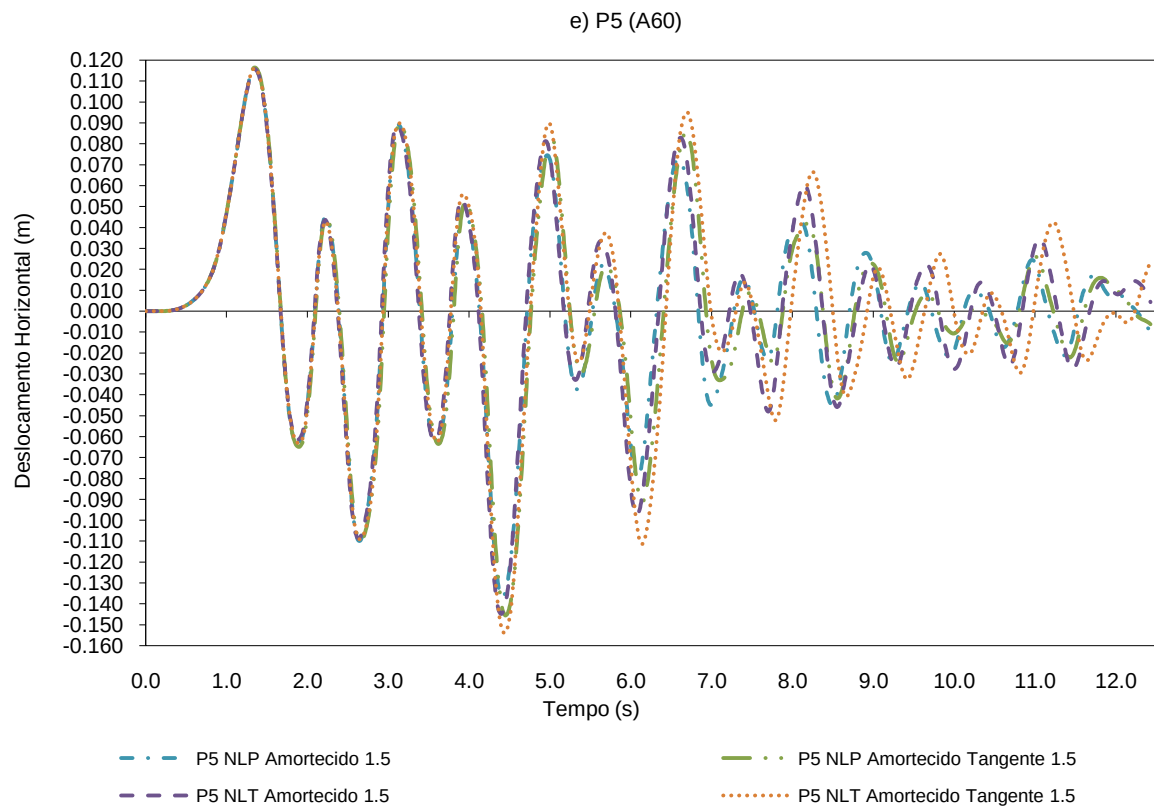


Figura 5.12 (cont.) – História dos deslocamentos horizontais no topo dos pilares (sismo de elevada intensidade P6)

5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Efectuada a análise síncrona e assíncrona da ponte de Talübergang Warth nos subcapítulos anteriores, pretende-se no presente efectuar uma apreciação global dos resultados obtidos, analisando o desempenho estrutural para os diferentes níveis de intensidade sísmica considerados, assim como atendendo às diferentes modelações, tendo-se em especial atenção os aspectos mais relevantes do comportamento evidenciado pelos pilares.

Os modelos utilizados, baseados na utilização do programa de cálculo automático SeismoStruct para uma análise não linear dinâmica do caso de estudo apresentaram resultados bastante satisfatórios, sendo que as respostas numéricas obtidas por este método encontra-se bastante próximas das respostas obtidas pelo modelo de dano, para a descrição da história de deslocamentos do topo dos pilares, quando sujeitos a uma aceleração sísmica na base.

Como forma de avaliação dos resultados obtidos, e no sentido de avaliar os níveis de exigência impostos nos pilares no domínio do seu comportamento não linear, foram seleccionados os seguintes parâmetros de controlo:

- “Drift” correspondente ao topo do pilar, obtido pela razão entre o deslocamento máximo do topo do pilar e a sua altura, para as diferentes acções sísmicas e correspondentes modelações, para cada elemento;
- Ductilidade em deslocamento, definida pela razão entre os deslocamentos no topo dos pilares e o deslocamento correspondente ao início da cedência, sendo que os valores correspondentes ao estado inicial de cedência utilizados na presente análise foram obtidos a partir dos valores encontrados em Vila Pouca (2001) para os casos anteriormente considerados;
- Força – deslocamento dos diferentes pilares, atendendo às diferentes acções sísmicas prescritas;

Os diferentes valores dos parâmetros calculados, como comparação entre as diferentes análises, baseiam-se nos resultados obtidos nas diversas análises numéricas apresentadas anteriormente à excepção dos valores correspondentes aos deslocamentos associados ao início da cedência dos diferentes pilares, resultados estes retirados de Vila Pouca (2001). A definição do início da cedência baseia-se na análise dos diferentes gráficos de força-deslocamento para cada pilar, e para cada nível de acção sísmica considerada, sendo então traçadas duas rectas, a primeira tangente à resposta do pilar para o deslocamento máximo obtido no ciclo, e a segunda que intercepta o ponto de deslocamento máximo do pilar, excedida a resposta elástica do elemento, interceptando a primeira recta traçada. As áreas compreendidas entre as duas rectas e a resposta devem ser idênticas, sendo assim portanto determinada a ordenada correspondente ao início da cedência (Figura 5.13) pelo cruzamento das duas rectas.

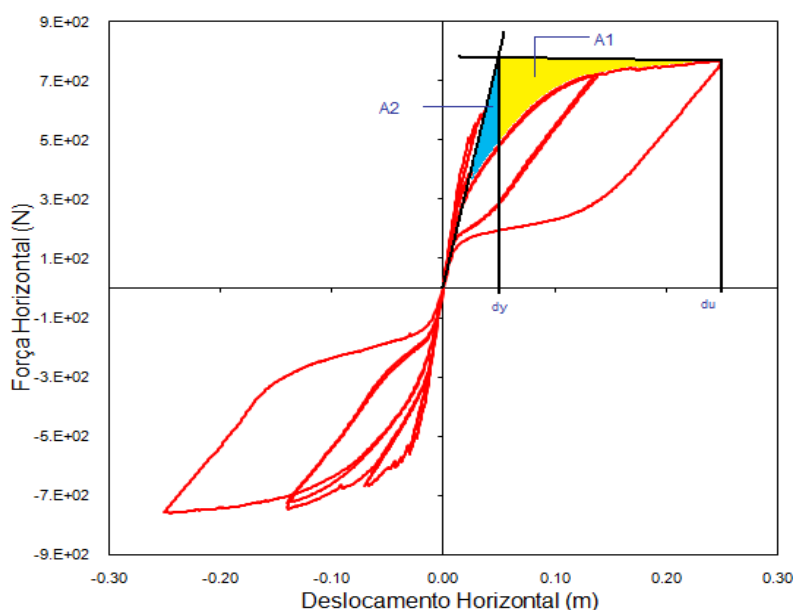


Figura 5.13 – Determinação do início da cedência

5.4.2. MÁXIMAS EXIGÊNCIAS EM “DRIFT”

Antes de serem calculados os diferentes valores do “drift” da estrutura, conhecidas as propriedades geométricas dos pilares as quais podem ser consultadas no capítulo 4 da presente tese, e com base nos resultados obtidos torna-se necessário proceder a definição e explanação das diferentes nomenclaturas utilizadas (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 – Exemplo das Nomenclaturas utilizadas

Nomenclatura	Descrição
Sismo de baixa intensidade	Referencia a intensidade do sismo em análise
Assíncrono – NLP	Valores relativos à análise assíncrona da estrutura, com modelação não linear parcial
Assíncrono – NLT	Valores relativos à análise assíncrona da estrutura, com modelação não linear total
Síncrono – P3 – NLP	Valores relativos à análise síncrona da estrutura, para o acelerograma P3, com modelação não linear parcial
Síncrono P3 – NLT	Valores relativos à análise síncrona da estrutura, para o acelerograma P3, com modelação não linear total

Na Tabela 5.4 são apresentados os valores máximos, em módulo, impostos em “drift” a cada um dos pilares, para cada acção considerada, diferenciada pelo tipo de modelação. A apresentação de todos os resultados para as diferentes abordagens ao amortecimento não tem qualquer fundamento, tendo sido escolhido apresentar apenas os resultados correspondentes a um amortecimento tangente, com $\xi = 1.5\%$, visto este ser aquele que melhor se adapta a análise não linear dinâmica da estrutura, por comparação com a resposta obtida pelo modelo de dano, para o estudo assíncrono, estendendo essa

consideração à análise síncrona. Para os pilares P1 a P5, a aproximação entre os valores obtidos através do modelo de dano por oposição aos obtidos através do modelo de fibras, para as diferentes intensidades sísmicas, podem ser considerados satisfatórios. Tal não se verifica para o pilar P6 no qual, no seu primeiro modo de vibração, apresenta valores para o deslocamento no seu topo muito superiores aos valores dos deslocamentos máximos obtidos pelo modelo de dano (situação já demonstrada pelas histórias de deslocamentos apresentadas anteriormente) o que condiciona os resultados apresentados para o “drift” do pilar P6, possuindo no modelo actual uma exigência muito superior a exigência expectável.

Tabela 5.4 – Máximas exigências em “drift” %

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sismo de baixa intensidade						
Modelo de Dano	0.16	0.24	0.24	0.21	0.11	0.02
Assíncrono – NLP	0.166	0.197	0.211	0.204	0.111	0.095
Assíncrono – NLT	0.164	0.194	0.207	0.213	0.132	0.097
Síncrono – P3 – NLP	0.103	0.178	0.219	0.129	0.065	0.089
Síncrono – P3 – NLT	0.114	0.173	0.206	0.134	0.067	0.090
Síncrono – P6 – NLP	0.088	0.076	0.116	0.070	0.067	0.096
Síncrono – P6 – NLT	0.082	0.075	0.114	0.070	0.067	0.096
Sismo nominal						
Modelo de Dano	0.31	0.45	0.37	0.40	0.22	0.07
Assíncrono – NLP	0.347	0.335	0.381	0.320	0.262	0.240
Assíncrono – NLT	0.323	0.335	0.379	0.331	0.238	0.242
Síncrono – P3 – NLP	0.263	0.361	0.366	0.263	0.190	0.238
Síncrono – P3 – NLT	0.272	0.349	0.363	0.265	0.169	0.229
Síncrono – P6 – NLP	0.284	0.182	0.290	0.229	0.243	0.365
Síncrono – P6 – NLT	0.271	0.178	0.289	0.227	0.228	0.325
Sismo de elevada intensidade						
Modelo de Dano	0.58	0.65	0.74	0.53	0.51	0.79
Assíncrono – NLP	0.519	0.460	0.707	0.382	0.463	0.657
Assíncrono – NLT	0.540	0.462	0.679	0.441	0.471	0.653
Síncrono – P3 – NLP	0.551	0.443	0.702	0.521	0.442	0.664
Síncrono – P3 – NLT	0.558	0.455	0.685	0.502	0.449	0.620
Síncrono – P6 – NLP	0.483	0.353	0.481	0.356	0.441	0.754
Síncrono – P6 – NLT	0.487	0.351	0.484	0.369	0.467	0.819

De forma a facilitar a leitura da Tabela anterior, as respectivas exigências máximas em “drift” obtidas recorrendo à modelação não linear total para as três intensidades consideradas, sismo de baixa intensidade (SBI), sismo nominal (SN) e sismo de elevada intensidade (SEI) são apresentadas na figura 5.14.

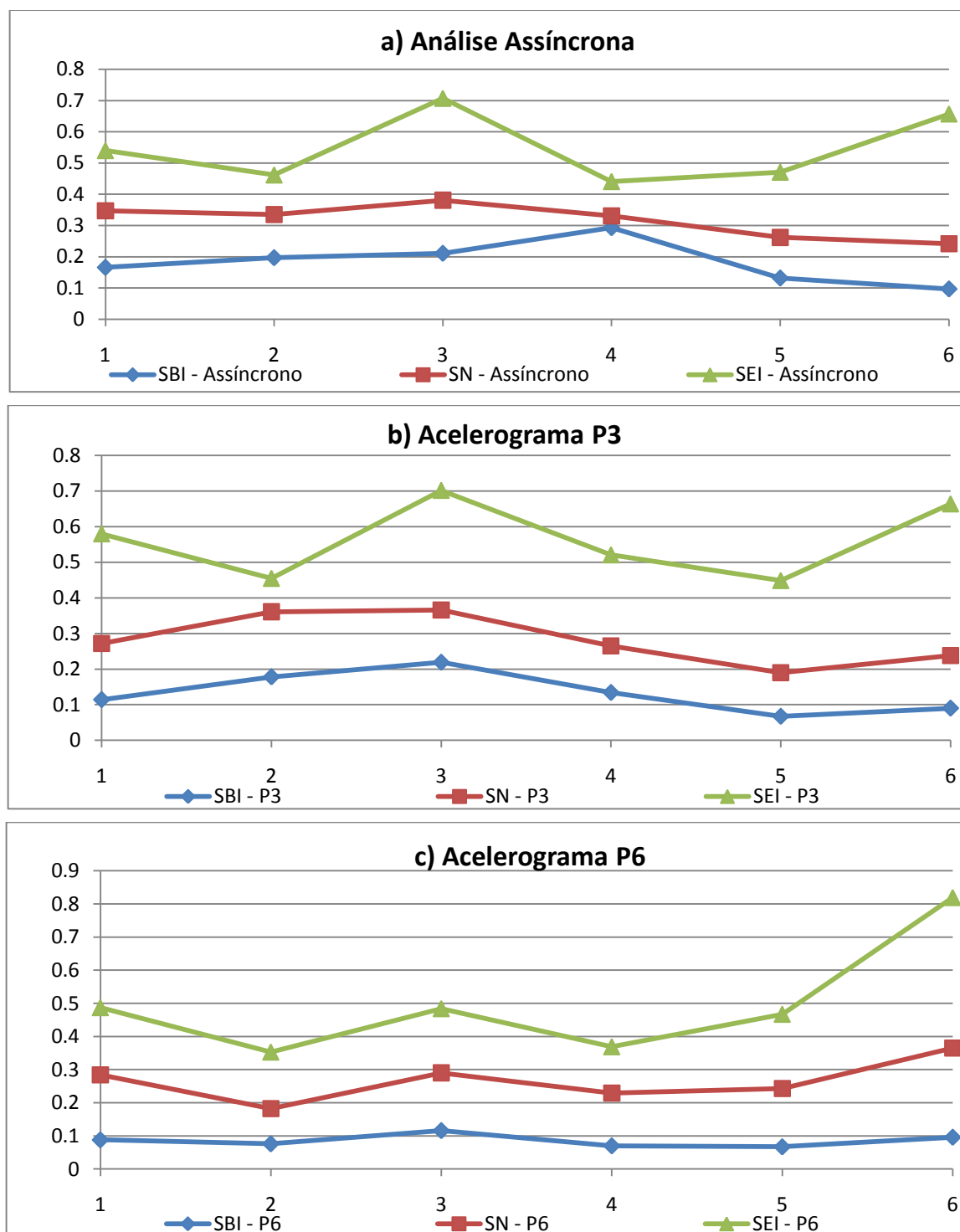


Figura 5.14 – Máximas exigências em “drift” para os diferentes tipos de modelação e intensidades sísmicas

Pela observação quer da Tabela 5.4 quer da Figura 5.14, a exigência em “drift” para o pilar P6 apresenta uma elevada discrepância para as diferentes intensidades sísmicas consideradas, aumentando drasticamente. Tal reflecte, em função da altura do pilar, uma maior exigência de ductilidade para os efeitos do sismo de maior intensidade, pois encontra-se sujeito a um maior deslocamento por metro de desenvolvimento do que os restantes elementos estruturais.

A evolução do “drift” dos restantes pilares pode ser considerado gradual à excepção do pilar P3, que para os sismos de baixa intensidade e de intensidade nominal apresenta uma evolução gradual, tendo para o sismo de elevada intensidade um pico de “drift” correspondente a uma maior exigência do pilar P3 para a acção considerada.

Em comparação com o modelo de dano, os valores dos deslocamentos máximos obtidos, e correspondentemente o “drift” associado são relativamente mais elevados, sendo consequência de uma maior perda de rigidez durante o evento sísmico, simulado numericamente utilizando o programa de cálculo automático SeismoStruct. Para os valores correspondentes aos sismos de menor intensidade, tal diferença é diminuta, visto as perdas de rigidez que a estrutura sofre serem reduzidas, tendo alguma expressividade para o sismo de maior intensidade.

A diferença entre os valores do “drift” para os pilares P1 a P5, tendo em consideração as diferentes análises realizadas (síncrona e assíncrona), são diminutas, sendo genericamente superiores os valores para uma análise assíncrona em comparação com uma análise síncrona. Tal diferença pode ser observada na Figura 5.15, sendo utilizado como exemplo o pilar P3. Para o caso do pilar P6, as particularidades observadas anteriormente reflectem-se na comparação apresentada na figura 5.16, sendo as exigências de ductilidade bastante superiores aos resultados tidos como base comparativa e sendo essa divergência acentuada com o aumento da intensidade sísmica. Para o sismo de baixa intensidade, o deslocamento máximo do topo do pilar associado ao primeiro modo de vibração é muito superior ao encontrado pelo modelo de dano, sendo que para o sismo nominal, a discrepância entre os valores torna-se menor, tornando-se a aproximação para o sismo de elevada intensidade aceitável.

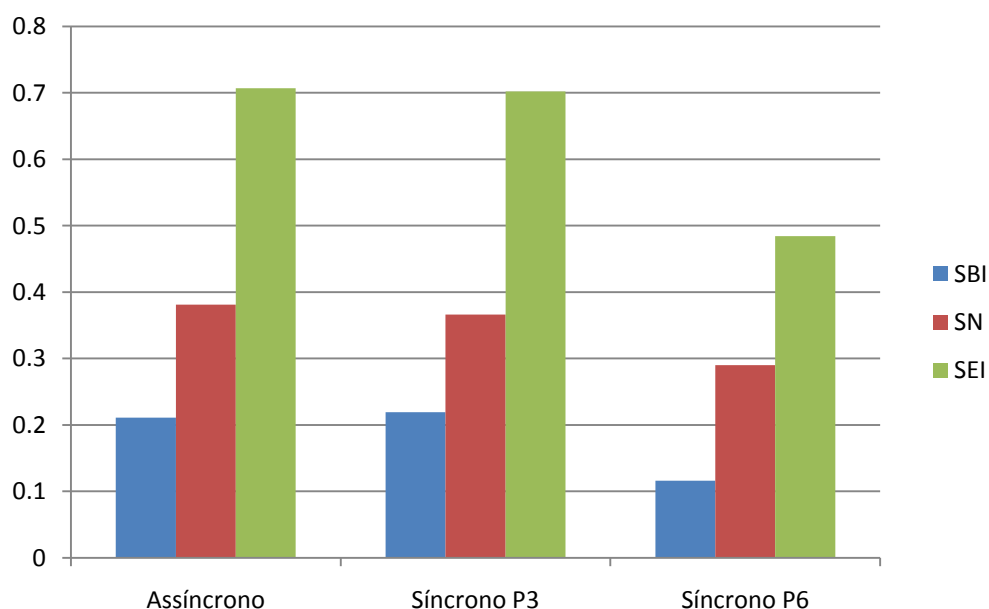


Figura 5.15 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P3

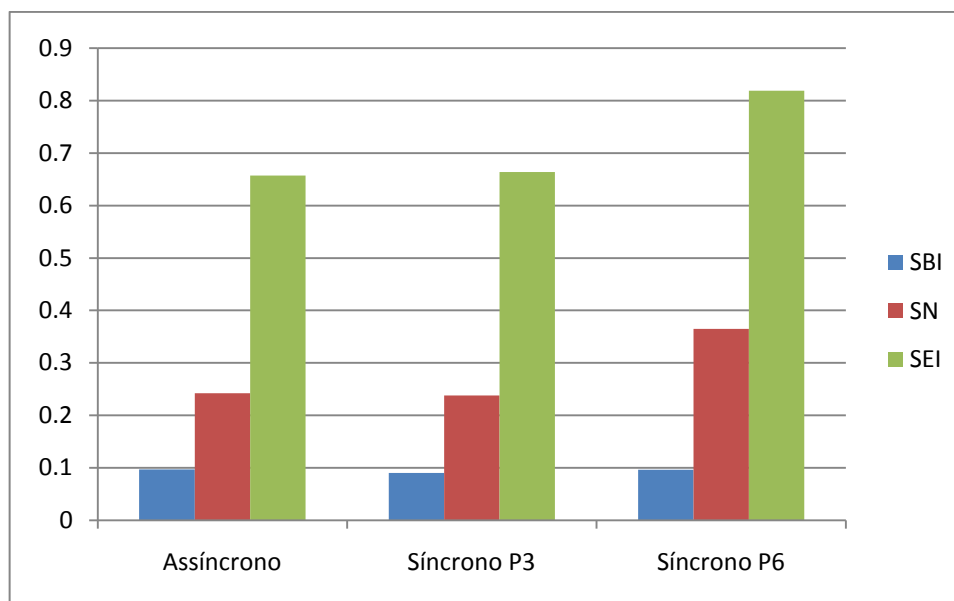


Figura 5.16 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P6

Esta pequena diferença entre os tipos de análise consideradas, para os pilares P1 a P5, é perfeitamente expectável pois, para uma ponte com um desenvolvimento relativamente curto como a ponte em estudo (459 metros), as diferenças expectáveis em termos de deslocamentos por efeitos das acções sísmicas, os quais podem ser directamente correlacionados com as forças de cálculo a aplicar para o dimensionamento sísmico, por uma análise assíncrona ou síncrona são diminutos.

No caso do pilar P6, as diferenças encontradas no cálculo do seu deslocamento máximo impõem maiores condicionantes ao comportamento do pilar. Sendo este o elemento estrutural que condiciona a resposta da estrutura ao evento sísmico, pelo modelo utilizado para a análise do presente caso de estudo os seus deslocamentos e por consequência, as forças mobilizadas por estes são substancialmente superiores para uma análise síncrona.

5.4.3. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE

Para a determinação das exigências de ductilidade, com base nos valores constantes em Vila Pouca, (2001) para os deslocamentos iniciais de cedência dos diferentes pilares e da ductilidade disponível, encontram-se reunidos na Tabela 5.5 os dados relativos às diferentes modelações, para as diferentes intensidades sísmicas, das ductilidades de cada pilar. Para os pilares P1 a P5, a aproximação entre os valores tidos como referencia e os valores obtidos pelo modelo de fibras podem ser considerados satisfatórios, sendo que no caso do pilar P6, e atendendo as considerações introduzidas no ponto anterior do presente subcapítulo, os seus valores são bastante superiores aos valores expectáveis.

Tabela 5.5 – Exigências de ductilidade

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Ductilidade disponível	8.0	7.6	8.0	8.8	9.3	13.7
Sismo de baixa intensidade						
Modelo de Dano	1.2	0.9	1.1	1.2	0.6	0.3
Assíncrono – NLP	1.40	0.82	1.02	1.28	0.73	1.26
Assíncrono – NLT	1.38	0.81	1.00	1.34	0.87	1.28
Síncrono – P3 – NLP	0.87	0.74	1.06	0.81	0.43	1.18
Síncrono – P3 – NLT	0.96	0.72	1.00	0.84	0.44	1.19
Síncrono – P6 – NLP	0.74	0.32	0.56	0.44	0.44	1.27
Síncrono – P6 – NLT	0.69	0.31	0.55	0.44	0.44	1.28
Sismo nominal						
Modelo de Dano	2.4	1.8	1.7	2.4	1.3	0.8
Assíncrono – NLP	2.91	1.40	1.85	2.01	1.72	3.18
Assíncrono – NLT	2.72	1.40	1.84	2.08	1.57	3.21
Síncrono – P3 – NLP	2.21	1.51	1.77	1.65	1.26	3.15
Síncrono – P3 – NLT	2.29	1.46	1.76	1.67	1.12	3.03
Síncrono – P6 – NLP	2.39	0.76	1.41	1.44	1.60	4.83
Síncrono – P6 – NLT	2.28	0.74	1.40	1.43	1.51	4.30
Sismo de elevada intensidade						
Modelo de Dano	4.5	2.5	3.3	3.1	3.0	8.9
Assíncrono – NLP	4.36	1.93	3.34	2.40	3.06	8.70
Assíncrono – NLT	4.54	1.93	3.30	2.77	3.10	8.65
Síncrono – P3 – NLP	4.63	1.86	3.41	3.27	2.91	8.79
Síncrono – P3 – NLT	4.90	1.90	3.32	3.16	2.96	8.21
Síncrono – P6 – NLP	4.06	1.48	2.34	2.24	2.91	9.98
Síncrono – P6 – NLT	4.09	1.47	2.35	2.32	3.08	10.85

De forma análoga à apresentação dos resultados para o “drift”, na Figura 5.17 encontram-se graficamente os valores retirados da Tabela anteriormente apresentada.

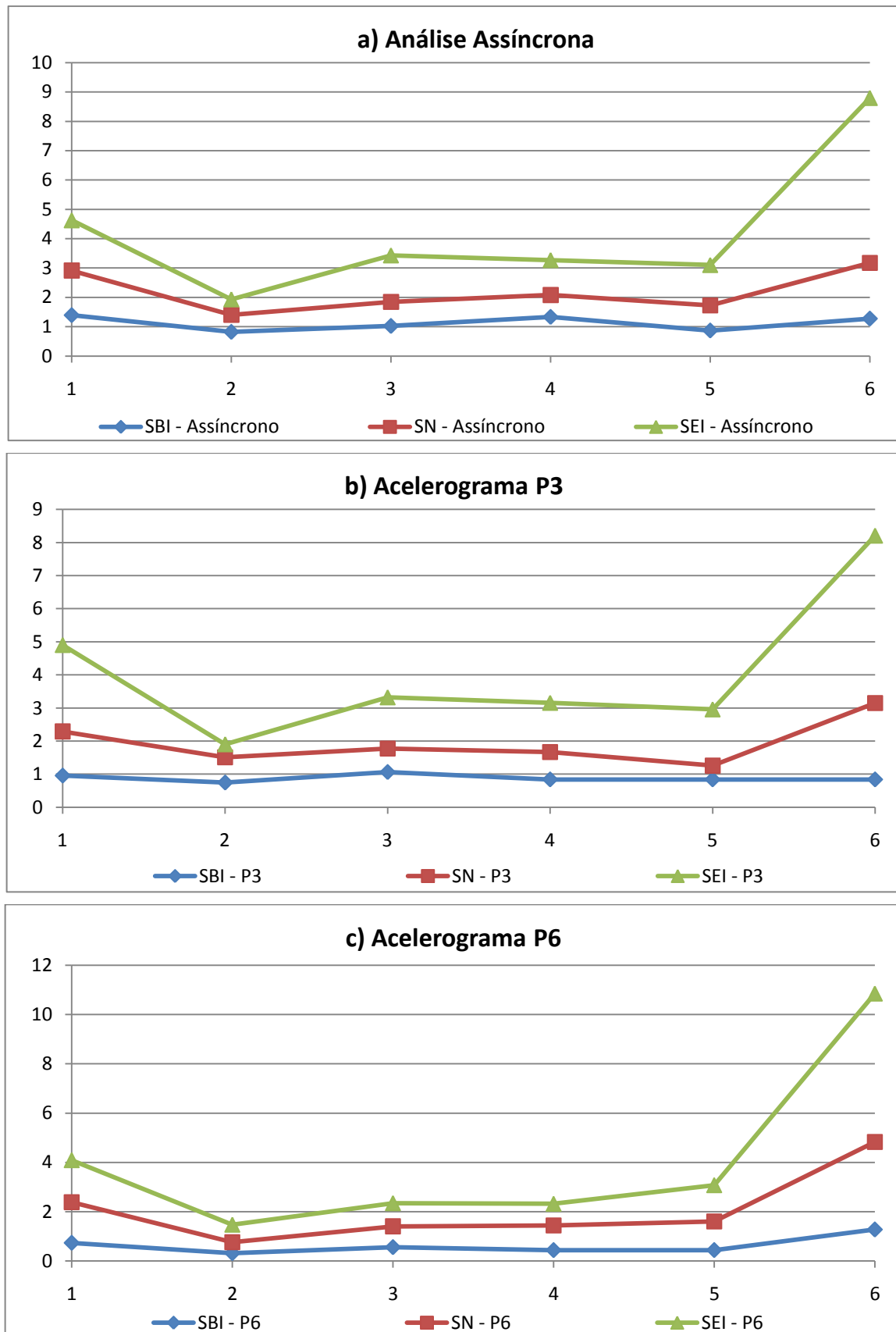


Figura 5.17 – Exigência de ductilidade para os diferentes tipos de modelação e intensidades sísmicas

Relativamente às exigências de ductilidade, os resultados apresentados podem ser interpretados de forma análoga aos resultados para o “drift” dos diferentes pilares, sendo que no presente caso é ainda mais visível o aumento brusco da exigência de ductilidade do pilar P6 para o sismo de elevada intensidade. Tal reflecte a incidência da vulnerabilidade da ponte no desempenho deste pilar.

Opondo os valores de ductilidade encontrados para o sismo de elevada intensidade com os valores da ductilidade disponível pode-se observar que apenas P6 possui uma reduzida margem de reserva, ao contrário do que sucede para os restantes pilares.

Os resultados apresentados evidenciam um comportamento irregular da ponte associado a uma importante alteração das respostas para níveis de intensidade da acção sísmica diferentes, resultado fundamentalmente do desempenho do pilar P6. Sofrendo uma quebra de rigidez ligeira para os sismos de baixa intensidade e nominal, ao contrário dos restantes pilares que já apresentam reduções substanciais, com cedência de armaduras em alguns casos, alterando-se a situação por completo para o sismo de intensidade elevada, concentrando-se os efeitos do sismo especialmente em P6 que sofre uma redução de rigidez percentual bem mais elevada do que os restantes pilares, sofrendo danos severos, encontrando-se o desempenho da ponte comprometido pela resposta do pilar P6.

5.4.3. MOMENTO NA BASE VS DESLOCAMENTO DOS PILARES P3 E P6

Após serem observadas as necessidades de ductilidade e o “drift” dos diferentes pilares, e no sentido de clarificar alguns aspectos relacionados com o comportamento não linear dos pilares, atendendo à exploração dos seus níveis de não linearidade inerentes às respostas, na Figura 5.18 procede-se à comparação, para os pilares P3 e P6, dos ensaios pseudo-dinâmicos e das diferentes respostas numéricas (modelo de dano, modelo de fibras), atendendo às diferentes modelações utilizadas. Apenas são apresentados os valores referentes ao sismo de grande intensidade, pois é aquele que apresenta uma maior exploração dos níveis de não linearidade expectáveis dos pilares.

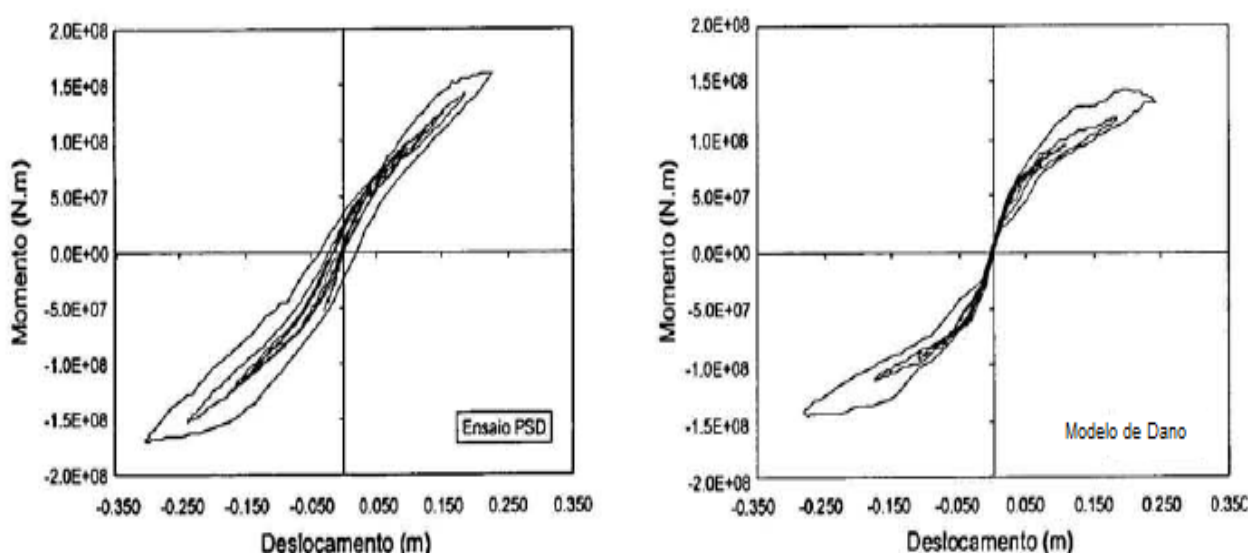


Figura 5.18 – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P3, para o sismo de elevada intensidade

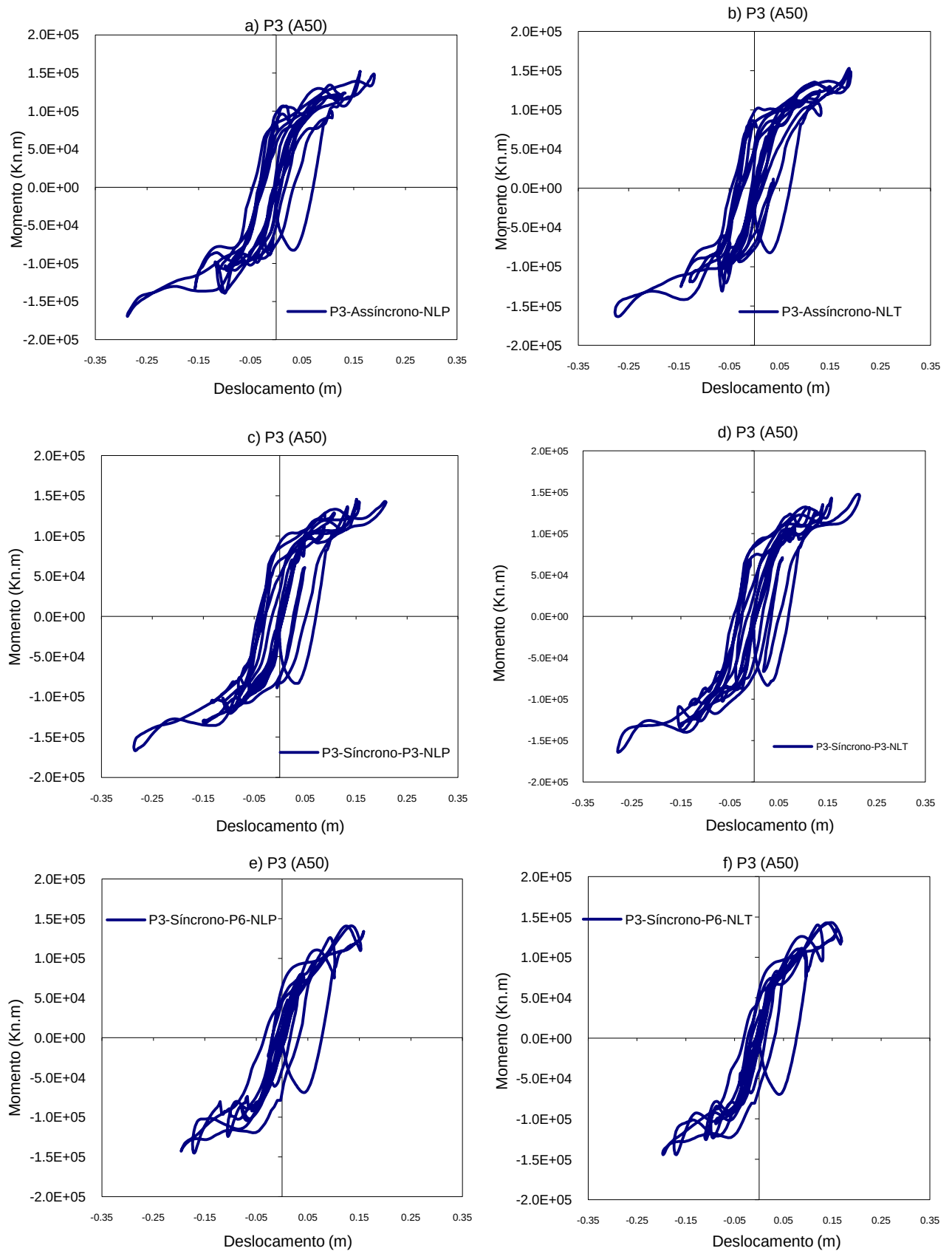


Figura 5.18 (cont.) – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P3, para o sismo de elevada intensidade

Apreciando a resposta do pilar P3, comparável com o respectivo ensaio em modelo físico realizado ao longo do programa VAB, pode-se verificar na Figura 5.18 em termos globais, as respostas numéricas reproduzem com uma aproximação suficiente, em termos de deslocamentos máximos e de momentos máximo associado, a correspondente resposta tida como padrão, referente ao ensaio pseudodinâmico. Observa-se uma maior dissipação histerética de energia relativamente à evidenciada na resposta experimental, resultado este afectado essencialmente por uma maior diminuição de rigidez do pilar ao longo do ensaio, o qual explora um nível de não linearidade superior ao que o que seria expectável.

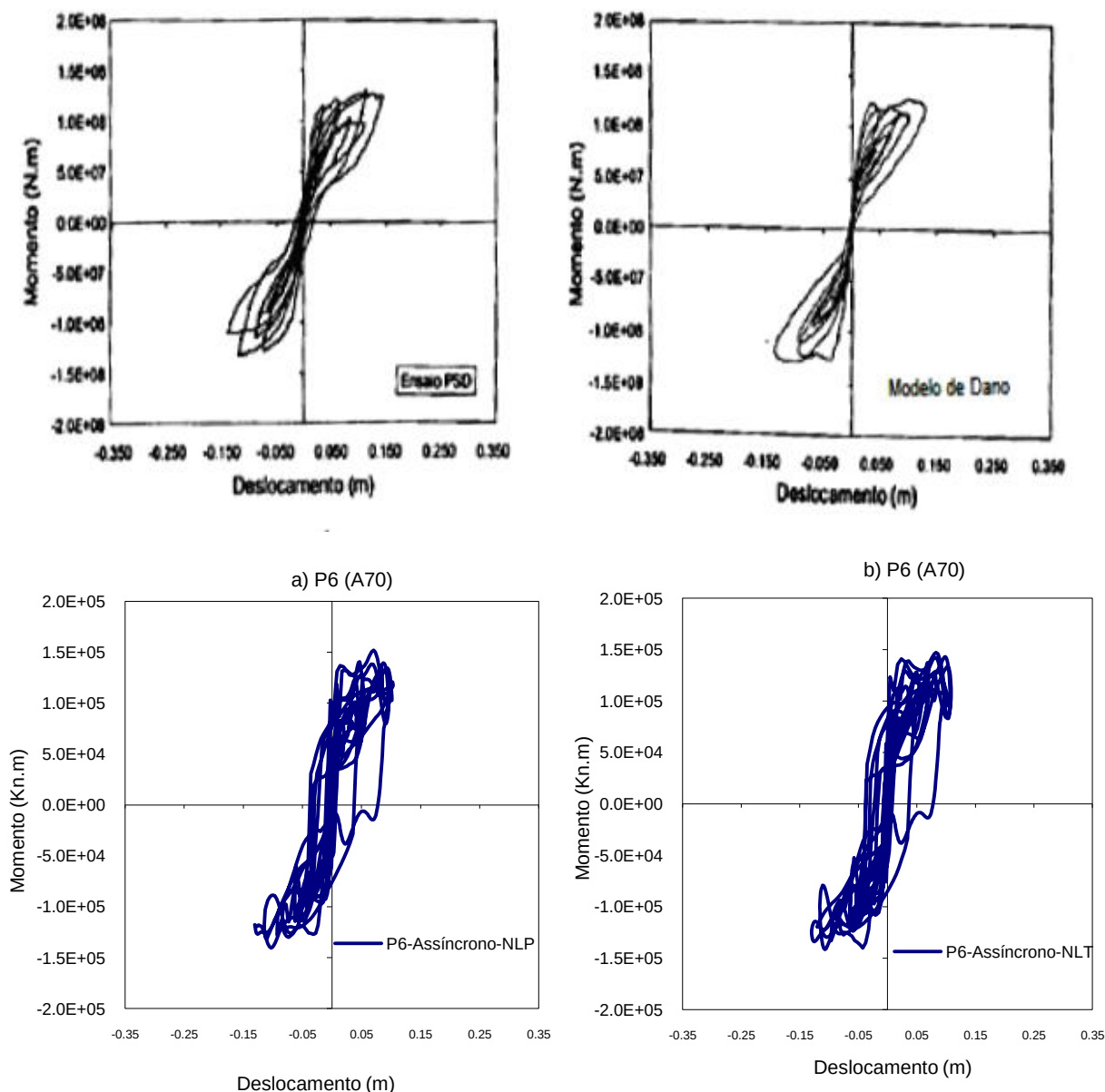


Figura 5.19 – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P6, para o sismo de elevada intensidade

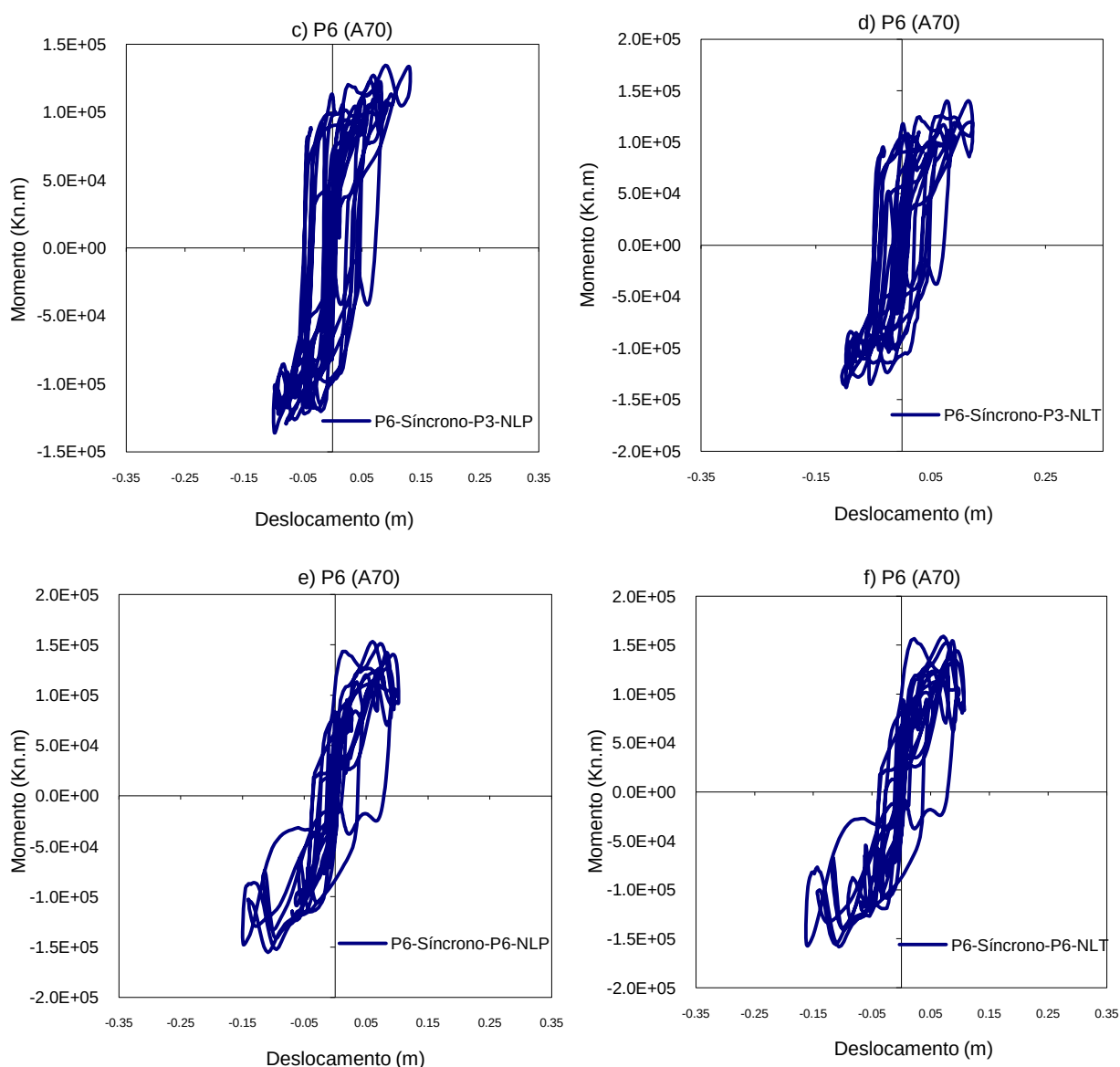


Figura 5.19 (cont.) – Diagrama momentos na base vs deslocamento no topo do pilar P6, para o sismo de elevada intensidade

Tal como para P3, a dissipação histórica da energia associada a resposta obtida pelo método de fibras para o pilar P6, Figura 5.19, é superior a determinada, que pelos ensaios pseudodinâmicos, quer pelo método de dano. Essa dissipação é realizada num maior numero de ciclos do que para P3, sendo que para P3 a maior parte da dissipação histerética da energia ocorre para um pequeno numero de ciclos.

A exploração de um nível superior de não linearidade durante um grande número de ciclos acentua a degradação do material, sendo perfeitamente notório esse fenómeno em P6, visível no ensaio PSD a existência de uma degradação muito acentuada do pilar, resultando na rotura da armadura apesar do deslocamento máximo imposto pela acção sísmica se encontrarem bastante longe dos valores determinados no capítulo 4 para a rotura do pilar, sujeito a uma acção cíclica, e envolvendo um muito menor número de ciclos de carga.

5.4.4. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS APRESENTADOS

No presente capítulo procedeu-se à análise dos resultados obtidos para a ponte de Talübergang Warth, utilizando dois tipos de acções sísmicas, assíncrona e síncrona, associadas a dois tipos distintos de modelação (não linear parcial e não linear total), tendo a metodologia de análise e as considerações afectas a modelação sido introduzidas no capítulo 4.

As exigências, quer em “drift” quer em termos de ductilidade são superiores aos dados tidos como indicativos, mesmo tais diferenças sendo pequenas, possuem um reduzido significado para a generalidade dos casos, não introduzindo grandes diferenças entre as análises.

Genericamente, a metodologia utilizada para a análise não linear dinâmica deste caso de estudo, por comparação com o método de dano revelou-se aceitavelmente concordante, traduzindo a história de deslocamentos, momentos máximos na base do pilar e forças associadas aos deslocamentos impostos pela acção sísmica bastante próximos, sendo apenas a maior diferença o nível de histerese determinado pelos diferentes modelos, sendo que para o modelo utilizado de fibras, ocorre uma maior dissipação histerética de energia do que utilizando o modelo de dano, ao que se associa uma maior degradação estrutural.

6

Análise Assíncrona com base no EC8

6.1. INTRODUÇÃO

Para a análise assíncrona, utilizando como base o método simplificado preconizado no EC8 introduzido no Capítulo 3, torna-se necessário proceder, em primeiro lugar, a uma análise síncrona, com base num espectro de resposta concordante com os EC8, introduzido no programa automático de calculo SeismoStruct como um acelerograma gerado a partir do espectro de resposta, para ser possível calcular os deslocamentos no topo de cada pilar para a análise síncrona. De seguida são introduzidos os deslocamentos na base, para o Tipo A e Tipo B, sendo posteriormente retirados os deslocamentos correspondentes no topo dos pilares, em análise estática, que serão combinados quadraticamente com os deslocamentos obtidos para a análise síncrona. Tal permite calcular os deslocamentos expectáveis utilizando uma análise assíncrona simplificada (deslocamentos, momentos máximos na base dos pilares, etc.)

O objectivo de tal estudo não é comparar os valores obtidos com aqueles obtidos no capítulo 4 pois, os acelerogramas definidos para o estudo da ponte de Talübergang Warth foram efectuados atendendo a considerações distintas e não perfeitamente dominadas no presente trabalho. Apenas pretende-se dar um exemplo de aplicação do modelo simplificado e comparar os valores síncronos com os deslocamentos assíncronos impostos, permitindo então retirar algumas conclusões sobre o aumento da exigência estrutural, podendo então ser referidos os valores anteriormente encontrados.

A ponte de Talübergang Warth é composta por sete vãos, com um comprimento total de 459 metros, possuindo pilares rectangulares ocos, variando estes dos 16.9 metros até aos 38.9 metros. O tabuleiro consiste num caixão fechado, o qual foi considerado uniforme ao longo de todo o desenvolvimento da ponte, sendo que a modelação da mesma é idêntica a utilizada para as análises realizadas no capítulo 5, sendo introduzida no capítulo 4. Será efectuada então, uma análise síncrona recorrendo ao acelerograma gerado a partir do espectro de resposta concordante com aqueles preconizados no EC8, tendo como duração a mesma dos acelerogramas utilizados no capítulo 5, sendo retirados os respectivos deslocamentos máximos de cada pilar. Depois da definição dos deslocamentos para o Tipo A e Tipo B, são aplicados estaticamente e separadamente ao modelo e retirados os respectivos deslocamentos máximos, como efectuado para o estudo assíncrono. Por fim, todos os deslocamentos são combinados utilizando a raiz quadrada da soma dos quadrados.

Devido a não serem conhecidos os tipos de solo que se encontram na zona dos apoios da ponte caso de estudo, os mesmos foram considerados como sendo do tipo B, encontrando-se na zona definida como zona 3 pelo zonamento austríaco (Figura 3.1).

Para ser possível uma definição do espectro de resposta com base nos requisitos do EC8, é necessário proceder a determinação dos parâmetros S , T_b , T_c , T_d , a duração do sismo (para a definição do acelerograma), o seu coeficiente de importância γ_I , assim como a sua aceleração $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$. Para a definição da aceleração de pico, foi considerado que a ponte se encontra na zona definida com zona 3 no zonamento sísmico Austríaco, sendo esta igual a 1.0 m/s^2 . O coeficiente de importância foi considerado igual a 1, ponte de mediana importância para o sistema viário Austríaco.

Foram utilizando os seguintes parâmetros para a definição do espectro de resposta, e consequentemente, do acelerograma, baseados nos valores constantes no EC8 como valores padrões, considerando um solo do Tipo B.

$$\begin{aligned}
 S &= 1.20 \\
 T_b &= 0.15 \\
 T_c &= 0.5 \\
 T_d &= 2.0 \\
 \text{duração} &= 12.45 \text{ s} \\
 \gamma_I &= 2.0 \quad a_g = 1 \cdot 1.0 = 1.0 \text{ m/s}^2
 \end{aligned}$$

Com os parâmetros definidos anteriormente, gerou-se o espectro de resposta correspondente. Para a sua geração foram considerados dez espectros distintos, sendo escolhido aquele que melhor ajuste espectral apresenta.

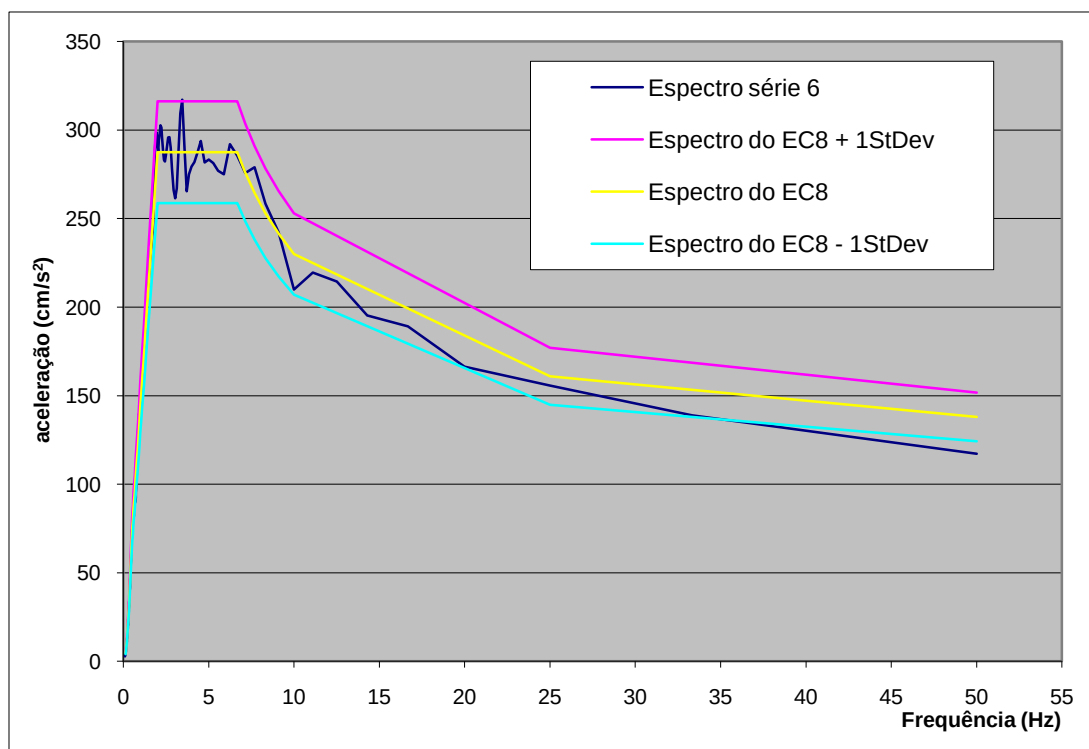


Figura 6.1 – Espectro de resposta

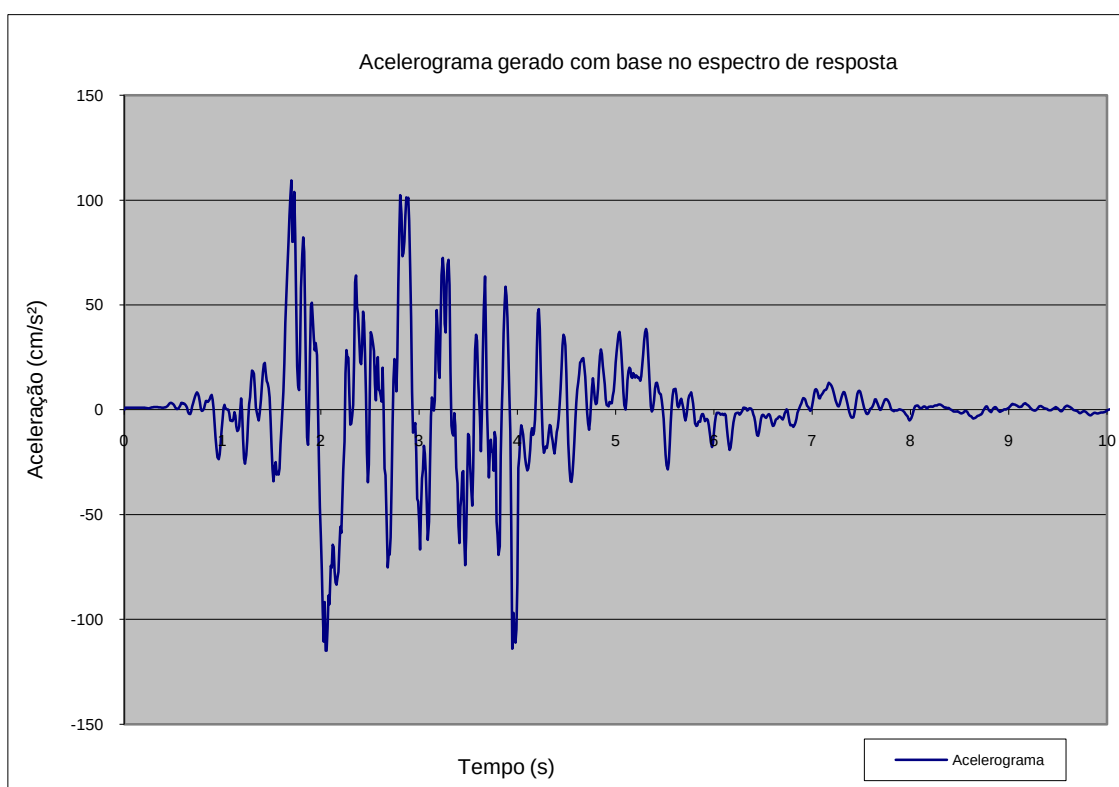


Figura 6.2 – Acelerograma gerado com base no espectro de resposta

Com a definição do espectro de resposta (Figura 6.1), e consequente geração do acelerograma respectivo (Figura 6.2), aplicando-o a todos os elementos em contacto com o solo, para a ponte de Talübergang Warth, procede-se ao cálculo das acções sísmicas assíncronas, pelo método simplificado constante no EC8-2. O presente acelerograma possui uma aceleração de pico de cerca 55% da aceleração de pico do sismo nominal considerado para o pilar P3 (Figura 4.27d)), sendo portanto a comparação com os resultados obtidos por uma análise não linear dinâmica assíncrona corrigidos multiplicando os deslocamentos máximos encontrados por 0.55. Tal simplificação apenas seria válida para elementos lineares, sendo utilizada apenas como indicação dos resultados obtidos.

6.1. MODELO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ASSÍNCRONA

Para o cálculo dos deslocamentos associados à acção do acelerograma gerado, utilizou-se a mesma estrutura modelada anteriormente para o estudo síncrono e assíncrono, realizado no capítulo 5, com o mesmo tipo de amortecimento e utilizando o acelerograma correspondente ao sismo nominal (não amplificado).

Na Tabela 6.1 encontram-se os deslocamentos para os conjuntos A e B de deslocamentos, impostos estaticamente na base de todos os elementos estruturais.

Tabela 6.1 – Deslocamentos impostos estaticamente na base dos pilares e nos encontros para os tipos de deslocamentos considerados

Tipo	Encontro 1 (m)	P1 (m)	P2 (m)	P3 (m)	P4 (m)	P5 (m)	P6 (m)	Encontro 2 (m)
A	0	0.005261	0.010946	0.016631	0.022316	0.028001	0.033687	0.038947
B	-0.001315	0.001368	-0.001421	0.001421	-0.001421	0.001421	-0.001368	0.001315

Através do método simplificado, para calcular os deslocamentos máximos associados a uma análise assíncrona, é necessário proceder em primeiro lugar a análise utilizando o acelerograma gerado, retirando os deslocamentos máximos obtidos.

Após serem conhecidos os deslocamentos impostos pela aceleração sísmica, aplicam-se separadamente os deslocamentos encontrados para os dois tipos considerados, A e B, de forma estática na base dos pilares. Retirados os deslocamentos no topo dos pilares associados aos deslocamentos impostos na base, utilizando uma combinação quadrática, raiz quadrada da soma dos quadrados de cada resposta, obtêm-se o deslocamento máximo do pilar, incluindo a variabilidade espacial.

Na Figura 6.3 encontram-se as histórias de deslocamentos dos diferentes pilares, para a acção sísmica gerada a partir do espectro de resposta regulamentar, sendo que na Tabela 5.2 reúnem-se os valores máximos, em módulo, dos deslocamentos para cada pilar.

Como o desenvolvimento da ponte é inferior a 500 metros, considerado como valor limite de desenvolvimento da variabilidade espacial para o tipo de solo B, os efeitos do conjunto A de deslocamentos na estrutura são zero pois, apenas traduzem uma translação de um corpo rígido, não provocando qualquer esforço adicional a estrutura. Apenas encontram-se referenciados os valores de cálculo do conjunto de deslocamentos A para demonstrar a aplicabilidade do método simplificado, sendo que no caso concreto da ponte de Talübergang Warth tais deslocamentos não provocam esforços na estrutura.

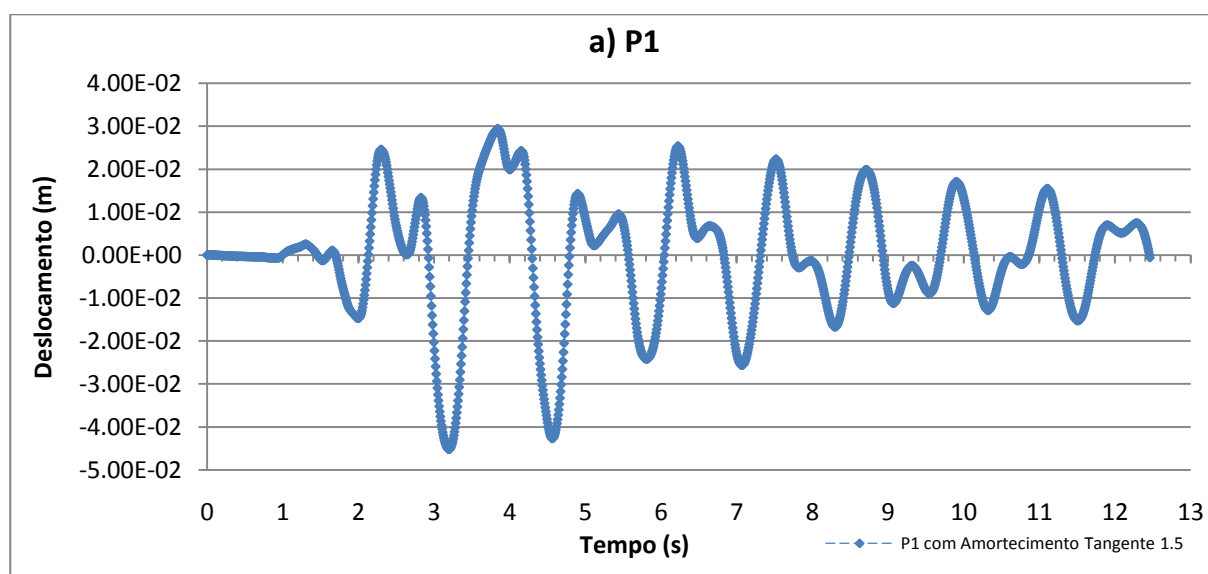


Figura 6.3 – História de deslocamentos do topo dos pilares para a acção sísmica considerada

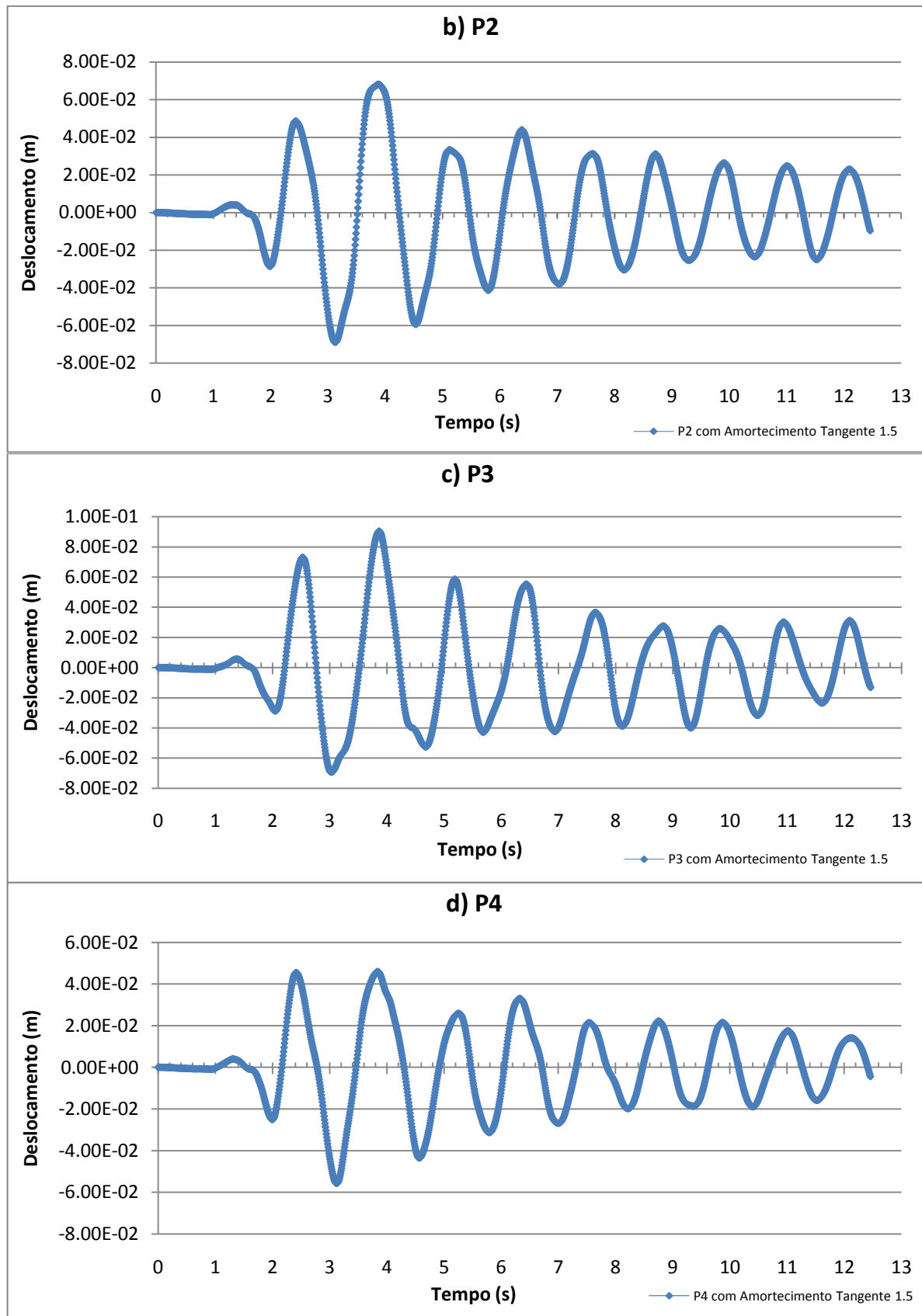


Figura 6.3 (cont.) – Historia de deslocamentos do topo dos pilares para a ação sísmica considerada

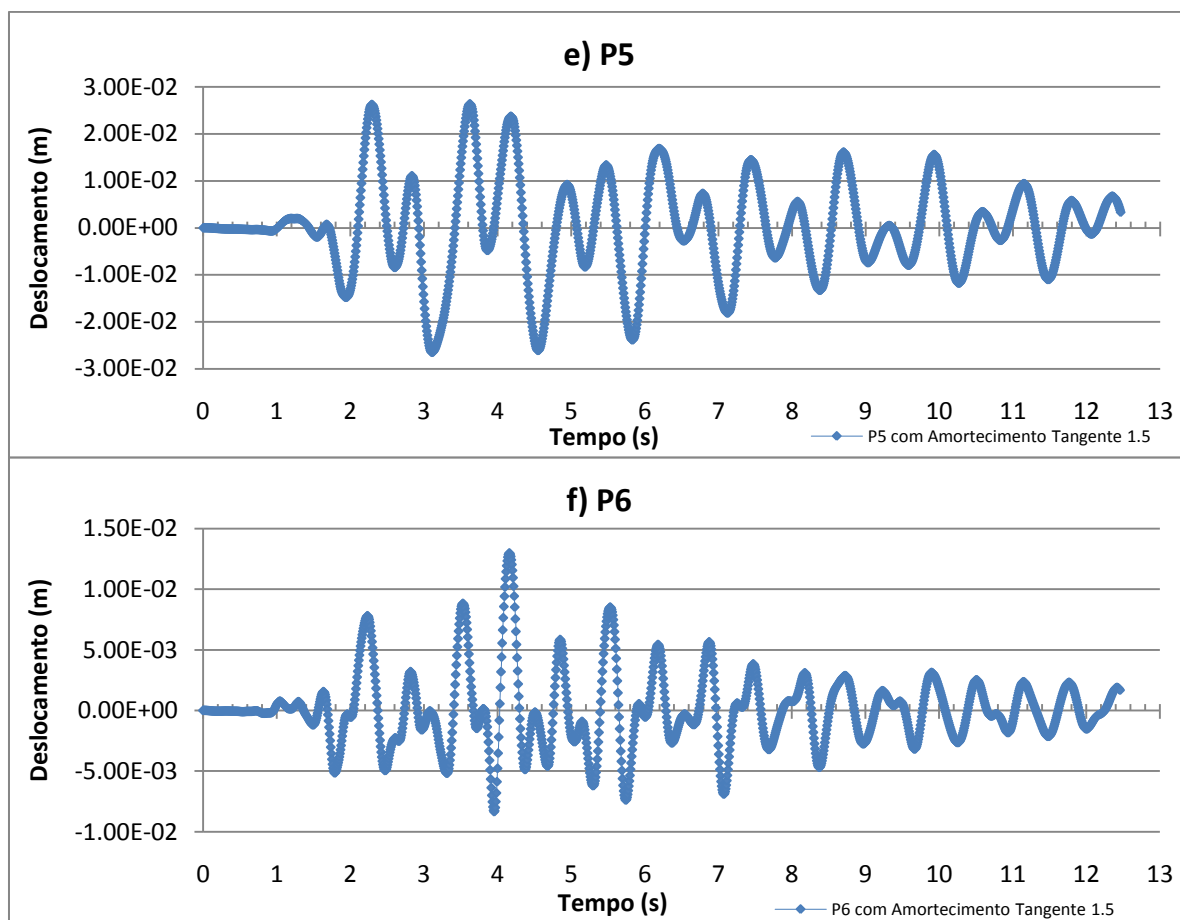


Figura 6.3 (cont.) – Historia de deslocamentos do topo dos pilares para a acção sísmica considerada

Tabela 6.2 – Deslocamentos máximos em módulo para a aceleração sísmica gerada a partir do espectro de resposta regulamentar, no topo dos pilares

Encontro 1 (m)	P1 (m)	P2 (m)	P3 (m)	P4 (m)	P5 (m)	P6 (m)	Encontro 2 (m)
0	0.0453	0.0689	0.0904	0.0557	0.0265	0.0130	0

Aplicando os deslocamentos calculados para o tipo A e tipo B na base dos pilares e encontros, reúne-se na Tabela 6.3 os valores dos deslocamentos no topo dos pilares, pela imposição dos respectivos deslocamentos (tipo A e tipo B) na base dos pilares, sendo os deslocamentos apresentados relativos à base de cada pilar.

Tabela 6.3 – Deslocamentos relativos à base no topo dos pilares para os tipos de deslocamentos considerados

Tipo	Encontro 1 (m)	P1 (m)	P2 (m)	P3 (m)	P4 (m)	P5 (m)	P6 (m)	Encontro 2 (m)
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	-0.001315	0.001049	0.001741	-0.001151	0.001316	-0.001694	0.0004239	0.001315

Utilizando a combinação quadrática, o deslocamento final dos pilares atendendo a variabilidade espacial é dado por:

$$d_i = \sqrt{d_{aceleração}^2 + d_{tipo A}^2 + d_{tipo B}^2} \quad (6.1)$$

Na Tabela 6.4 encontram-se calculados os deslocamentos finais para a consideração da variabilidade espacial, sendo calculados com base na equação 6.1

Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos no topo dos pilares para a combinação quadrática

Encontro 1 (m)	P1 (m)	P2 (m)	P3 (m)	P4 (m)	P5 (m)	P6 (m)	Encontro 2 (m)
0.001315	0.045312	0.068922	0.090407	0.055716	0.026554	0.013007	0.001315

Na Figura 6.4 encontra-se a comparação entre os resultados obtidos considerando a variabilidade espacial, ou apenas uma análise síncrona com base no acelerograma gerado. Como seria expectável, e visto durante a realização do caso de estudo, para a ponte em questão as diferenças associadas a consideração da variabilidade espacial são deveras diminutas, perfeitamente justificável pelas características geométricas, e pelo curto desenvolvimento da ponte. Devido a ter-se arbitrado o tipo de solo, a diferença poderia ser substancial se a cada pilar correspondesse um solo de características distintas do anterior, o que amplificaria os valores dos deslocamentos, tendo em consideração essa variabilidade espacial do tipo de solo.

Na figura 6.4 encontra-se representada a diferença dos deslocamentos máximos dos pilares, para uma análise síncrona ou assíncrona segundo o modelo simplificado do EC8.

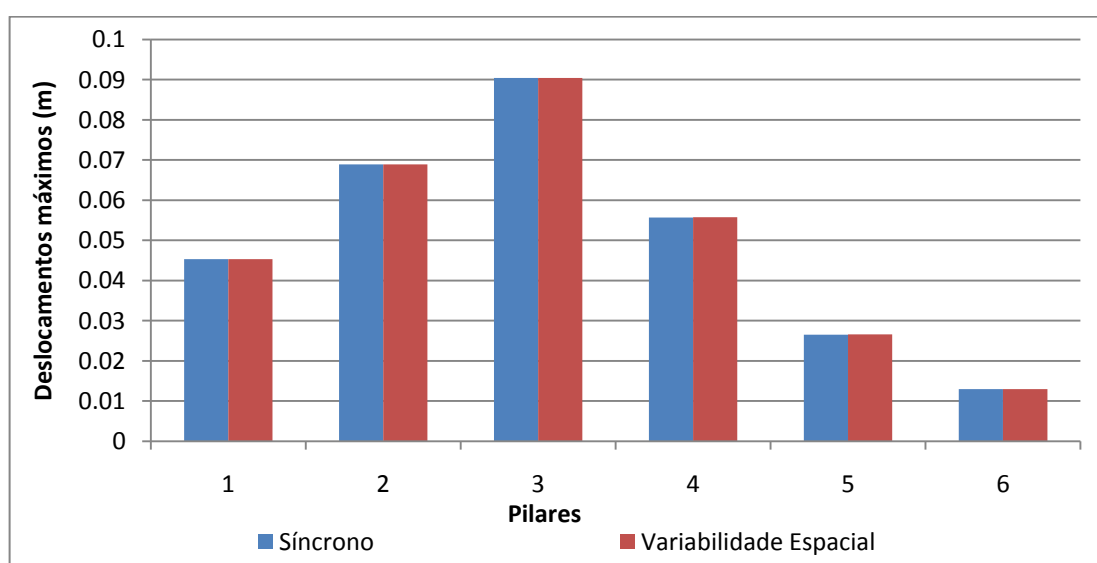


Figura 6.4 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, considerando ou não a variabilidade espacial

O interesse, na presente dissertação na utilização do método simplificado preconizado no EC8 era, para além de demonstrar a sua aplicação com um caso particular, detectar qual seria a diferença entre uma análise síncrona e a respectiva análise assíncrona, para o caso de estudo. Como foi visto, a sua diferença é residual. Tal é devido, sobretudo, à consideração do tipo de solo utilizado, tipo B, sendo o desenvolvimento da ponte menor do que o desenvolvimento limite para a consideração da variabilidade espacial deste tipo de solo (500 metros), o que possui como consequência um deslocamento do corpo rígido para o conjunto de deslocamentos preconizado pelo tipo A, não introduzindo qualquer esforço adicional na estrutura ou deslocamento no topo dos pilares (deslocamento relativo em relação ao deslocamento imposto na base, para cada pilar). Na figura 6.5 apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos pelo método simplificado com os resultados retirados do capítulo 5, para uma acção sísmica assíncrona, com base nos acelerogramas nominais corrigidos de 0.55.

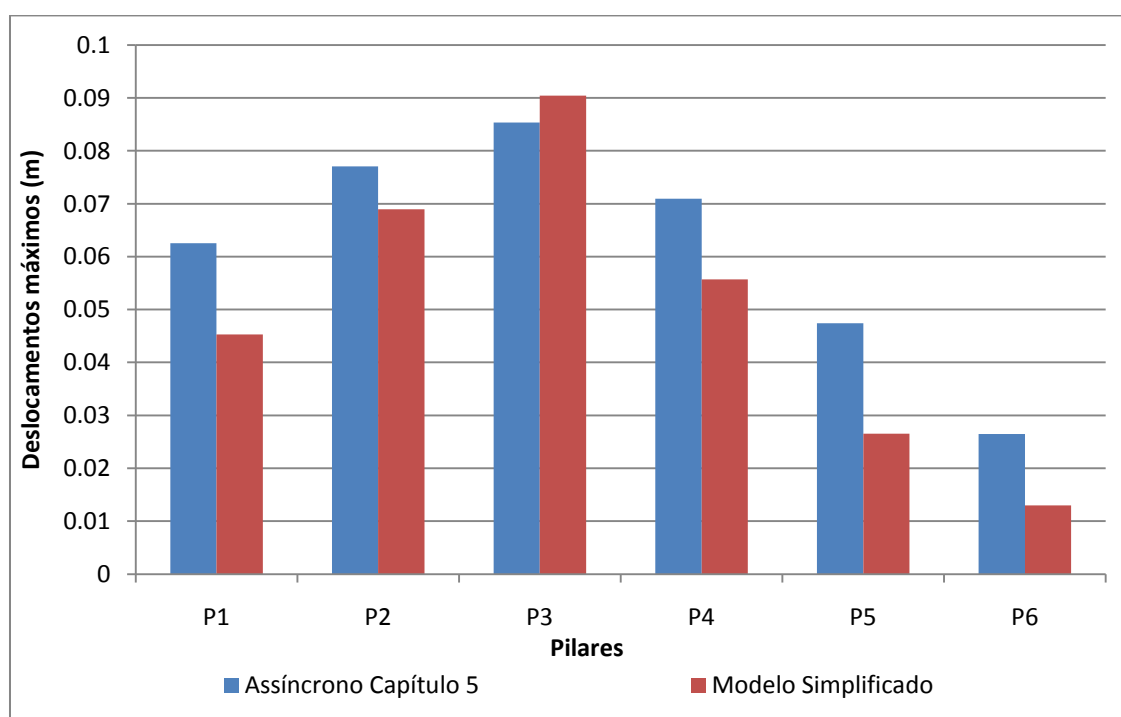


Figura 6.5 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, com base nos valores calculados no capítulo 5 (estudo assíncrono) vs modelo simplificado.

Afectados os valores dos deslocamentos máximos obtidos por uma análise assíncrona de um coeficiente de redução (capítulo 5), é possível constatar que, apenas para P3 existe uma maior exigência considerando uma análise recorrendo ao modelo simplificado de variabilidade espacial (para o presente caso). A disparidade entre as diferentes metodologias deve-se, em grande parte, ao curto desenvolvimento da ponte em estudo que, para o tipo de solo considerado, apenas sofre um agravamento dos seus deslocamentos devido ao conjunto de deslocamentos B, o que reduz o efeito da variabilidade espacial praticamente a zero.

7

Conclusões

7.1. CONCLUSÕES GERAIS

Tendo-se concluído a análise dos diversos elementos e parâmetros obtidos através dos modelos numéricos utilizados e atendendo as considerações já efectuadas nos respectivos capítulos, pretende-se com o presente efectuar uma conclusão geral do trabalho agora findado.

Iniciando a exposição dos resultados pela validação do modelo numérico utilizado, modelando os pilares P3 e P6 e comparando os diferentes diagramas histeréticos obtidos assim como as forças máximas e os respectivos deslocamentos de cada pilar com os resultados obtidos na realização dos ensaios pseudodinâmicos, pode-se concluir que o modelo captava satisfatoriamente os fenómenos físicos mais relevantes associados ao tipo de ensaio que se pretendia efectuar.

Após a modelação de toda a estrutura da ponte de Talübergang Warth e aplicados os respectivos acelerogramas gerados para uma análise assíncrona, pode-se observar que a resposta numérica obtida encontra-se bastante próxima da resposta obtida pelo modelo de dano, base do método de análise utilizado como comparação do presente, sendo que no modelo utilizado a degradação estrutural obtida para o sismo de elevada intensidade fora bastante superior ao espectável. De forma a permitir uma comparação com uma análise síncrona, e permitir determinar uma diferença entre os valores dos deslocamentos máximos nos pilares entre as duas abordagens, foram escolhidos os acelerogramas actuantes nos pilares P3 e P6. A escolha recaiu nestes dois pilares pelas suas características particulares, sendo P3 o pilar mediano da estrutura, sendo os seus deslocamentos teóricos no seu topo superiores aos dos restantes pilares, e sendo P6 o pilar de menor dimensão, numa das extremidades da ponte, tendo o acelerograma que o define uma menor correlação expectável com os restantes do que o referente a P3. Essa diferença encontra-se bem patente na Figura 5.15, onde se encontram comparadas as exigências de “drift” utilizando uma análise assíncrona e uma análise síncrona baseada no acelerograma de P3.

Encontram-se na Figura 7.1 os resultados dos diferentes deslocamentos máximos atendendo aos dois tipos de análise considerados.

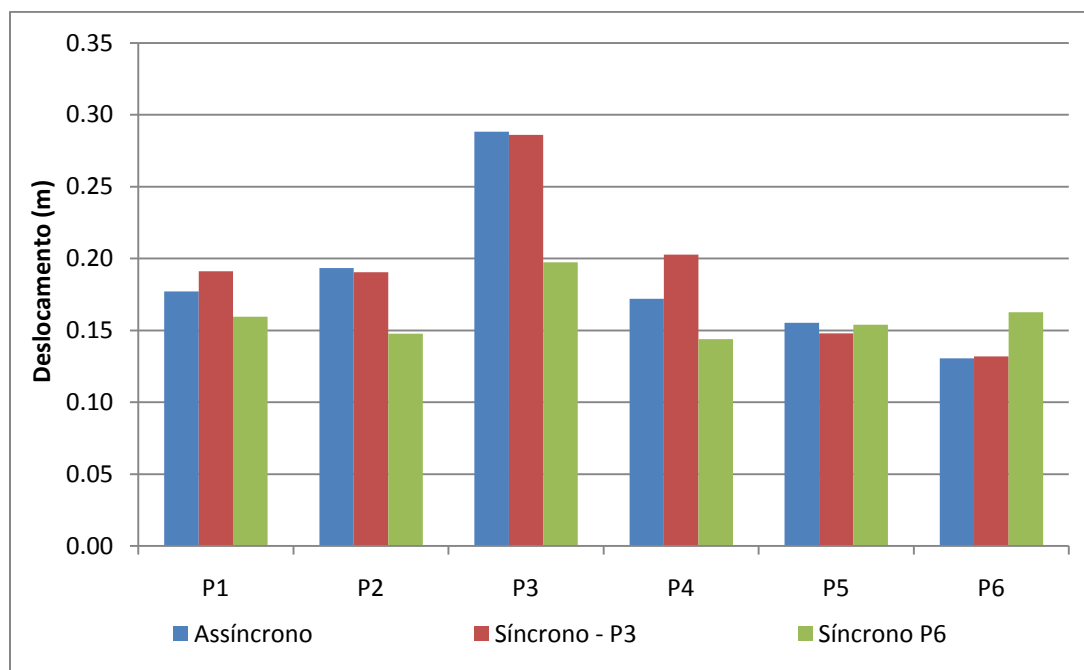


Figura 7.1 – Deslocamentos máximos dos pilares atendendo as diferentes análises realizadas

Como se pode observar, as diferenças entre os deslocamentos máximos obtido para as análises síncrona e assíncrona não são substanciais, introduzindo uma variação da exigência de deslocamento máximo da estrutura pequena, a qual requer um diminuto aumento do momento máximo atingido. Tais resultados encontram-se em linha com os resultados expectáveis pois a presente ponte caso de estudo é de desenvolvimento moderado (459 metros), sendo que os efeitos de uma análise assíncrona são mais expectáveis quanto maior for o desenvolvimento desta, sendo expectável um agravamento dos deslocamentos máximos obtidos.

Na figura 7.2 apresentam-se as exigências de “drift” impostas aos diferentes elementos estruturais, cuja discussão de resultados fora efectuada no capítulo 5 da presente dissertação.

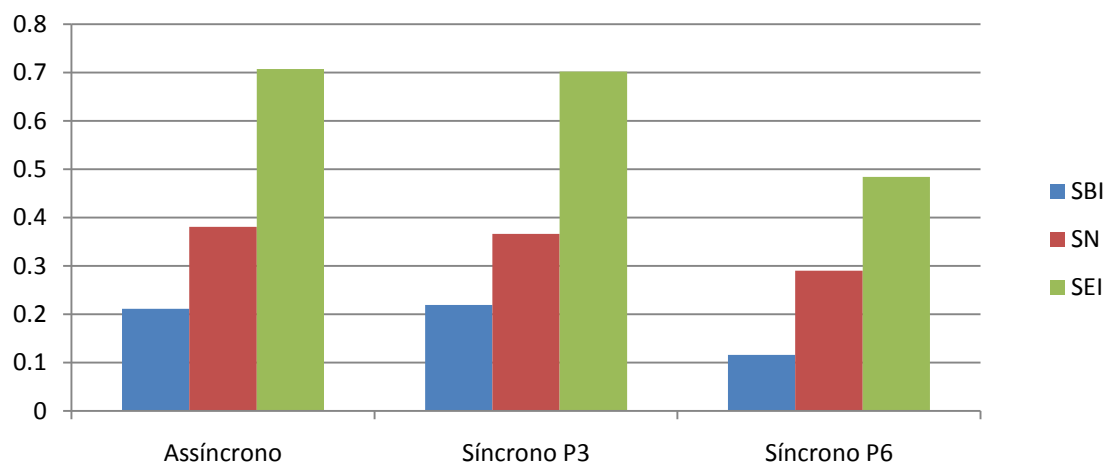


Figura 7.2 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P3

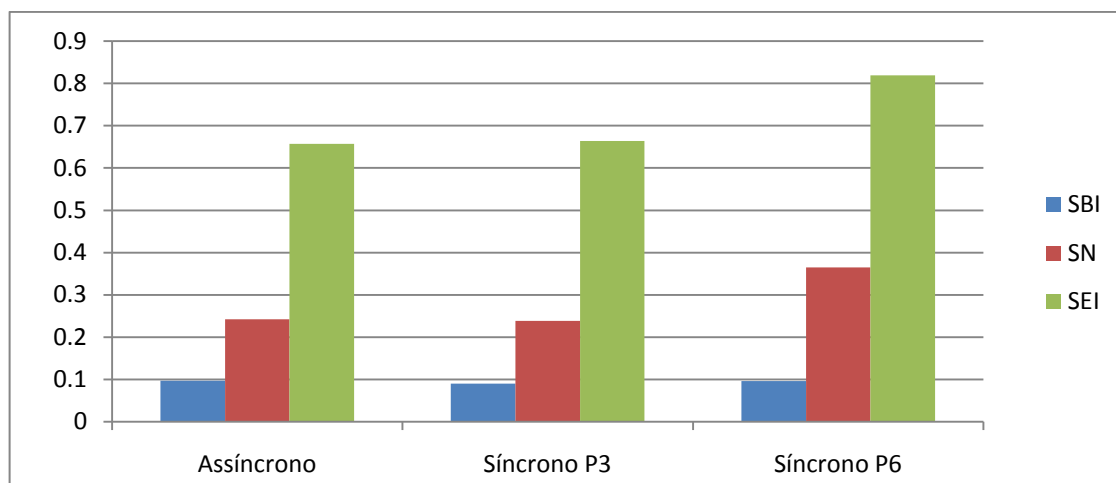


Figura 7.3 – Comparação entre os diferentes valores obtidos de “drift” para os diferentes tipos de análise sísmica considerados, em relação ao pilar P6

Como já fora referido, devido ao reduzido desenvolvimento da ponte caso de estudo, os efeitos da assincronia são muito reduzidos, sendo que as diferenças de exigências, quer de ductilidade quer de “drift”, entre uma análise assíncrona ou uma análise síncrona considerando como acelerograma base o acelerograma aplicado no pilar P3, são praticamente ínfimas. Sendo que a escolha do pilar P3, para além da sua altura, ter recaído por se encontrar no eixo de simetria longitudinal da ponte, o seu acelerograma é aquele que apresenta maior correlação com os restantes acelerogramas utilizados para o estudo assíncrono, encontrando-se portanto perfeitamente justificadas as mínimas disparidades encontradas para os deslocamentos máximos. No caso do acelerograma aplicado em P6, devido a este ser um pilar particular da ponte, os efeitos da sua extensão aos restantes elementos estruturais causa uma exigência de ductilidade e de “drift” superior.

Introduzindo-se seguidamente o modelo simplificado de cálculo, contido no EC8, para uma análise assíncrona tendo-se procedido à geração, com base nos parâmetros definidos no Capítulo 6, do respectivo espectro de resposta e consequente acelerograma. Foi considerado um acelerograma de intensidade nominal nas análises efectuadas, sendo os valores obtidos considerando a variabilidade espacial comparados, a título meramente exemplificativo, com os deslocamentos encontrados a partir de uma análise assíncrona (capítulo 5) corrigidos de um factor de redução de 0.55, o que equivale a um acerto do pico de acelerações máximas do acelerograma gerado em relação ao acelerograma de P3 (considerado com referencia). Os resultados obtidos encontram-se demonstrados na figura 7.4, na qual se pode confirmar que, tal como para os estudos efectuados anteriormente, as diferenças entre os valores dos deslocamentos máximos para os dois tipos de análise são praticamente nulos. Apresenta-se também na figura 7.5, uma comparação entre os deslocamentos máximos obtidos, a partir do acelerograma gerado e considerando a variabilidade espacial, resultados estes já comentados no capítulo 6.

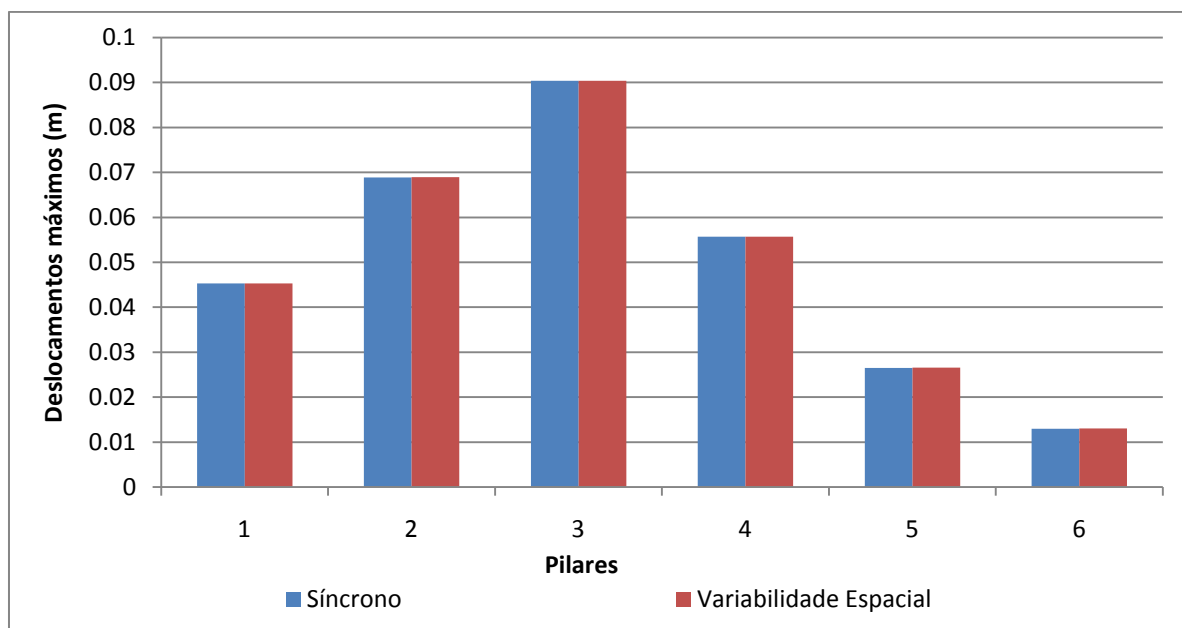


Figura 7.4 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, considerando ou não a variabilidade espacial

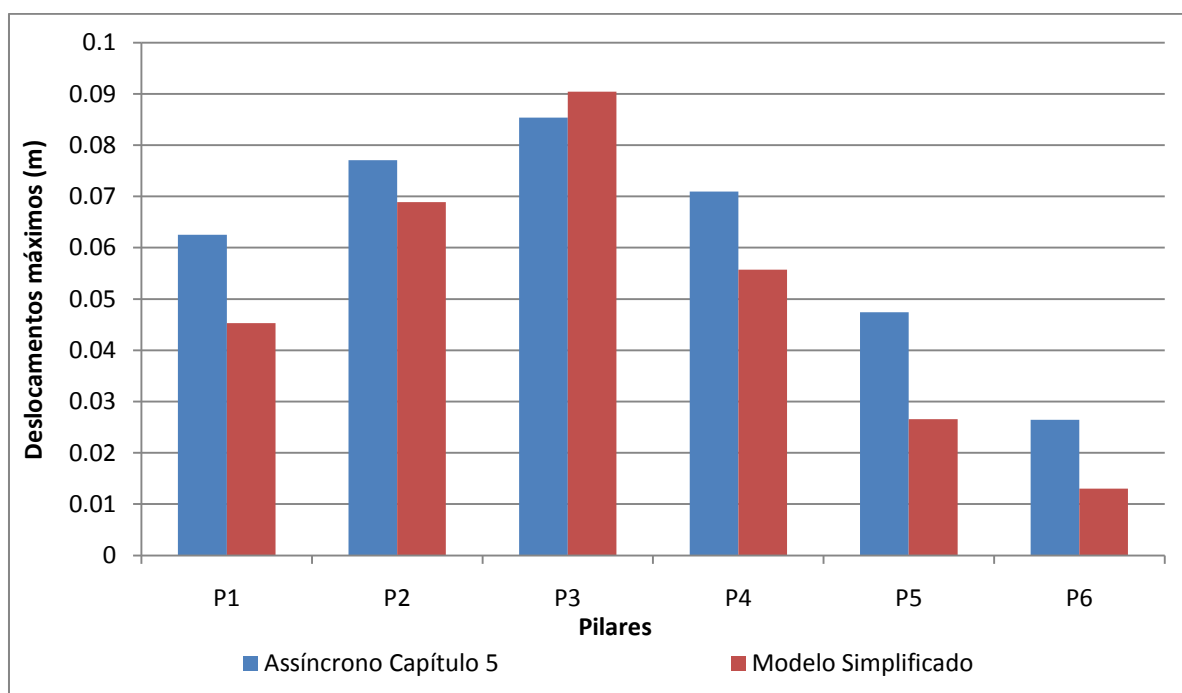


Figura 7.5 – Diferenças entre os deslocamentos no topo dos pilares, com base nos valores calculados no capítulo 5 (estudo assíncrono) vs modelo simplificado.

Por fim pode-se afirmar que, em geral, os resultados obtidos são aceitáveis, as histórias dos deslocamentos dos pilares encontram-se próximas das respostas expectáveis e que os efeitos da assincronia, para o presente caso, são limitados. Contudo, os efeitos da não linearidade associados à assincronia, para pontes de vão mais elevado devem ser abordadas com detalhe pois é expectável que para além de se desenvolverem fenómenos associados à não linearidade, que o agravamento dos

momentos e deslocamentos máximos impostos à estrutura sejam substancialmente superiores ao caso estudado.

Encontra-se também demonstrado, ao longo do presente trabalho, a validade da utilização de uma modelação por fibras, utilizando o programa automático de cálculo SeismoStruct, para determinar os efeitos de uma acção sísmica numa estrutura, assim como exemplificado a aplicação do método preconizado pelo EC8, atendendo a variabilidade espacial.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com base nos resultados e nas conclusões apresentadas no presente trabalho, seria interessante sugerir, como desenvolvimento futuro, uma análise com um cariz mais regulamentar, atendendo aos parâmetros e factores preconizados pelo EC8, em particular na parte 2 referente especificamente a pontes. Tal abordagem regulamentar permitiria comparar as diferentes soluções propostas para uma análise sísmica estática, assim como comparar as diferentes metodologias constantes no regulamento europeu para a consideração da variabilidade espacial, utilizado o modelo simplificado por oposição a um modelo mais refinado.

BIBLIOGRAFIA

- Augusto Gomes, Júlio Appleton, 1995, *Nonlinear cycle stress-strain relationship for reinforcing bars including buckling*, Engineering Structures, Vol 19, No 10, pp 822-826, 1997 Elsevier Science
- Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 1995
- A. Pinto, P. Pegon,; G. Magonette, J. Molina, P. Buchet, & G. Tsionis, (2001a) *Pseudodynamic Tests with Non-linear Substructuring and Asynchronous Motion of and Existing RC Bridge (Warth Bridge)* – EUR report EN, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália.
- A. Pinto, J. Molina and G. Tsionis (2001b) *Cycling Test on a Large-scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A40)* – EUR 19907 EN, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália
- A. Pinto, J. Molina and G. Tsionis, (2001c) – *Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Short Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A70)* – EUR 19901 EN, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália.
- B.A. Izzuddin, 1991 *Nonlinear Dynamic Analysis of Framed Structures*. Dissertação de Doutoramento, Imperial College
- Carlos Dias, 2008, *Dimensionamento Sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*, tese de mestrado integrado, FEUP, Porto.
- Diogo Coutinho, 2008, *Análise “Pushover” de Edifícios em Betão Armado*, tese de mestrado integrado, FEUP, Porto
- E. Cansado Carvalho, 2008, *Aspectos Gerais do Eurocodigo 8, aplicação em Portugal*, APEE, LNEC 26 de Novembro de 2008
- Eurocódigo 8 – *Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1 – Regras Gerais, Acção Sísmica e Regras para Edifícios (EN 1998-1)*, Comité Europeu Para a Normalização (CEN); Dezembro de 2004.
- Eurocódigo 8 – *Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 2 – Pontes (EN1998-2)*, Comité Europeu para a normalização (CEN); Novembro de 2005
- Fabio F. Taucer, Enrico Spacone, Filip C. Filippou, 1991, *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*, University of California, Berkley, report No. UCB/EERC-91/17
- G. Solomos, A. Pinto, S. Dimova, 2008, *A Review of the seismic hazard zonation in national building codes in the context of Eurocode 8*, JRC Scientific and Technical Reports, EUR 23563 En - 2008
- Humberto Varum, 1995, *Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*, tese de mestrado, FEUP, Porto.
- Humberto Varum, 2003, *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*, tese de doutoramento, Universidade de Aveiro.
- Igor Soares, 2008, *Dimensionamento sísmico de pilares de pontes Segundo o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*, tese de mestrado integrado, FEUP, Porto.
- João Estêvão, 1998, *Modelo Computacional de Avaliação do risco de Edifícios*, tese de mestrado, Instituto Superior Tecnico, Lisboa.

João P. M. Guedes, 1997, *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridges Modelling*, tese de doutoramento, FEUP, Porto.

J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, 1988, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, , Vol.114, No.8, 1804-1826

J.E. Martinez-Rueda, A.S Elnashai, 1997 *Confined concrete model under cyclic load*. Materials and Structures, Vol. 30, No.197, 139-147

Kolias Basil, *Eurocode 8 – Part 2. Seismic design of bridges*, DENCOS.A. Athens Greece

Menegotto, M.; Pinto, P, 1973. - *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending* - IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisboa.

M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, and M.J. Kowalsky, 2007. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, 721

Madas, 1993, *Advanced modeling of composite frames subject to earthquake loading*, Imperial College, University Of London.

Mander et al, 1988, “*Theoretical stress-strain model for confined concrete*”, publicado no jornal de engenharia estrutural em 1988, Vol. 114, No.8, 1804-1826”

Martinez-Rueda e Elnashai 1997 “*Confined concrete model under cyclic load*, *Materials and Structures*, 1997, Vol. 30 No 197, 139-147”

Nelson Vila Pouca, 2001, *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de elementos laminares de Betão armado*, tese de doutoramento, FEUP, Porto.

N. Vila Pouca, Rui Faria, R. Delgado, *Simulação do comportamento sísmico de paredes estruturais de betão armado*.

Nicholas J. Burdette, Amr S. Elnashai, Alessio Lupoi, Anastasios G. Sextos, 2006, *The Effects of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges*, Mid America Earthquake Center, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign

Nigel Priestley, Michele Calvin, Lorenza Petrini, Claudio Maggi, *Effects of damping modelling on results of time-history analysis of RC Bridges*.

Pedro S. Delgado, Aníbal Costa, Raimundo Delgado, 2004, *Diferentes Estratégias para a Avaliação dos comportamentos sísmicos de pontes – Estudos Comparativos*

Popovics 1973. “*A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete*”. Cement and Concrete Research, 1973, Vol. 5, No. 3, 583-599”.

Sexos, Anastasios G., Kappos, Andreas J. 2009. *Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions*

Sextos A., Kappos A. J., *Evaluation of the new Eurocode 8-Part 2 provisions regarding asynchronous excitation of irregular bridges*. 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, 26-27 August, Thessaloniki, Greece, Paper No. 04

SAMCO 2006 *Final Report*, Warh Bridge – Austria

US Army Corps of Engineers Technical instructions, 1998, *Seismic Design for buildings*, Engineering Division, Directorate of Military Programs, Washington, DC 20314-1000

SeismoSoft *SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*. Disponível online em: <http://www.seismosoft.com>, 2009

S. Popovics, 1973, *A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete*. Cement and Concrete Research, Vol.5, No.3, 583-599

Wai-Fah Chen, Lian Duan, *Bridge Engineering Seismic Design*, CRC Press, 2003

Xavier Romão, 2002, *Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estrutura*, tese de mestrado, FEUP, Porto