

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES NO CONTEXTO DO EUROCÓDIGO 8

ANA ISABEL CARVALHO FERNANDES

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

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

MARÇO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

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 - 2007/2008 - 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.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

É com elevada consideração e respeito que agradeço ao Professor Raimundo Delgado e ao Engenheiro Xavier Romão toda a disponibilidade, dedicação e estímulo na orientação deste trabalho.

RESUMO

Nesta dissertação apresentam-se as linhas gerais para avaliação e reforço sísmico de estruturas existentes prescrita pela parte 3 do Eurocódigo 8. Estas disposições, exigindo uma avaliação cuidada de cada estrutura, acabam por colmatar a ausência de uma consideração cuidada de índole sísmica nos projectos iniciais da maioria das estruturas já existentes.

O presente estudo pretende a verificação estrutural de uma estrutura porticada de acordo com os procedimentos propostos na parte 3 do Eurocódigo 8. Para além de testar a aplicabilidade dos diversos procedimentos prescritos pela norma, este estudo ambiciona ainda retirar ilações acerca da consistência do grau de segurança subjacente às metodologias propostas.

Inclui-se neste relatório a definição dos critérios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas individuais existentes, com uma incidência particular na estimativa das capacidades fazendo variar o método de cálculo de alguns dos parâmetros intervenientes nas expressões mais relevantes. É ainda abordada a caracterização do comportamento sísmico de estruturas em regime não linear através de um modelo numérico que pretende traduzir o comportamento não linear à flexão de elementos estruturais de betão armado, aplicando-se ao pórtico “ICONS” com o objectivo de avaliar até que ponto uma abordagem elástica simplista pode conduzir a resultados satisfatórios quando comparada com uma análise não linear. É testada a aplicabilidade de todos os métodos de análise recomendados pelo regulamento, sendo depois comparados os parâmetros da resposta estrutural mais relevantes resultantes de cada abordagem de cálculo: rotações da corda e esforços transversos nas extremidades dos elementos estruturais.

PALAVRAS-CHAVE: acção sísmica, avaliação de estruturas existentes, análise elástica linear, análise “pushover”, análise dinâmica não linear

ABSTRACT

In this dissertation are presented the outlines for evaluation and seismic strengthening of existing structures prescribed by part 3 of Eurocode 8. These provisions, requiring careful assessment of each structure, ultimately fill the absence of a careful consideration of the initial seismic design of most existing structures.

This study aims to verify structural safety of a frame in accordance with the procedures proposed in part 3 of Eurocode 8. In addition to test the applicability of the various procedures prescribed by Eurocode, this study also aims to access about the consistency of the degree of safety behind the proposed methodologies.

In this report is included the criteria for evaluation of the seismic behaviour of existing structures with a particular focus on the estimation of the capacities varying the calculation method of some of the more relevant parameters. It is also referred the characterization of the non-linear behaviour of structures under seismic action through a numerical model that seeks to take into account the non-linear behaviour of reinforced concrete structural elements. This numerical model is applied to the frame "ICONS" to access if an elastic simplistic approach can lead to satisfactory results when compared with a non-linear analysis. The applicability of all methods of analysis recommended is tested, and then the more relevant parameters of the structural response resulting from each approach are compared: chord rotations and shear force at the edges of the structural elements.

KEY-WORDS: seismic action; evaluation of existing structures; linear elastic analysis; pushover analysis; non-linear dynamic analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. OBJECTIVOS.....	3
1.2. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	3
 2. EC8 – PARTE 1	 5
2.1. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL E CLASSIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	6
2.2. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA.....	7
2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE	12
2.4. FUNDAMENTOS DA TEORIA DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO – ‘Q APPROACH’	13
2.5. SENSIBILIDADE À FORA COMO SE AVALIA A RIGIDEZ SECANTE NO PONTO DE CEDÊNCIA – ABORDAGEM TRILINEAR.....	17
 3. EC8 – PARTE 3	 19
3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO – ESTADOS LIMITES A VERIFICAR.....	20
3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE	23
 4. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO SUJEITAS À ACÇÃO SÍSMICA	 27
4.1. FENOMENOLOGIA DO COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES ESTRUTURAIS	27
4.2. MODELAÇÃO ANALÍTICA DO COMPORTAMENTO DE SECÇÕES ESTRUTURAIS.....	28
4.2.1. DEFINIÇÃO DA CURVA ENVOLVENTE TRILINEAR MONOTÓNICA.....	29
4.2.2. DEFINIÇÃO DOS MODELOS MATERIAIS CONSIDERADOS	29
4.2.3. DIAGRAMA BASE MOMENTO FLECTOR – CURVATURA E DETERMINAÇÃO DOS PONTOS NOTÁVEIS DA ENVOLVENTE TRILINEAR	31
4.2.4. REGRAS DO COMPORTAMENTO HISTERÉTICO CONSIDERADO	33

5. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR – ‘PUSHOVER’	39
5.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO TRADICIONAL DE ANÁLISE ‘PUSHOVER’ E DEFINIÇÃO DO DESLOCAMENTO DE CONTROLO	40
5.2. DETERMINAÇÃO DO PONTO DE MECANISMO	44
5.3. FORÇAS VERSUS DESLOCAMENTOS – VECTOR SOLICITAÇÃO	45
5.4. VIABILIDADE DA ANÁLISE ‘PUSHOVER’	46
6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO – PÓRTICO ‘ICONS’	49
6.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	52
6.2. MATERIAIS UTILIZADOS	54
6.3. ACÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA	54
6.4. COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	55
6.5. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS NA ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA	57
7. PROCESSO DE VERIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	61
7.1. DEFINIÇÃO DE VÃO DE CORTE, L_v	61
7.2. ROTAÇÃO DE CORDA PARA UM DADO ELEMENTO ESTRUTURAL	62
7.3. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA DE UM DADO ELEMENTO – ABORDAGEM EMPÍRICA	66
7.4. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA DE UM DADO ELEMENTO – ABORDAGEM TEÓRICA	67
7.5. PRESSUPOSTOS SUBJACENTES À FÓRMULA PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA NA CEDÊNCIA DE UM DADO ELEMENTO	69
7.6. AVALIAÇÃO DE MECANISMOS FRÁGEIS	74
7.6.1. INTRODUÇÃO	74
7.6.2. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE UM DADO ELEMENTO EM TERMOS DE ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE	76
8. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	79
8.1. CAPACIDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	79
8.1.1. OBJECTIVOS	79
8.1.2. INFLUÊNCIA DE L_v NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA TEÓRICA	80
8.1.3. INFLUÊNCIA DE L_v NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA EMPÍRICA	82

8.1.4. INFLUÊNCIA DE N NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA EMPÍRICA	88
8.1.5. FÓRMULA EMPÍRICA VERSUS FÓRMULA TEÓRICA NA AVALIAÇÃO DE θ_u E INFLUÊNCIA DO VALOR DE N	91
8.1.6. ESTIMATIVA DAS CURVATURAS DE CEDÊNCIA PELA VIA TEÓRICA E PELAS FÓRMULAS SIMPLIFICADAS DE PRIESTLEY	97
8.1.7. CONCLUSÕES ACERCA DAS METODOLOGIAS PARA ESTIMATIVA DE θ_u	104
8.1.8. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CONHECIMENTO NA VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL	104
8.2. RESPOSTA DA ESTRUTURA À EXCITAÇÃO SÍSMICA	107
8.2.1. VALIDADE DOS MÉTODOS LINEARES	107
8.2.2. CURVA DE CAPACIDADE PARA O ESTADO LIMITE NC_1 E ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS DE CONTROLO INTERVENIENTES NA ANÁLISE PUSHOVER DO PÓRTICO	109
8.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE “PUSHOVER” ENVOLVENDO OS DOIS FORMATOS DE CARGA PRESCRITOS PELO EC8 (FORMATO MODAL E UNIFORME)	111
8.2.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE “PUSHOVER” ENVOLVENDO AS TRÊS ABORDAGENS DE RIGIDEZ	114
8.2.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR VERSUS ANÁLISE “PUSHOVER”	121
8.2.6. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR VERSUS “Q-APPROACH”	124
8.2.7. CONCLUSÕES ACERCA DOS MÉTODOS DE ANÁLISE PROPOSTOS PELO EC8-3	128
 9. CONCLUSÕES FINAIS	 129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. - Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1.....	8
Figura 2.2. - Espectros de resposta elásticos do Tipo 1 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento).....	9
Figura 2.3. - Curvas de comportamento dos osciladores de um grau de liberdade linear e não linear.....	14
Figura 3.1. - Definição das exigências para mecanismos frágeis.....	24
Figura 4.1. – Modelo elementar genérico – associação de sub-elementos lineares e não lineares (zonas de formação de rótulas plásticas).....	28
Figura 5.2. – Modelo analítico do comportamento do aço.....	30
Figura 4.3. – Modelo analítico do comportamento do betão confinado.....	30
Figura 4.4. – Diagrama momento flector-curvatura de uma secção corrente de betão armado e correspondente aproximação linear.....	31
Figura 4.5. – Degradação da rigidez associada a inversão do sentido de carga (descarga).....	34
Figura 4.6. – Degradação da rigidez associada a inversão do sinal do momento flector (recarga).....	35
Figura 4.7.– Efeito de aperto (“pinching”).....	36
Figura 4.8. – Degradação de resistência (recarga).....	36
Figura 5.1. – Curva “pushover” do sistema MDOF e do sistema SDOF equivalente.....	41
Figura 5.2. – Curva “pushover” do sistema SDOF equivalente e do sistema bilinear correspondente.....	41
Figura 5.3. – Determinação do deslocamento de controlo para $T^* < T_C$	44
Figura 5.4. – Determinação do deslocamento de controlo para $T^* \geq T_C$	44
Figura 5.5. – Perfis de deslocamentos do modelo simplificado do ICONS resultantes de análises “pushover” envolvendo distribuições de força e deslocamento constantes.....	46
Figura 6.1. – Vista de frente e de topo do ICONS.....	49
Figura 6.2. – Esquema das cargas verticais estáticas aplicadas à estrutura.....	50
Figura 6.3. – Geometria e pormenores de armadura das vigas.....	51
Figura 6.4. – Geometria e pormenores de armadura dos pilares.....	51
Figura 6.5. – Designação dos diferentes elementos do ICONS.....	52
Figura 6.6. - Espectros de resposta elásticos para os estados limite DL, SD and NC (5% de amortecimento).....	55

Figura 6.7. – Distribuições real e teórica das rotações ao longo do comprimento de rótula plástica....	56
Figura 6.8. – Conjunto de acelerogramas artificiais para a zona sísmica 1 – NC e correspondentes espectros de resposta versus espectro regulamentar.	59
Figura 7.1. – Diagrama de momentos flectores admitindo a actuação exclusiva de forças horizontais.	61
Figura 7.2. – Definição da rotação da corda.	62
Figura 7.3. – Definição da rotação da corda em pilares.	63
Figura 7.4. – Definição da rotação da corda em vigas.....	64
Figura 7.5. – Definição da rotação da corda num elemento de barra.....	65
Figura 7.6. – Diagrama de momentos flectores no elemento estrutural.	70
Figura 7.7. – Translação da força F_s	71
Figura 7.8. – Cálculo dos momentos reais instalados de acordo com o EC8.	75
Figura 7.9. – Cálculo dos momentos reais instalados de acordo com o processo sugerido anteriormente.	75
Figura 7.10. – Degradação da resistência ao corte devido ao aumento do número.....	78
Figura 8.1. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8 (equação [65]), considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ e um esforço axial igual a $N_{extremo}$ – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.	80
Figura 8.2. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ para os diferentes valores de N – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.	82
Figura 8.3. – Diagrama de momentos flectores do ICONS devido às cargas verticais actuantes (kN.m).....	86
Figura 8.4. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L / 2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.....	88
Figura 8.5. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica e empírica prescritas pelo EC8 para $L_v = L / 2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.	92
Figura 8.6. – Rácios de ϕ_y e ϕ_u obtidos para as diferentes abordagens de N_{ed} por piso e por elemento de viga – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.	95
Figura 8.7. – Valores de ϕ_y obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} e as curvaturas obtidas pelas fórmulas simplificadas deduzidas por Priestley (equações [66] e [68])– NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.	98

Figura 8.8. – Valores de φ_u obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.....	99
Figura 8.9. – Valores de θ_u , θ_y e de $(\theta_u - \theta_y)$ por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC, zona sísmica 1.....	101
Figura 8.10. – Valores de θ_y e de θ_u função do nível de conhecimento da estrutura por elemento estrutural para os três níveis de conhecimento propostos pelo EC8 (N_{qp} , $L_v = L/2$).....	105
Figura 8.11. – Rádios por extremidade e por elemento estrutural para os três níveis de conhecimento propostos pelo EC8 – estado limite NC, zona sísmica 1.	106
Figura 8.12. – Valores de ρ_{max} / ρ_{min} obtidos para os diferentes estados limite e para as diferentes considerações de rigidez nos elementos estruturais.	108
Figura 8.13. – Padrão de deslocamentos em altura – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.	109
Figura 8.14. – Padrão de deslocamentos em altura – análise “pushover”, formato uniforme de cargas horizontais.	109
Figura 8.15. – 1ª e última iterações para determinação do deslocamento de controlo para a análise pushover – ponto de mecanismo estimado pelo programa computacional.	110
Figura 8.16. – 1ª e última iterações para determinação do deslocamento de controlo para a análise pushover – ponto de mecanismo arbitrado.	110
Figura 8.17. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.	111
Figura 8.18. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.	112
Figura 8.19. - Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.	112
Figura 8.20. - Esforço transversal para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.	113
Figura 8.21. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.....	114

Figura 8.22. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.	115
Figura 8.23. – Esforço transverso para a extremidade direita e esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.....	115
Figura 8.24. – Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.	116
Figura 8.25. – Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear, NC - zona sísmica 1.	117
Figura 8.26. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.....	118
Figura 8.27. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.....	119
Figura 8.28. - Esforço transverso para a extremidade esquerda e direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.....	119
Figura 8.29. - Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear, DL - zona sísmica 1.	120
Figura 8.30. - Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear regulamentar, DL - zona sísmica 1.....	121
Figura 8.31. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.....	122
Figura 8.32. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.....	122
Figura 8.33. - Esforço transverso para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.....	123
Figura 8.34. - Esforço transverso para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica	

(PM+ e PM-), análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1..... 123

Figura 8.35. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1..... 124

Figura 8.36. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1..... 125

Figura 8.37. - Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1..... 125

Figura 8.38. - Esforço transversal para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1..... 126

Figura 8.39. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do coeficiente de comportamento (“q-approach”) para a rigidez regulamentar, pela análise multimodal linear por espectro de resposta para a rigidez regulamentar e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, DL - zona sísmica 1..... 127

Figura 8.40. – Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do coeficiente de comportamento (“q-approach”) para a rigidez regulamentar, pela análise multimodal linear por espectro de resposta para a rigidez regulamentar e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, DL - zona sísmica 1..... 127

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e factores de confiança propostos pelo EC8-3.....	21
Tabela 8.1. – Valores dos esforços no pórtico” ICONS” devido à actuação exclusiva das cargas horizontais e esforços finais devido à actuação simultânea de todas as cargas.	87
Tabela 8.2. – Média dos esforços axiais instalados nos pilares no instante em que é atingido o deslocamento de controlo para cada estado limite e para as duas zonas sísmicas – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.....	90
Tabela 8.3. – Rácios N médio/ N quase permanente – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.	90
Tabela 8.4. – Média dos esforços axiais instalados nas vigas no instante em que é atingido o deslocamento de controlo – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.....	91
Tabela 8.5. – Valores de M_y , ϕ_y e ϕ_u obtidos para diferentes valores de N nos elementos de viga 5, 6, 7 e 8– análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, estado limite NC.....	93
Tabela 8.6. – Rácios de ϕ_y e ϕ_u obtidos para as diferentes abordagens de N – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, estado limite NC.....	94
Tabela 8.7. - Esforços axiais instalados nas vigas no instante em que é atingido o deslocamento de controlo para a análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais em cada um dos sentidos da solicitação horizontal e os esforços axiais mínimos e máximos retirados da análise dinâmica não linear – NC, zona sísmica 1.	97

1

INTRODUÇÃO

Foi concluída em 2006 a publicação pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) das 6 partes do Eurocódigo 8 relativo ao projecto sismo-resistente (ENV1998). O Eurocódigo 8 (EC8) para dimensionamento sísmico de estruturas introduz, na sua parte 3, disposições específicas para avaliação e reforço sísmico de edifícios. Encontram-se já em desenvolvimento as traduções para português dos 10 Eurocódigos existentes, nos quais se inclui o EC8, subdivididos num total de 60 documentos técnicos que contemplam aspectos relativos aos conceitos gerais de segurança, à definição das acções e ao dimensionamento e pormenorização de estruturas nos vários materiais estruturais. Encontram-se ainda em preparação, a nível nacional, os respectivos Anexos Nacionais que consagrarão as opções portuguesas quanto aos designados “Parâmetros de Determinação Nacional” (NDPs – “Nationally Determined Parameters”) que estão previstos nos diferentes Eurocódigos. Os aspectos relativos ao projecto sismo-resistente ficam, assim, agrupados num Eurocódigo único e específico, designado por Eurocódigo 8 – “Projecto de estruturas sismo-resistentes”, diferenciando-se da actual Regulamentação Nacional em que os aspectos sísmicos são tratados em conjunto com as outras acções.

Os Eurocódigos foram publicados pelo CEN como normas provisórias (ENV) ao longo da década de 90, com o intuito de uma harmonização técnica cujas raízes remontavam já à década de 70, resultando desse esforço o primeiro conjunto de Eurocódigos Estruturais. Em 1999, a Comissão Europeia decidiu mandar de novo o CEN para lançar o processo de conversão dos Eurocódigos em normas europeias definitivas (EN). A actual versão da parte 3 do EC8, elaborada no âmbito desse processo de conversão da ENV1998 a Norma Europeia, contém alterações significativas relativamente à sua versão inicial, alterações essas que resultaram, por um lado, da consideração dos comentários da comunidade científica e técnica dos países Europeus que integram o CEN e, por outro lado, da compatibilização com as disposições da parte 1 do mesmo Eurocódigo. A versão final da pré-norma reflecte as tendências mais recentes do dimensionamento sísmico, contendo disposições gerais relativas aos critérios e procedimentos para a avaliação das estruturas de edifícios e para intervenção estrutural. Os anexos, por seu turno, englobam disposições específicas para estruturas existentes de betão armado, metálicas e mistas e de alvenaria.

As primeiras estruturas porticadas de betão armado construídas em Portugal eram dimensionadas sem uma consideração rigorosa dos efeitos das acções sísmicas, pelo que a ductilidade inerente às estruturas deste tipo era fracamente explorada ao nível do dimensionamento. O principal critério de dimensionamento dos pilares era garantir uma área de compressão mínima, sendo prática corrente a variação de secção em altura e uma cintagem reduzida. Só na década de 60 é que se começa a considerar a acção sísmica no dimensionamento de estruturas, com a aprovação do RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) e do REBA (Regulamento das Estruturas de

Betão Armado). Estes regulamentos introduzem métodos de dimensionamento sísmico muito rudimentares, começando a explorar-se nessa altura o conceito de comportamento não linear. As deficiências estruturais dos edifícios de betão armado das décadas de 70 e 80 caracterizavam-se essencialmente pelo uso de baixas taxas de armadura, tanto longitudinais como transversais, resultando nas soluções típicas de pilares antigos (pouco confinados e sem armadura principal suficiente para suportar a acção de um sismo regulamentar actual). Era frequente a interrupção de armaduras principais das vigas em secções sujeitas a esforços elevados como nós estruturais, sem que essas armaduras fossem devidamente ancoradas no interior do nó, resultando numa má interligação dos elementos. A amarração insuficiente das armaduras longitudinais, nomeadamente de varões lisos de aço com baixa capacidade resistente, amarrados apenas com ganchos na extremidade e sem haver um cálculo explícito do comprimento de amarração necessário ou da capacidade de ancoragem do gancho era uma característica comum na pormenorização destas estruturas antigas. Concorria ainda para o mau comportamento estrutural a baixa capacidade resistente do betão corrente na altura e a distribuição irregular da sua qualidade ao longo da estrutura, derivando daí uma distribuição irregular de rigidez, originada também pelo insuficiente reforço dos nós de ligação pilar-viga e pelas variações bruscas de dimensão e rigidez (Saraiva e Appleton, 2006). A ausência de sismos de severidade considerável em Portugal, pelo menos em território continental, tem reduzido a relevância dada ao projecto sísmico de edifícios e também à verificação da maioria destas estruturas antigas. A auscultação da qualidade da construção nacional no que concerne à resistência dos edifícios à acção sísmica é, por outro lado, de difícil concretização, porquanto os casos de danificação/colapso estrutural são escassos no nosso país, tendo o território nacional a felicidade de não ter sofrido nas últimas décadas, à excepção do arquipélago dos Açores, sismos de elevada intensidade. Nos países europeus de moderado risco sísmico a avaliação de estruturas existentes já é uma prioridade, uma vez que a grande maioria dos edifícios antigos, nomeadamente os históricos, foram dimensionados sem recurso a qualquer consideração de índole sísmica no seu projecto de estruturas. A parte 3 do EC8 vem justamente colmatar a ausência de legislação neste âmbito, privilegiando o reforço e avaliação dessas estruturas antigas.

O método utilizado para proceder à avaliação sísmica das estruturas de um edifícios de acordo com a metodologia da parte 3 do EC8 - “Avaliação e Reforço de Edifícios” - passa pelo necessário conhecimento da estrutura, pela sua modelação e verificação da segurança. Salienta-se, no entanto, que a aplicação da parte 3 do EC8 não é passível de se fazer autonomamente, mas antes em completa parceria com os restantes Eurocódigos relevantes para cada caso em apreço. Assim, a aplicação da parte 3 do EC8 será profundamente influenciada pelo disposto na parte 1 do mesmo Eurocódigo, remetendo frequentes vezes para cláusulas que integram essa parte.

A parte 1 do EC8 centra-se unicamente no dimensionamento de estruturas novas. O conceito de adoptar estruturas dúcteis tem prevalecido na engenharia moderna de edifícios resistentes ao sismo, pelo que questões como a selecção correcta do nível de ductilidade a adoptar e o correspondente coeficiente redutor de força q a aplicar para uma classe específica de estruturas ganham especial expressão nesta parte 1 da norma, em conjugação com os detalhes de execução capazes de garantir em obra a ductilidade desejada na fase de projecto. Na maioria das estruturas a projectar as incertezas relativas a um eventual comportamento não linear são significativas: a presença e localização de eventuais zonas inelásticas bem como a ductilidade atribuída a essas zonas são variáveis desconhecidas e de complexa estimativa. Acresce a difícil tarefa de definir uma correlação directa entre esforços não lineares que se desenvolvem no sistema durante a excitação sísmica e as correspondentes forças experimentadas por um sistema estrutural elástico equivalente, razão pela qual as abordagens não lineares ganham relevância.

Na parte 3 do EC8, pelo contrário, o objectivo primordial prende-se com a avaliação de estruturas já existentes, sendo as exigências de comportamento definidas em termos da excedência de determinados estados limite, ou estados de dano, para níveis de protecção considerados apropriados pelas Autoridades Nacionais. Os critérios de análise e verificação das estruturas estabelecem-se, neste caso, com base na comparação entre exigências e capacidades nos vários elementos estruturais. Estas verificações são efectuadas em termos de deformações se o estado limite em causa for dúctil, ou em termos de resistências no caso de estados limite frágeis. A avaliação sísmica de edifícios existentes está, portanto, mais orientada para verificações locais ao invés de uma análise da resposta global da estrutura. De facto, a incerteza na avaliação das estruturas existentes, associada à época de construção, a eventuais imperfeições ocultas, ou a sismos anteriores com efeitos desconhecidos, é tipicamente diferente da incerteza inerente ao dimensionamento de estruturas novas. O objectivo último no dimensionamento de estruturas novas é garantir que estas são construídas com rigidez e resistência suficientes para garantir a preservação de vidas humanas quando solicitadas por sismos severos. Todavia, a garantia de um não colapso local ou global, mantendo a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo, não garante o requisito de limitação de danos, pelo que este critério é enfatizado no processo de avaliação de estruturas existentes prescrito na parte 3 do EC8.

O presente trabalho abordará com detalhe as cláusulas relevantes de cada uma das partes interessadas do EC8, parte 1 e 3, em capítulos diferenciados, de forma a possibilitar um melhor entendimento acerca das imposições provenientes de cada parte, sublinhando o facto de que qualquer processo de verificação estrutural que se intente fazer socorrer-se-á necessariamente de uma interpenetração de ambas as partes.

1.1. OBJECTIVOS

O presente estudo pretende a verificação estrutural de uma estrutura porticada de acordo com os procedimentos propostos na parte 3 do Eurocódigo 8. Para além de testar a aplicabilidade dos diversos procedimentos prescritos pela norma, este estudo ambiciona ainda retirar ilações acerca da consistência do grau de segurança subjacente às metodologias propostas.

Inclui-se neste relatório a definição dos critérios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas individuais existentes, com uma incidência particular na estimativa das capacidades fazendo variar o método de cálculo de alguns dos parâmetros mais relevantes que intervêm nas expressões regulamentares. A resposta estrutural é obtida para os diferentes tipos de análise contemplados na parte 3 do EC8, avaliando-se até que ponto as abordagens elásticas lineares conduzem a resultados próximos dos obtidos quando se fazem intervir procedimentos de cálculo não lineares.

1.2. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Neste trabalho abordam-se os princípios regulamentares para avaliação de edifícios existentes propostos na parte 3 do EC8. A utilização deste método de avaliação está dependente do conhecimento disponível ou obtido da estrutura já existente e de um conjunto de princípios gerais como o princípio da “capacity design”. Não se ambiciona apenas garantir a segurança da estrutura a avaliar, pretende-se também prever e controlar o seu comportamento, explorando ao máximo a ductilidade da estrutura e evitando roturas frágeis.

O presente trabalho contém nove capítulos principais. O segundo e terceiro capítulos correspondem à descrição detalhada das cláusulas mais relevantes das partes 1 e 3 do EC8, respectivamente. No capítulo 4 é descrito com pormenor o comportamento sísmico de estruturas de betão armado em

regime não linear. O capítulo 5, por seu turno, descreve pormenorizadamente o método de análise estática não linear (“pushover”), sublinhando vantagens e desvantagens. No capítulo 6 é descrito o pórtico escolhido para estudo, o qual é objecto de diferentes variantes de análise, desde a análise linear estática à dinâmica não linear. Na aplicação dos métodos de análise não lineares é abordada a caracterização do comportamento sísmico de estruturas em regime não linear através de um modelo numérico que pretende traduzir o comportamento não linear à flexão de elementos estruturais de betão armado, modelo esse descrito no capítulo 4. A estrutura porticada escolhida foi construída em Ispra, Itália, para fins de teste pseudo-dinâmico pelo Comité Europeu, levado a cabo pela associação ECOEST II / ICONS (Carvalho, 1999), toma o nome de “ ICONS” e pode ser considerada como representativa da prática de projecto e de construção características dos anos 70 nos países do Sudoeste Europeu tais como Itália, Portugal e Grécia. A estrutura é testada para os três estados limite de dano que o regulamento contempla e para as duas zonas sísmicas italianas mais gravosas. É testada a aplicabilidade de todos os métodos de análise para cada estado limite individual, concluindo-se acerca da segurança do pórtico.

No capítulo 7 é descrito com detalhe o Anexo A da parte 3 do EC8 para estimativa das capacidades para elementos de betão armado. Neste trabalho é dada especial relevância à estimativa das capacidades dos elementos estruturais pelas fórmulas que o regulamento sugere, fazendo variar o modo de cálculo de alguns dos parâmetros mais importantes que figuram nessas expressões. São estimados os valores das capacidades fazendo uso das variantes mais simplificadas às mais complexas, comparando-se depois as capacidades obtidas e concluindo acerca da possibilidade de se restringir o cálculo das capacidades a um procedimento mais simplificado e menos moroso. É ainda estudada a influência dos factores de confiança descritos no ponto 3.1 deste relatório no cálculo das capacidades (o valor do coeficiente de confiança afecta as propriedades dos materiais), directamente ligados à aplicação do conceito de nível de conhecimento KL (“level of knowledge”), em função do qual se definem os métodos de análise válidos e o valor do coeficiente de confiança a aplicar. Estes factores de confiança pretendem traduzir a quantidade e fiabilidade da informação que se tem da estrutura a avaliar, afectando a estimativa das capacidades e introduzindo implicitamente um dado intervalo de confiança nos valores obtidos. Todos os resultados constam do capítulo 8, referindo-se o capítulo 9 às conclusões gerais do trabalho.

2

EC8 – PARTE 1

O objectivo último do projecto sismo-resistente prescrito na parte 1 do EC8 (EC8-1) é o de, na eventualidade da ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil relevantes. Este objectivo genérico tem uma tradução concreta no estabelecimento dos dois níveis de verificação sísmica que são formulados nesta parte 1 da norma e que visam fundamentalmente uma exigência de não-colapso, sob a acção de um evento sísmico raro (“exigência de não colapso”), em parceria com uma outra exigência de limitação de danos, sob a acção de sismos relativamente frequentes (“exigência de limitação de danos”). Esta última exigência destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas, estando-lhe subjacente o objectivo de evitar os danos estruturais e de restringir os danos não estruturais a situações facilmente e economicamente reparáveis.

A parte 1 do EC8 impõe que a estrutura deva ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da acção sísmica de cálculo (a qual vem consequentemente associada a um período de retorno bastante inferior), sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os custos da própria estrutura. A grande dificuldade do problema reside justamente na definição de correlações eficazes entre os estados conceptuais e outros parâmetros de análise local como deslocamentos, energia dissipada e ductilidade.

A segurança face ao colapso é controlada pela capacidade de deformação inelástica dos elementos dúcteis e pela capacidade resistente dos elementos frágeis, surgindo neste contexto o método de cálculo pela capacidade real (“capacity design”), segundo o qual alguns elementos do sistema estrutural são escolhidos e devidamente calculados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia sob a acção de deformações severas, enquanto que todos os restantes elementos são dotados de resistência suficiente para que o esquema escolhido de dissipação de energia possa ser mantido. Para controlar esses mecanismos dissipativos inelásticos é necessário impor valores de resistência e ductilidade, por forma a evitar o aparecimento de rótulas plásticas em locais não previstos, privilegiando excessos de resistência em relação aos valores de cálculo nos elementos onde se pretende evitar o aparecimento de rótulas plásticas. Este sobredimensionamento das zonas não escolhidas para a formação das rótulas plásticas deve garantir a sua permanência em regime elástico para o valor máximo da resistência das zonas potencialmente dissipativas. Neste contexto, o cálculo da resistência máxima das rótulas plásticas deve ser baseado nas áreas de armaduras projectadas e não nos valores de cálculo (Bento, 1996). Atendendo à distribuição expectável de esforços nos elementos quando solicitados por uma acção sísmica, as extremidades das vigas são os locais mais adequados para a formação de rótulas plásticas, já que é necessário um maior número de rótulas plásticas para a

formação de um mecanismo caso estas se desenvolvam nas extremidades das vigas, ao invés de se formarem nas extremidades dos pilares. A formação de rótulas plásticas nos pilares dificulta a evolução da plasticidade ao longo da estrutura e envolve um aumento significativo dos efeitos de 2ª ordem que podem conduzir à rotura prematura da estrutura. Este princípio de dimensionamento é geralmente denominado de “viga fraca-pilar forte”, e consegue-se concretizar garantindo que o somatório dos momentos resistentes dos pilares convergentes num dado nó seja superior ao somatório dos momentos resistentes das vigas aí convergentes.

Na regulamentação actual, o nível de desempenho de uma dada estrutura é introduzido implicitamente através da utilização de diversos coeficientes empíricos e exigências de pormenorização estrutural, ao invés de ser uma meta explícita, abordagem que se mantém na parte 1 do EC8. Uma abordagem por níveis de desempenho, privilegiando o controlo explícito de deslocamentos, é apenas introduzida na parte 3 da norma para avaliação de estruturas já existentes, não tendo aplicação directa no cálculo de estruturas novas.

2.1. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL E CLASSIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

No dimensionamento sísmico de estruturas, os edifícios são classificados como sendo regulares ou não-regulares. A classificação da estrutura tem implicações directas no modelo estrutural, que pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial, bem como nos métodos de análise aplicáveis e no valor do coeficiente de comportamento, q , a aplicar, o qual deve ser minorado em 20% para situações de não regularidade em altura (ponto 4.2.3.1.(7) do EC8-1).

Um edifício definido como regular no plano deve satisfazer uma série de condições, das quais se destacam as seguintes:

- A estrutura deve exibir uma rigidez lateral e uma distribuição de massa aproximadamente simétricas no plano em relação aos dois eixos ortogonais principais;
- A configuração plana de cada piso deve ser compacta, isto é, deve ser desprovida de reentrâncias importantes ao longo da linha poligonal que delimita o piso. A existirem reentrâncias, a regularidade no plano pode ainda ser admitida desde que essas irregularidades não perturbem a rigidez afecta àquele plano e a área entre a linha limítrofe do piso e a linha poligonal que limita esse mesmo piso não exceda 5% da área total do piso;
- O piso deve ser dotado de uma rigidez suficientemente elevada no seu plano quando comparada com a rigidez dos elementos verticais resistentes, de modo a que a deformação do piso não influencie significativamente a distribuição de forças pelos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ do edifício não deve ser superior a 4, onde $L_{\max}$ e $L_{\min}$ representam a maior e menor dimensões em planta da estrutura, medidas em direcções ortogonais, respectivamente.

No ponto 4.2.3.3 da parte 1 do EC8 são descritas as condições que a estrutura deve verificar de forma a ser classificada como regular em altura, que acrescem às imposições anteriores que se prendem exclusivamente com a regularidade em planta. Assim, é imposto que todos os sistemas resistentes laterais (pórticos, paredes) devam progredir em altura sem quaisquer interrupções, desde a sua fundação até ao topo do edifício (no caso de existirem reentrâncias relevantes que ocorram a alturas diferentes do edifício, a continuidade desses mesmos elementos deve ser mantida desde a sua fundação até ao topo da zona mais relevante da estrutura). A rigidez lateral e a massa individual de cada piso devem permanecer constantes ou exibir uma redução gradual em altura, sem mudanças

abruptas desde a base até ao topo do edifício. O ponto 4.2.3.3.(5), por seu turno, contempla uma série de verificações a aplicar nos casos em que existam reentrâncias importantes.

A parte 1 do EC8 distingue ainda os elementos estruturais em elementos “primários” e “secundários”, podendo a resistência e rigidez face às acções laterais dos elementos secundários serem desprezadas, sendo que todos os elementos deverão ser verificados para as cargas gravíticas e para os deslocamentos de dimensionamento, com a adequada consideração dos efeitos de 2ª ordem (ponto 4.2.2.(1) do EC8-1). Esta distinção não exclui os elementos caracterizados como secundários da total verificação dos requisitos de pormenorização e de um dimensionamento pelo método de cálculo da capacidade real (“capacity design”). A inclusão destes elementos no modelo estrutural global é até particularmente aconselhável quando se realizem análises não lineares, podendo a escolha destes elementos considerados como secundários variar em função dos resultados de uma análise preliminar (note-se, no entanto, que a cláusula 4.2.2.(4) impõe que a contribuição total para a rigidez às acções laterais dos elementos definidos como secundários não deve exceder 15% da rigidez correspondente aos elementos primários). No ponto 4.2.2 é ainda sublinhado o facto de que em nenhuma situação a selecção destes elementos secundários deve alterar a classificação da estrutura, de acordo com os critérios de regularidade já descritos.

2.2. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Dada a grande diferença de casualidade sísmica nos diferentes países europeus e das respectivas fontes sísmo-genéticas, a acção sísmica é definida na parte 1 do EC8 por um conjunto de parâmetros cujos valores numéricos podem ser ajustados pelas autoridades de cada país de acordo com as condições específicas do seu território. A amplitude da protecção probabilística que pode ser atribuída às diferentes categorias de edifícios constitui um problema de optimização da distribuição de recursos e da economia global, variando, por conseguinte, de país para país, dependendo da importância relativa do risco sísmico em relação a riscos de outra natureza. Assim, o EC8 na sua parte 1, cláusula 2.1.(2) e (3), introduz um factor de importância a atribuir aos edifícios, variável consoante o nível de segurança que se pretende no dimensionamento de cada obra específica. Os diferentes níveis de fiabilidade são obtidos modificando a acção sísmica de referência ou os efeitos da acção, através deste coeficiente de importância. A posição da estrutura num cenário pós-sísmico, a importância económica da interrupção das actividades afectas àquela estrutura e o seu valor histórico são variáveis de extrema relevância na definição deste coeficiente. Ainda que as disposições desta norma sejam aplicáveis a todas as categorias de edifícios, a sua aplicabilidade à verificação e reforço de monumentos e edifícios históricos é reduzida, sendo neste caso necessárias abordagens alternativas que tenham em conta a especificidade dos monumentos em causa.

O movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta de aceleração, também designado por “espectro de resposta elástico”, ilustrado na figura 2.1 e traduzido pela expressão [1], prescritas no ponto 3.2.2.2, EC8-1.

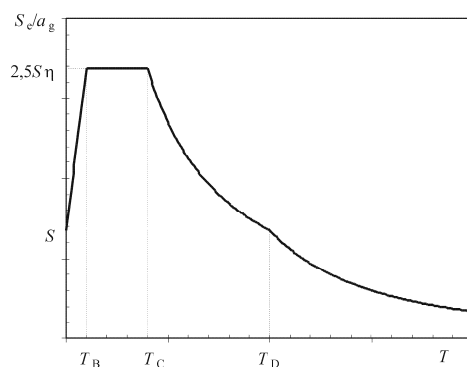


Figura 2. 1.- Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\ T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{array} \right. \quad [1]$$

onde :

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástica em aceleração;

T é o período de vibração;

a_g é a aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A), dado por $\gamma_1 \cdot a_{gR}$, em que γ_1 é o coeficiente de importância da estrutura e a_{gR} é a aceleração máxima de projecto para a acção sísmica de referência;

T_B é o período que limita inferiormente o ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o período que limita superiormente o ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o período que define o início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor que tem em conta a influência do tipo de terreno;

η é o factor de correcção do amortecimento, com um valor de referência unitário para situações de 5% de amortecimento.

A forma espectral é condicionada pelos valores atribuídos ao conjunto de variáveis anteriormente indicadas, o que permite obter o espectro de resposta mais adaptado a cada situação nacional concreta. As variáveis T_B , T_C , T_D e S são NDPs e constam dos Anexos Nacionais, específicos para cada país.

Estes parâmetros são função do tipo de terreno, existindo cinco tipos distintos de condições de terreno, descritos adequadamente no Anexo Nacional. A definição dos diferentes tipos de terreno não é um NDP, mas a cada tipo de terreno corresponde uma configuração espectral distinta, essa sim com carácter de um NDP.

O terreno de tipo A corresponde a terrenos em rocha ou com formações geologicamente idênticas, compreendendo eventualmente estratos superficiais alterados com uma espessura máxima de 5m (velocidade das ondas sísmicas s medidas a 30 metros de profundidade, $V_{s,30}$, superior a 800m/s). O terreno de tipo B, por seu turno, corresponde a solos muito rijos ou, no caso de solos argilosos, a argilas muito consistentes (devem exibir uma resistência à penetração elevada com um valor de N_{SPT} superior a 50 ou uma coesão não drenada superior a 250kPa). Os terrenos de tipo C e D correspondem a solos médios e brandos, tendo associados valores de $V_{s,30}$ tipicamente baixos, correspondendo-lhes baixo amortecimento interno e um domínio de comportamento linear anormalmente amplo, podendo produzir amplificações sísmicas locais gravosas (note-se que o espectro referente a estes tipos de terreno é nitidamente mais gravoso, como se pode observar pela figura 2.2.). É ainda considerado um terreno de tipo E, correspondente a situações de formações brandas de pequena espessura (5 a 20m) com velocidades $V_{s,30}$ idênticas às dos terrenos de tipo C e D sobre formações rochosas ou quase rochosas com grande contraste de rigidez, caracterizando-se estas formações rochosas por valores de $V_{s,30}$ superiores a 800m/s .

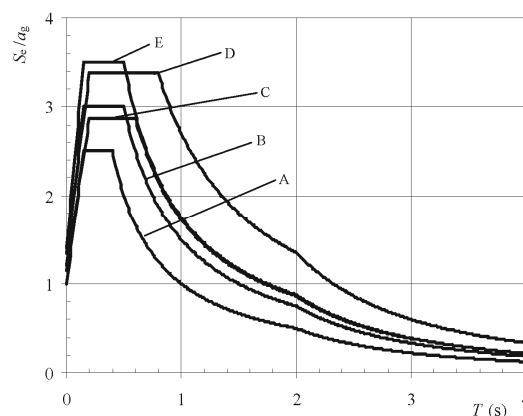


Figura 2. 2. - Espectros de resposta elástica do Tipo 1 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento).

A parte 1 do EC8 prevê duas configurações espectrais distintas recomendadas para situações de diferente sismo-génese. O espectro de tipo 1 corresponde a situações em que o evento sísmico condicionante apresenta uma magnitude superior a 5,5, correspondendo o espectro de tipo 2 a magnitudes inferiores àquele valor. O espectro de tipo 1 associa-se tipicamente a cenários de sismos afastados (interplacas), enquanto que ao espectro de tipo 2 se associa o cenário de sismo próximo (intraplaca), distinção que também vigora no Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1993). As diferentes condições de sismo-génese referidas, bem como as diferentes possibilidades de distância epicentral e de condições de propagação das ondas sísmicas, conduzem à alteração dos valores dos parâmetros definidores anteriores de acordo com as condições específicas de cada país.

No EC8-1, cláusulas 3.2.1.(1) e (2), é ainda indicado que as Autoridades Nacionais devem subdividir o território em zonas sísmicas, atribuindo a cada zona uma aceleração máxima de projecto de referência (para o período de referência e para rocha – terreno do tipo A), a_{gR} .

Nalguns casos, porém, pode ser económica ou tecnicamente difícil atingir em edifícios antigos ou reforçados o nível de segurança proposto pelo regulamento, dadas as elevadas acelerações de solo envolvidas nos espectros prescritos. O tempo de vida útil corrente de uma estrutura é de cerca de 50 anos, podendo este tempo ser despropositado em projectos de reforço, não só por ser idêntico ao de uma estrutura nova, mas também porque, muitas vezes, já foi ultrapassado nas estruturas antigas que se pretendem reforçar.

Uma solução para tornar a acção menos condicionante passa por definir um coeficiente redutor da acção, em função do tempo de vida útil restante da estrutura. A parte 4 do EC8, “Silos, reservatórios e condutas enterradas”, sugere uma fórmula com este fim, dada por:

$$\alpha = e^{\log\left(\frac{L_{t,res}}{L_t}\right)} \quad [2]$$

em que:

α é o coeficiente redutor da acção;

L_t é o período de vida útil de referência, habitualmente 50 anos;

$L_{t,res}$ é o período de vida útil residual.

O regulamento americano propõe que a verificação da segurança de estruturas de edifícios existentes seja efectuada para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos de vida da estrutura. No EC8, os períodos de retorno associados a cada estado limite são também estimados para um tempo de vida da estrutura de 50 anos, sendo a fórmula matemática que traduz a relação entre uma dada probabilidade de excedência da acção sísmica e o período de retorno que lhe corresponde dada por:

$$T_R = T_L / \ln(1 - P_R) \quad [3]$$

em que:

P_R é a probabilidade de excedência da acção;

T_R é o período de retorno considerado;

T_L é o período de vida útil da estrutura, ao longo do qual se pretende que se verifique a probabilidade de excedência P_R .

A parte 1 do EC8 apresenta ainda uma fórmula que permite calcular a variação de probabilidade em função da variação da acção, permitindo calcular a taxa de excedência anual, $H(a_{gR})$, de uma dada aceleração a_{gR} , e fazendo intervir duas variáveis constantes, k_o e k , que dependem da sismicidade do país em causa, tomando k valores da ordem de 3:

$$H(a_{gR}) = k_o \cdot a_{gR}^{-k} \quad [4]$$

Relacionando as fórmulas anteriores, é possível calcular o valor de a_{gR} associado a um dado período de vida útil que se faz variar. O valor do coeficiente de importância, γ_1 , deve ser igualmente corrigido, por forma a obter a mesma probabilidade de excedência da acção sísmica no tempo T_L como em T_{LR} , tempo para o qual a acção sísmica é definida no regulamento, de acordo com a fórmula:

$$\gamma_1 \approx \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-1/k} \quad [5]$$

onde T_L é novo tempo de vida útil imposto à estrutura, sendo T_{LR} o tempo de vida útil regulamentar.

O EC8 refere ainda um outro espectro, este nitidamente vocacionado para dimensionamento, usado nos métodos de análise linear propostos. De forma a evitar uma análise inelástica explícita, a capacidade da estrutura em dissipar energia pode ser tida em conta através da utilização de um espectro de resposta reduzido (“design spectrum”), quando se opta por uma análise modal linear elástica por espectro de resposta. O coeficiente de comportamento intenta aproximar as forças sísmicas que a estrutura efectivamente experimenta, sendo uma aproximação ao rácio entre as forças sísmicas, se a resposta da estrutura fosse completamente elástica com 5% de amortecimento, e as forças sísmicas a usar no seu dimensionamento recorrendo a um modelo elástico de análise convencional, procurando garantir assim uma resposta satisfatória da estrutura. O valor de q entra em linha de conta com a possibilidade de amortecimentos distintos do valor típico de 5%, variando conforme o sistema estrutural e a ductilidade pretendida, podendo ser diferente consoante a direcção horizontal em análise.

O movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície é, para este caso, traduzido pelas seguintes fórmulas, prescritas pela parte 1 do EC8, ponto 3.2.2.5.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \\ T_D \leq T : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \end{array} \right. \quad [6]$$

onde :

$S_e(T)$ é o espectro de resposta de dimensionamento;

T , a_g , T_B , T_C , T_D e S coincidem com os parâmetros já definidos anteriormente a propósito do espectro de resposta elástico;

q é o coeficiente de comportamento;

β é um factor que toma correntemente o valor de 0,2 e que pretende garantir um limite mínimo de aceleração espectral nos ramos descendentes do espectro.

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE

Embora a parte 1 do EC8 permita todas as metodologias de análise, desde uma análise modal elástica linear com recurso a espectros de resposta à dinâmica não linear, as abordagens lineares são as de uso mais corrente no dimensionamento de estruturas novas. As metodologias de análise estática não linear (“pushover”) favorecem a obtenção de uma resposta sísmica mais fidedigna quando comparadas com as metodologias lineares, embora envolvam um maior esforço de tratamento de dados e computacional.

Tanto a utilização dos métodos elásticos como a aplicação de uma análise “pushover” usando modelos planos estão restringidas a determinadas condições de aplicabilidade (condições de regularidade em planta conducentes a uma distribuição uniforme da não linearidade no edifício visando uma resposta regular da estrutura). O ponto 4.3.3.1.(8) permite a utilização de uma abordagem linear mesmo que o critério de regularidade no plano não seja cumprido, impondo uma série de condições adicionais das quais se destacam a imposição de uma altura máxima de 10 m para a estrutura em causa, devendo o edifício exibir uma distribuição equilibrada e relativamente rígida das suas diferentes partições. No entanto, as estruturas que ainda assim não verifiquem nenhuma destas imposições adicionais podem igualmente ser projectadas por métodos lineares, embora seja especificamente prescrito o uso de um modelo espacial. A análise não linear estática é abordada no ponto 4.3.3.4.2. do EC8-1, constituindo uma alternativa ao dimensionamento linear elástico baseado na aplicação do coeficiente de comportamento, sendo igualmente exigível um modelo tridimensional nas situações em que nenhuma das condições estipuladas nos pontos 4.2.3.2 e 4.3.3.1(8)a-e) do EC8-1 sejam verificadas. Esta análise corresponde a uma abordagem não linear em que a estrutura é solicitada lateralmente por um formato de cargas horizontais monotonicamente crescentes, capazes de simular com alguma aproximação a acção sísmica pretendida. Da análise resulta uma curva de capacidade da estrutura, onde se relaciona o corte basal ao nível da fundação com o deslocamento de topo do edifício.

Os métodos de análise lineares, por seu turno, contemplam duas variantes: uma análise por forças laterais (“lateral force method”), aplicável a estruturas cuja resposta não é significativamente influenciada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados, devendo o período associado ao seu modo fundamental em cada direcção principal verificar os limites superiores de $4T_c$ e 2,0s, e uma análise modal linear elástica por espectro de resposta, sendo esta última metodologia aplicável a todo o tipo de edifícios. Na análise por forças laterais é ainda imposto que o critério de regularidade em altura seja cumprido, sendo as forças a aplicar ao nível de cada piso estimadas através da seguinte fórmula:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad [7]$$

onde z_i e z_j representam as alturas das massas m_i e m_j , respectivamente, acima do nível de aplicação da acção sísmica. O valor de F_b corresponde ao corte basal da estrutura e é determinado através da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [8]$$

onde $S_d(T_1)$ representa a ordenada retirada do espectro de projecto para uma abcissa igual ao período fundamental da estrutura, T_1 , m é a massa total do edifício acima da fundação e λ é um factor correctivo que toma o valor de 0,85 se $T_1 \leq 2T_c$ e um valor unitário nos restantes casos.

A estimativa das forças a aplicar ao longo da altura da estrutura baseia-se nos pressupostos do método de Rayleigh, sendo imposto no ponto 4.3.3.2.3.(4) da parte 1 do regulamento que as diferentes forças F_i , determinadas de acordo com 4.3.3.2.3(2) e (3), sejam distribuídas no sistema resistente lateral assumindo que os pisos são rígidos no seu plano. O modo fundamental de cada estrutura, subjacente a todo o cálculo de forças, pode ser calculado por métodos de análise dinâmica ou pode ser aproximado por deslocamentos horizontais linearmente crescentes ao longo da altura do edifício, na escassez de meios de cálculo mais rigorosos. Uma vez que este tipo de análises estáticas sobrestimam sistematicamente os resultados quando comparados com os obtidos em análises lineares por espectro de resposta, o EC8 permite a multiplicação dos resultados pelo tal factor correctivo, λ , discretamente incorporado na fórmula de cálculo da força correspondente ao corte basal da estrutura, F_b . Este factor é justificado através de uma nota explicativa (ponto 4.3.3.2.2.(1) da parte 1), a qual sublinha que, para os casos de edifícios com três ou mais andares e com mobilidade transversal, a massa modal efectiva para o primeiro modo de vibração é, regra geral, 15% inferior à massa total do edifício. Sublinhe-se que a análise modal linear elástica por espectro de resposta socorre-se do espectro de resposta de dimensionamento, fazendo uso do coeficiente de comportamento q .

No caso de se optar por uma abordagem dinâmica não linear, as maiores dificuldades residem fundamentalmente na definição da acção sísmica. O EC8 permite a consideração de acelerogramas artificiais ou acelerogramas registados ou simulados. O número de acelerogramas a utilizar deve ser tal que proporcione uma medida estatística estável das quantidades de interesse da resposta. A amplitude e a gama de frequências dos acelerogramas devem ser escolhidos de tal forma que a sua utilização resulte num nível global de fiabilidade equivalente ao nível inerente à utilização do espectro de resposta elástico conforme definido no regulamento. Para além de especificar o número mínimo de 3 ou 7 acelerogramas (resposta máxima ou resposta média, respectivamente), o EC8 especifica uma série de condições adicionais que os acelerogramas devem verificar, nomeadamente:

- A média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo (calculada a partir dos acelerogramas individuais) não deve ser inferior ao valor $a_g S$ para o local em questão, em que a_g é o valor de cálculo da aceleração na base para o período de retorno de referência (PGA- “peak ground acceleration”), para um solo do tipo A e S é o parâmetro de caracterização do tipo de solo.
- Na gama de períodos entre $0,2 T_f$ e $2 T_f$, sendo T_f o período fundamental da estrutura na direcção de aplicação do acelerograma, nenhum valor do espectro médio, estimado para um amortecimento de 5% – calculado a partir de todos os acelerogramas -, deve ser menor do que 90% do valor que lhe corresponde no espectro elástico regulamentar para igual amortecimento.

2.4. FUNDAMENTOS DA TEORIA DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO – “Q- FACTOR APPROACH”

Quando uma estrutura é solicitada por uma dada acção sísmica ocorrem incursões em regime não linear, pelo que essa não linearidade deve ser tida em consideração no dimensionamento e verificação sísmica das estruturas. Às deformações inelásticas estão associados fenómenos dissipativos de energia, implicando uma redução dos esforços experimentados pela estrutura. Este facto levou à introdução do coeficiente de comportamento, o qual é utilizado para efeitos de cálculo para reduzir as forças obtidas através de uma análise linear, de forma a considerar a resposta não linear da estrutura. Este coeficiente pretende ter em conta, de uma forma aproximada, a ductilidade global da estrutura e a sua capacidade de redistribuição de esforços.

O coeficiente de comportamento em força, q_F , é uma grandeza que permite a correcção dos valores das forças generalizadas obtidas por uma análise linear elástica. Este coeficiente está relacionado com os valores últimos de forças aplicadas ao sistema estrutural:

$$q_F = \frac{F_{Linear}}{F_{Não\ linear}} \quad [9]$$

O coeficiente de ductilidade em força, η , é um coeficiente relacionado com o processo de dimensionamento que permite reduzir os valores das forças obtidas em regime elástico linear, de forma a obter as correspondentes forças generalizadas de cedência:

$$\eta = \frac{F_{Linear}}{F_{Cedência}} \quad [10]$$

Se se admitir um comportamento elasto-plástico para o material, o valor da força em regime não linear coincidirá com o valor da força em cedência, pelo que o coeficiente de comportamento em força, q_F , coincidirá com o coeficiente de ductilidade em força, η . Dada a coincidência entre estes dois coeficientes, para situações de comportamento elasto-plástico, os valores do coeficiente de ductilidade em força (efectivamente usado em dimensionamento) são correntemente denominados de coeficientes de comportamento, q (Costa, 1989).

Considerando um oscilador linear de um grau de liberdade equivalente, capaz de traduzir a resposta estrutural numa dada análise linear (comportamento dominado essencialmente pelo modo fundamental de vibração da estrutura), é possível definir igualmente um oscilador não linear equivalente de um grau de liberdade, capaz de traduzir simplificadaamente um comportamento elasto-plástico e dotado de uma rigidez elástica igual à do oscilador linear (Romão, 2002). Admita-se um deslocamento de cedência, d_y , de acordo com a figura 2.3..

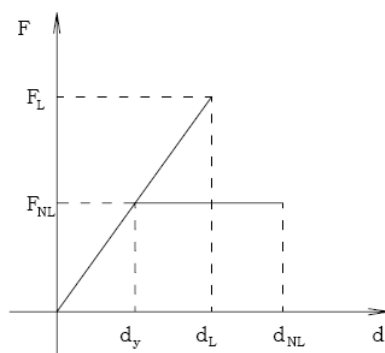


Figura 2. 3.- Curvas de comportamento dos osciladores de um grau de liberdade linear e não linear.

Na figura 2.3. representa-se o comportamento dos dois osciladores, em termos de relação força-deslocamento: F_L e d_L correspondem aos valores máximos de força e deslocamento para o caso do oscilador linear, enquanto que F_{NL} e d_{NL} caracterizam a curva bilinear para o caso do oscilador não linear. Neste contexto, a ductilidade em deslocamentos, também designada por ductilidade exigida, pode ser expressa por:

$$\mu_d = \frac{d_{NL}}{d_y} = \frac{d_{ult}}{d_y} \quad [11]$$

Para estruturas flexíveis, os dois osciladores apresentarão deslocamentos máximos muito próximos, quando sujeitos a uma dada acção sísmica, o que permite estabelecer um critério de igualdade de deslocamentos como critério de equivalência a aplicar numa análise linear. Assim:

$$\begin{aligned} \frac{d_L}{d_{NL}} &= 1 \\ \frac{F_L}{d_L} &= \frac{F_{NL}}{d_y} \Rightarrow \frac{F_L}{F_{NL}} = \frac{d_L}{d_y} \\ q &= \frac{d_L}{d_y} = \frac{d_{NL}}{d_y} \Rightarrow q = \mu_d \end{aligned} \quad [12]$$

Contudo, esta abordagem pode não fornecer resultados adequados, mediante a diversidade de estruturas possíveis e o elevado número de incertezas envolvidas. Note-se que esta hipótese não se ajusta adequadamente a estruturas com períodos muito pequenos ou com períodos muito longos, isto é, a estruturas muito rígidas ou muito flexíveis, respectivamente, sendo ainda questionável a sua adequação a estruturas de períodos médios, dado que o comportamento elasto-perfeitamente plástico assumido previamente se afasta consideravelmente do comportamento histerético real dos sistemas inelásticos. O trabalho de Newmark e Hall (1982) a este respeito estabelece que para frequências muito baixas (até cerca de 0,3 Hz) o deslocamento não linear é inferior ao linear, pelo que $q > \mu_d$ (Romão, 2002).

Para uma gama de frequências mais elevadas, dos 2 aos 8 Hz, e por aplicação do princípio da igualdade da energia de deformação máxima dos sistemas, obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{F_L d_L}{2} &= \frac{F_{NL} d_y}{2} + F_{NL} (d_{NL} - d_y) \\ \frac{F_L d_L}{2} &= F_{NL} d_{NL} - \frac{F_{NL} d_y}{2} \\ \frac{F_L}{F_{NL}} \frac{d_L}{2} &= d_{NL} - \frac{d_y}{2} \\ q d_L &= 2 d_{NL} - d_y \\ q \frac{d_L}{d_y} &= 2 \mu_d - 1 \end{aligned} \quad [13]$$

Substituindo na expressão anterior $q = \frac{d_L}{d_y}$, resulta:

$$q^2 = 2 \mu_d - 1 \Rightarrow q = \sqrt{2 \mu_d - 1} \quad [14]$$

Duas situações ideais definem a fronteira para a relação entre o coeficiente de comportamento e a ductilidade em deslocamentos: $\mu_d = q$, designando-se este princípio por princípio da igualdade de deslocamentos, para estruturas com períodos relativamente longos (frequências de 0,3 até cerca de 2Hz), e a condição traduzida pela seguinte expressão, válida para estruturas de período médio:

$$\mu_d = \frac{1}{2}(q^2 + 1) \quad [15]$$

O EC8, na sua parte 1, cláusula 5.2.3.4.(3) traduz a ductilidade em curvatura como uma função do valor base do factor de comportamento, q_o , socorrendo-se das expressões acima apresentadas na nota explicativa anexa à cláusula. Na abordagem regulamentar, a ductilidade global em deslocamentos é relacionada com a ductilidade em curvatura para as regiões críticas onde as deformações inelásticas tendem a ocorrer. O regulamento sugere a expressão [16] como uma aproximação conservativa, capaz de traduzir eficientemente esta relação para estruturas de betão.

$$\mu_{1/r} = 1 + 2(\mu_d - 1) = 2\mu_d - 1 \quad [16]$$

O valor de q_o é utilizado em detrimento de q uma vez que o último será sempre inferior ao primeiro para edifícios irregulares, reconhecendo-lhes a necessidade de uma maior resistência lateral. Contudo, a ductilidade em curvatura acaba por resultar superior à calculada usando o valor de q , pelo que uma redução na ductilidade em curvatura exigida não é justificada.

Por substituição da condição [15] na expressão [16], obtém-se directamente a expressão prescrita pelo EC8 para estruturas flexíveis, contemplando ainda uma correcção para estruturas mais rígidas, através de um factor que relaciona o período fundamental da estrutura, T_1 , com o valor de T_c :

$$\mu_{1/r} = 2q_o - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad [17]$$

$$\mu_{1/r} = 1 + 2(q_o - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c \quad [18]$$

Expressões como as anteriores tendem a ser atractivas pela sua simplicidade, estando ainda implícitas no processo para determinação do deslocamento de controlo para análises “pushover”, de acordo com o indicado no Anexo B da parte 1 do presente regulamento. Este processo será analisado em detalhe no capítulo 5.

As partes 1 e 3 do EC8 contemplam a possibilidade de cálculo da resposta sísmica de uma dada estrutura com recurso justamente a factores de comportamento, tomando essa abordagem o nome de “q-factor approach” na parte 3. A cláusula 5.2.2.2. do EC8, parte 1, permite estimar o valor do factor de comportamento, q , muito embora só defina o valor de q_o para situações de média e alta ductilidade, sugerindo para q_o o valor de $3,0\alpha_u / \alpha_o$, no caso de estruturas porticadas correntes de ductilidade média. α_1 e α_u correspondem, por seu turno, a factores multiplicativos da acção sísmica horizontal, identificando-se o primeiro com o instante de formação da primeira rótula plástica e o segundo com o instante em que passa a existir um número suficiente de rótulas capazes de gerar um mecanismo e consequente instabilidade na estrutura. Pórticos irregulares em altura são penalizados com uma redução de 20% no valor do coeficiente de comportamento.

Embora o método do coeficiente de comportamento tenha algumas deficiências, nomeadamente a idealização de um sistema não linear equivalente com comportamento elasto-perfeitamente plástico que dificilmente equivale ao comportamento pós-plástico da estrutura e a forma como penaliza globalmente toda a estrutura, pelo carácter global inerente ao próprio coeficiente, comprova-se que se a estrutura for regular e se os primeiros modos de vibração forem condicionantes para a resposta esta metodologia conduz a resultados adequados (Priestley, 1993).

2.5. SENSIBILIDADE À FORMA COMO SE AVALIA A RIGIDEZ SECANTE NO PONTO DE CEDÊNCIA - ABORDAGEM BILINEAR

Uma das condições primordiais a cumprir para se obter um modelo convenientemente próximo da realidade, quando se utilizam análises elásticas, é o uso de uma adequada rigidez elástica. Para estruturas de betão armado, este facto implica o uso de uma rigidez efectiva que traduza a fendilhação no elemento até ao ponto de cedência. Se a análise fizer uso de uma rigidez que simule eficazmente a rigidez secante ao ponto de cedência do elemento, a análise elástica terá boas probabilidades de se aproximar à distribuição inelástica de deslocamentos e deformações que é suposto ocorrerem na estrutura devido à acção sísmica.

Se se aplicar uma filosofia baseada em forças e rigidezes, é mais conservativo o uso de uma estimativa da rigidez secante por excesso, uma vez que isso provocará o aumento do período e da correspondente aceleração espectral para a qual a estrutura é dimensionada, para situações de estruturas correntes (períodos fundamentais pequenos). Todavia, de uma perspectiva baseada em deslocamentos e deformações, esta abordagem é muito pouco conservativa. O EC8 permite, na sua cláusula 4.3.1.(7), o uso de uma rigidez igual a 50% da rigidez elástica dos elementos estruturais, por forma a simular nesses mesmos elementos a sua rigidez em fase fendilhada, desprezando qualquer contribuição da armadura. Este valor de 50% da rigidez elástica para cada elemento corresponde efectivamente a uma estimativa muito pouco conservativa, uma vez que os estudos experimentais têm revelado que esta rigidez secante no ponto de cedência, incluindo já os efeitos de escorregamento das armaduras, é muito inferior, o que não está pelo lado da segurança quando se pretende uma estimativa o mais realista possível das deformações na estrutura (LESSLOSS, 2005).

O Eurocódigo 2 (CEN, 2002), a propósito do cálculo dos efeitos de segunda ordem em estruturas de betão, sugere a utilização de uma rigidez efectiva igual ao somatório da rigidez da armadura, em relação ao baricentro da secção, $E_s I_s$, e de uma fracção da rigidez elástica (não fendilhada) da secção de betão, $E_c I_c$, tomando essa percentagem um valor igual ao mínimo entre 20% e 0,3 vezes o rácio de esforço axial ($\nu = N / (A_c f_c)$), em que N representa o esforço axial, A_c é a área da secção de betão e f_c é resistência do betão à compressão). A cláusula 10.12.3 do ACI 318R-95 sugere, para os casos de elementos não contraventados, uma rigidez efectiva igual ao somatório da rigidez da armadura, em relação ao baricentro da secção, $E_s I_s$, e de uma fracção de 20% da rigidez elástica (não fendilhada) da secção de betão, $E_c I_c$, diferenciando-se do EC2 apenas na definição do valor da percentagem a aplicar, uma vez que no regulamento americano nenhuma condição de valor mínimo é prescrita, sendo indicada igualmente uma percentagem de 20%. A rigidez imposta na cláusula 10.11.1 do ACI 318R para o cálculo de momentos de segunda ordem em elementos à compressão e em estruturas porticadas sugere, por seu turno, um valor de 35% da rigidez $E_c I_c$ para vigas e paredes e de 70% para pilares. De facto, estimativas por defeito dos valores da rigidez secante favorecem o aumento dos efeitos de segunda ordem, sendo a abordagem do EC2 mais cautelosa.

O EC8 sublinha a importância da consideração dos fenómenos dissipativos e da ductilidade no dimensionamento e na verificação de estruturas. O EC8-1 impõe que, no mínimo, se use uma relação bilinear força-deslocamento para traduzir o comportamento de cada membro estrutural, sempre que se optar por análises não lineares. Na parte 1 do regulamento, ponto 4.3.3.4.(2) e (3), é imposto que para elementos de betão ou de alvenaria esta rigidez secante deve traduzir a fendilhação do elemento (facto já enfatizado na cláusula 4.3.1.(7)), devendo esta rigidez ser equivalente ao primeiro tramo dessa lei bilinear, podendo ainda admitir-se uma rigidez nula pós-cedência. Os elementos podem exibir incursões pós-cedência na sua resposta e sempre que for expectável a degradação da rigidez ao longo

do episódio sísmico, este fenómeno deve ser devidamente contabilizado. Não obstante, sempre que for possível a aplicação de leis trilineares, esta opção deve ser privilegiada.

A estimativa desta rigidez secante é comumente determinada assumindo um comportamento puro em flexão, facto que não entra em linha de conta com efeitos de corte, fendilhação diagonal ou escorregamento das armaduras das zonas de ancoragem. Testes mais avançados têm vindo a complementar o cálculo da capacidade em termos de rotação de corda de vigas sujeitas a cargas monotónicas, procurando incorporar estes efeitos (LESSLOSS, 2005).

Existem duas abordagens possíveis para a estimativa da rigidez secante, de acordo com LESSLOSS (LESSLOSS, 2005): uma abordagem em que a rigidez é calculada em função dos valores do momento de cedência, M_y , e da rotação de corda no ponto de cedência, θ_y , tendo em conta pressupostos teóricos com eventuais correcções empíricas, após calibração com os resultados de alguns ensaios divulgados por alguns autores, e uma abordagem puramente empírica, directamente extrapolada de resultados de ensaios, expressa em termos de percentagem da rigidez elástica, $E_c I_c$, e baseada em características geométricas, sendo esta última muito útil em situações de dimensionamento de estruturas novas, onde as armaduras são previamente desconhecidas. Uma das expressões sugeridas neste âmbito por LESSLOSS (LESSLOSS, 2005) tem as seguintes variáveis: o tipo de elemento (viga, pilar ou parede); a possibilidade de ocorrer escorregamento das armaduras das zonas de ancoragem, facto que pode ser prevenido garantindo ancoragens mecânicas eficientes; o rácio entre o vão de corte e a altura da secção, devendo considerar-se para efeitos práticos um valor de vão de corte igual a metade do vão; o rácio da carga axial, ν , dado por $N/(A_c f_c)$, sendo N o esforço axial para a situação de actuação exclusiva das cargas verticais na estrutura, podendo ser facilmente avaliado e com boa aproximação pela distribuição das áreas de influência pelos diferentes elementos resistentes. A rigidez secante é, assim, dada simplificada por:

$$\frac{EI_{eff}}{E_c I_c} = a \left(0,8 + \log_{10} \frac{L_v}{h} \right) (1 + 2\nu) \quad [19]$$

onde a toma o valor de 0,08 e de 0,10 para pilares e vigas, respectivamente.

Nos casos em que se consiga evitar garantidamente o escorregamento das armaduras da zona de ancoragem, o valor anterior é aumentado em 30%, devendo ser multiplicado por 4/3.

3

EC8 – PARTE 3

A parte 3 do EC8 marca uma diferença importante face à filosofia que governa o projecto sísmico-resistente de estruturas novas, elevando o controlo de deformações à qualidade de ferramenta principal no processo de verificação de estruturas existentes. Embora nos dias que correm a maior ameaça sísmica para as vidas humanas e perda de bens advinha da utilização dos edifícios já construídos, os esforços na investigação nesta área têm beneficiado preferencialmente construções novas. O descuido face aos edifícios existentes prende-se com limitações económicas, admitindo-se muitas vezes que a própria mutação sócio-económica das cidades acaba por conduzir à reciclagem dessas estruturas existentes. Os custos de reabilitação são regra geral desproporcionalmente elevados face aos associados a estruturas novas (o custo de interrupção do seu uso acarreta muitas vezes encargos económicos desmesurados face ao valor efectivamente envolvido na operação de reforço), restringindo-se muitas vezes a aplicação destes critérios de avaliação de edifícios existentes a estruturas de importância social reconhecida (hospitais, serviços administrativos).

O reforço de estruturas existentes necessita de ser precedido de uma verificação sísmica detalhada das mesmas, a qual não só determinará a necessidade de se proceder a um reforço, como identificará as fragilidades e deficiências estruturais a serem corrigidas. Pelo exposto, têm vindo a desenvolver-se nos últimos anos várias metodologias visando este objectivo. A avaliação de uma estrutura existente consiste num procedimento quantitativo, através do qual se verifica se a estrutura existente (danificada ou não) resiste à combinação sísmica de dimensionamento. A parte 3 do EC8 é exclusivamente dedicada à avaliação de edifícios individuais, contemplando variados materiais estruturais, com o objectivo de decidir sobre a necessidade de intervenção estrutural e correspondentes medidas de reabilitação e reforço a implementar.

Nesta avaliação de estruturas existentes é introduzido o conceito de nível de conhecimento KL (“level of knowledge”), associado à quantidade e fiabilidade da informação disponível, em função do qual se definem os métodos de análise válidos e o valor do coeficiente de confiança que afecta as propriedades dos materiais (“confidence factor”). São ainda definidos os estados de dano a verificar em cada estrutura, caracterizados no ponto 3.1 deste trabalho.

Ressalva-se mais uma vez que a aplicação desta parte do EC8 deve fazer-se em estreita parceria com o disposto na parte 1 do mesmo Eurocódigo. O procedimento de avaliação deverá ser levado a cabo com base nos métodos gerais de análise contemplados na parte 1 do EC8, com as adaptações necessárias por forma a abranger os problemas específicos associados à verificação de estruturas existentes.

3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO - ESTADOS LIMITE A VERIFICAR

A parte 3 do EC8 define três Estados de Dano ou Estados Limite (LS – “Limit States”), para os quais são definidos três níveis de intensidade sísmica, sob a forma de espectros elásticos caracterizados por períodos de retorno específicos. As exigências fundamentais referem-se, portanto, ao estado de dano da estrutura, correspondendo os Estados Limite a níveis crescentes de dano, sendo caracterizados da seguinte forma:

- Estado de Colapso Iminente (NC – “Near Collapse”) - A estrutura encontra-se severamente danificada, com resistência e rigidez residuais, ainda que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais. A maioria dos componentes não estruturais colapsaram. Observam-se deslocamentos relativos permanentes elevados. A estrutura está próxima do colapso e provavelmente não suportará a acção de outro sismo, mesmo que de intensidade moderada. Este estado corresponde à exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais. A definição deste estado limite está mais próximo do colapso que o Estado Limite de Não-Colapso (“No Collapse”) definido na Parte 1 do EC8, que tem o seu equivalente no Estado de Danos Severos desta parte 3, estando associado a um período de retorno de 475 anos. O Estado de Colapso Iminente, por sua vez, sugere-se que seja associado a um período de retorno de 2475 anos, correspondendo este período de retorno a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos.
- Estado de Danos Severos (SD – “Significant Damage”) - A estrutura apresenta danos significativos apresentando, no entanto, alguma resistência e rigidez residuais, e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais apresentam danos, não se verificando colapsos fora do plano de paredes divisórias e de enchimento. Observam-se deslocamentos relativos permanentes moderados. A estrutura ainda pode suportar acções sísmicas de intensidade moderada. Uma reparação da estrutura será provavelmente antieconómica. Este estado limite associa-se a um período de retorno de 475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- Estado de Limitação de Dano (DL – “Damage Limitation”) – A estrutura apresenta danos ligeiros, sem cedência significativa dos elementos estruturais, que mantêm as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais apresentam fendilhação difusa, sendo de reparação fácil e económica. Não se observam quaisquer deslocamentos relativos permanentes. A estrutura não necessita de reparação. Sugere-se a sua associação a um período de retorno de 225 anos e a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

Compete às Autoridades Nacionais decidir se todos os estados limite devem ser verificados, ou se apenas um ou dois deles. A escolha dos estados limite a verificar em cada país deve constar do respectivo Anexo Nacional.

Uma vez que o estado limite SD se faz corresponder conceptualmente à prevenção de colapso (“no-collapse requirement”) para o qual as estruturas novas são projectadas, facto já realçado, é ainda de sublinhar que as partes 1 e 3 recomendam exactamente a mesma acção sísmica para ambos: um sismo associado a um período de retorno de 475 anos, pelo que nenhuma destas partes recomenda uma diferenciação no grau de segurança a impor entre estruturas existentes e estruturas a construir. As Autoridades Nacionais, todavia, podem suavizar este requisito para os edifícios existentes a ser avaliados (especificando no respectivo Anexo Nacional uma acção sísmica atenuada para o nível de desempenho SD), de forma a reduzir o número de edifícios a reabilitar, tornando a verificação das estruturas mais atractiva do ponto de vista económico.

Uma importante distinção entre as estruturas existentes e as novas é o facto de que as suas propriedades estruturais podem ser conhecidas. Este facto suscita questões tais como o método a usar

para quantificar cabalmente o nível de conhecimento que se tem da estrutura e como incluir esse grau de conhecimento na verificação estrutural. A informação de base necessária acerca da estrutura pode ser obtida de diversos modos, nomeadamente a partir de registos disponíveis, de informação relevante existente, de inspecções locais; em muitas situações, são ainda realizados ensaios *in-situ* ou testes laboratoriais, que permitem comprovar se a obra foi executada de acordo com o prescrito em projecto. O cruzamento dos resultados provenientes de cada fonte deve ser efectuado de forma a minimizar incertezas. Na parte 3 do EC8, o grau de conhecimento global da estrutura é definido como uma combinação de todo o conhecimento disponível ou adquirido acerca da mesma, contemplando os seguintes parâmetros gerais: geometria (propriedades geométricas do sistema estrutural); detalhe e pormenorização (pormenorização de armaduras no caso de elementos de betão armado, ligações metálicas); materiais (propriedades mecânicas dos materiais). O conhecimento acerca da geometria é garantido pelos desenhos de projecto, por inspecções no terreno e levantamento de informação no local, possibilitando o conhecimento dos pormenores de construção e dos materiais.

São definidos 3 níveis de conhecimento para a informação de base, que reflectem a quantidade e qualidade da informação recolhida, e que se apresentam por ordem crescente de abrangência:

- KL1 – Conhecimento Limitado (“Limited Knowledge”);
- KL2 – Conhecimento Normal (“Normal Knowledge”);
- KL3 – Conhecimento Completo (“Full Knowledge”).

A relação entre níveis de conhecimento, métodos de análise aplicáveis e factores de confiança está ilustrada na seguinte tabela (tabela 3.1. do EC8-3):

Tabela 3. 1. - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e factores de confiança propostos pelo EC8-3.

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análise	CF
KL1	Desenhos originais de projecto e inspecção visual	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspecções <i>in-situ</i> limitadas	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in-situ</i> limitados	Análise estática linear ou Análise dinâmica linear	1,35
KL2	ou	Desenhos originais incompletos associados a inspecções <i>in-situ</i> limitadas ou a inspecções <i>In-situ</i> mais extensas	Especificações originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Todas	1,2
KL3	Inspecção completa	Desenhos originais associados a inspecções <i>in-situ</i> limitadas	Testes originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Todas	1

Os valores das propriedades dos materiais a considerar na avaliação das capacidades são obtidos dividindo os valores médios resultantes do ensaio dos materiais pelos respectivos factores de confiança.

De um modo geral, a informação de base para uma avaliação estrutural deve cumprir os seguintes tópicos:

- Identificação do sistema estrutural e avaliação da sua conformidade com os critérios de regularidade da parte 1 do EC8. Esta informação deverá ser obtida a partir de inspecções no local ou de desenhos originais de projecto ainda disponíveis. Neste último caso, deve-se tentar coligir toda a informação disponível sobre eventuais alterações estruturais desde a construção;
- Definição do tipo de terreno de fundação e condições do subsolo, de acordo com a classificação do EC8-1;
- Identificação das dimensões, propriedades e pormenorização dos elementos estruturais, características dos materiais constituintes e seu estado de conservação;
- Obtenção de informação acerca do método de dimensionamento utilizado no projecto original, incluindo o valor do coeficiente de comportamento, q , considerado, se aplicável;
- Definição da categoria de importância da estrutura, com base no tipo de utilização actual ou futura da mesma;
- Reavaliação e quantificação das acções variáveis, função do tipo de utilização actual ou futura;
- Definição do tipo e extensão de danos estruturais existentes, incluindo a referência a eventuais reparações ulteriores à data de construção.

Dependendo da quantidade e da qualidade da informação recolhida no procedimento especificado anteriormente, são adoptados diferentes tipos de análise e diferentes valores de factores de confiança. Os valores recomendados são de 1.35, 1.20 e 1.0, para KL1, KL2 e KL3, respectivamente. O nível de conhecimento determina os métodos de análise admissíveis, com KL1 permitindo o uso exclusivo de métodos lineares (ver tabela 3.1.).

As inspecções para determinar a geometria e a pormenorização dos elementos e os testes realizados para definir as capacidades dos materiais podem ser caracterizados como: limitados (inspecção em pormenor a 20% dos elementos e teste de uma amostra de material por piso e por tipo de elemento primário), extensos (50% dos elementos e duas amostras por piso e por tipo de elemento primário) ou abrangente (80% dos elementos e três amostras por piso e por tipo de elemento primário).

Em resumo, com base na informação global recolhida das inspecções e testes, define-se um de três níveis de conhecimento- limitado, normal ou completo:

- Limitado: conhecimento com base em suposições e simulações, inspecções limitadas e testes limitados realizados in-situ a zonas críticas da estrutura; dispõe-se ainda de informação parcial acerca do projecto. Nestes casos a análise apenas pode ser do tipo linear, quer estática quer dinâmica. Sugere-se um $CF=1,35$. A informação recolhida deve ser suficiente para permitir a aplicação das disposições regulamentares em termos de capacidades dos elementos e para levar a cabo um modelo de análise linear.
- Normal: neste caso dispõe-se dos projectos iniciais incompletos e especificações originais relativas aos materiais; são efectuadas inspecções e testes limitados ou extensos. Devem adoptar-se factores de confiança com valor $CF=1,20$ e é possível recorrer a qualquer tipo de análise.
- Completo: conhecimento apoiado no projecto e em testes de materiais originais, bem como em inspecções e testes limitados ou abrangentes. Sugere-se um valor de CF unitário ($CF=1$) e poder-se-á recorrer a qualquer tipo de análise.

Quaisquer deficiências localizadas identificadas nos elementos estruturais devem ser consideradas para efeitos de modelação da estrutura. Nomeadamente, se existirem perdas localizadas de rigidez devido a fendilhação excessiva ou degradação do betão, dever-se-á definir para as secções afectadas uma nova rigidez que contabilize esse efeito. O valor da rigidez secante no ponto correspondente no diagrama momentos-curvatura, ou mais simplificada, metade da rigidez inicial constituem boas aproximações.

3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

A legislação mais recente para a avaliação e verificação sísmica de estruturas existentes é fundamentalmente voltada para a avaliação de deslocamentos, uma vez que são usados, directa e indirectamente, na determinação das deformações necessárias à verificação estrutural. A parte 3 do EC8 permite variados níveis de análise de complexidade crescente para a estimativa das deformações inelásticas nas regiões dúcteis das estruturas:

- Análise linear estática, através da aplicação de um conjunto de forças horizontais com uma distribuição em altura proporcional ao primeiro modo de vibração (cláusula 4.4.2, EC8-3).
- Análise multimodal linear por espectro de resposta (cláusula 4.4.3, EC8-3).
- “q-factor approach”
- Análise não linear estática – “pushover” (cláusula 4.4.4, EC8-3).
- Análise não linear dinâmica (cláusula 4.4.5, EC8-3).

No método estático de análise linear consagrado no regulamento, a resposta estrutural é obtida por aplicação de um conjunto de forças horizontais obtidas pela mesma metodologia aplicada ao projecto de estruturas novas, de acordo com o definido na parte 1 do EC8. A análise multimodal linear por espectro de resposta é igualmente permitida, recorrendo no entanto a espectros de resposta elásticos (5% de amortecimento), em detrimento da utilização do espectro de dimensionamento preconizado no dimensionamento de estruturas novas. Para que a utilização dos métodos de análise linear descritos anteriormente seja viável em termos de verificação estrutural, para além das imposições prescritas para estruturas novas na parte 1 do EC8, uma condição adicional é exigida: o rácio, ρ , entre o momento flector actuante e a correspondente capacidade deve ser suficientemente uniforme ao longo dos elementos resistentes primários da estrutura, por forma a salvaguardar que, no caso de a estrutura apresentar uma distribuição aproximadamente uniforme de respostas inelásticas (expressa em termos dos rácios resposta/ capacidade (D/C)), a resposta estrutural seja aceitável. A sua aplicação é uma forma de garantir que todos os elementos dúcteis que se encontrem a funcionar em regime plástico (exigência superior à capacidade elástica, $\rho > 1$) tenham um comportamento semelhante. Esta imposição corresponde a uma extensão da lei de igual deslocamento, aproximadamente válida, como se referiu anteriormente, a uma estrutura complexa, uma vez que as condições de geometria, rigidez e massa devem seguir o critério de regularidade. Uma exigência ainda mais fundamental é a utilização de uma estimativa realista da rigidez global da estrutura nos modelos elásticos de verificação, simulando eficientemente o efeito da fendilhação, de acordo com as imposições da parte 1, cláusula 4.3.3.4.1.

A resposta em deformações para os mecanismos dúcteis é obtida directamente das análises lineares anteriores, sem quaisquer correcções adicionais, e corresponde ao valor da rotação da corda obtida em cada extremidade das barras da estrutura. A resposta para os mecanismos frágeis, todavia, é obtida por intermédio de equações de equilíbrio, considerando as acções transmitidas pelas componentes dúcteis relevantes. Estas acções serão as da análise, se os elementos dúcteis verificarem a condição $\rho \leq 1$ (isto é, se o elemento permanecer elástico), enquanto que igualarão a capacidade do elemento (calculada atendendo às propriedades médias dos materiais divididas pelo correspondente CF) nos casos em que se verificar $\rho > 1$. A figura 3.1. ilustra este processo de determinação das exigências nos mecanismos frágeis.

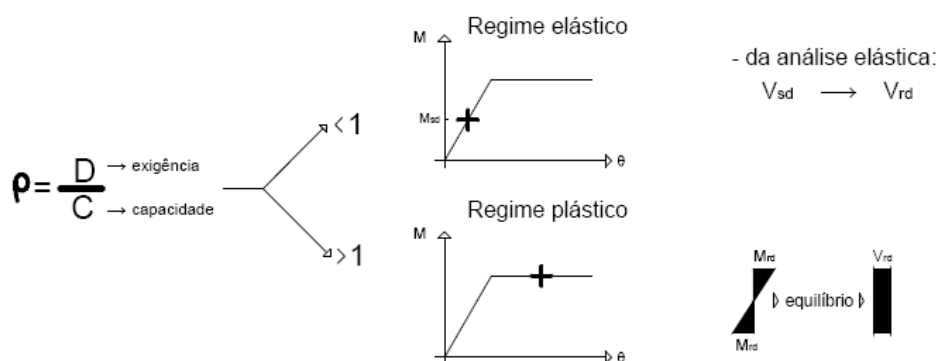


Figura 3. 1. - Definição das exigências para mecanismos frágeis.

Os mecanismos frágeis são depois verificados comparando o esforço transversal resultante dessas equações de equilíbrio com as capacidades calculadas pelas expressões regulamentares, usando as propriedades médias dos materiais devidamente afectadas pelos factores de segurança parciais dos materiais e pelo factor de confiança aplicável.

No que respeita à aplicação de uma análise “pushover”, não há condições de aplicabilidade relativas à regularidade estrutural em altura, muito embora para situações de edifícios não regulares em planta seja requerido um modelo espacial da estrutura. Por outro lado, como já é considerada no mínimo uma curva bilinear representativa do comportamento do material, os valores dos esforços de cálculo são os obtidos directamente da análise, sem qualquer correcção a aplicar. Relembra-se que é exigida na parte 1 do EC8 uma atenção particular, nos métodos de análise não linear, à definição do modelo estrutural adoptado.

A análise estática não linear baseia-se, regra geral, em oito análises convencionais: duas distribuições de cargas (uniforme (correspondendo a um modo de translação rígido) e modal (correspondente às forças de inércia desenvolvidas em proporção ao primeiro modo de vibração da estrutura)), duas direcções e dois sentidos de carga, o que perfaz oito análises “pushover” distintas. Por aplicação do Método N2 (Fajfar, 1999), e com recurso a um espectro de resposta elástico, as exigências em termos de resposta da estrutura são obtidas para cada “pushover” independentemente. Teoricamente, para cada elemento estrutural, o cenário mais gravoso será aquele que conduz ao máximo valor absoluto do rácio entre a exigência e a respectiva capacidade, esta última afectada do correspondente grau de confiança no conhecimento do elemento. Este rácio, por seu turno, deve ser avaliado em cada instante de tempo, já que a capacidade, independentemente do mecanismo em causa ser dúctil ou frágil, é função do esforço axial actuante. Embora este procedimento seja o mais correcto, esta abordagem implica um elevado esforço computacional. Para cada elemento estrutural, a sua capacidade pode ser simplificadamente avaliada com base na média entre o máximo e mínimo valor de esforço axial actuante, o que acaba por coincidir com a aplicação do valor do esforço axial na combinação quase permanente de cargas, ao invés de se recorrer ao valor real do esforço axial instalado no instante em que a estrutura atinge o seu ponto de mecanismo. Este facto é devidamente comprovado para o pórtico em estudo no capítulo 8.

Cada análise “pushover” resulta numa curva de capacidade, isto é, numa curva que relaciona o corte basal (resultante de forças laterais ao nível da base da estrutura) com o máximo deslocamento de topo registado, o qual deve ser calculado até perfazer 150% do deslocamento correspondente ao ponto de mecanismo, d_t^* . Este deslocamento d_t^* serve depois de ponto de partida no processo iterativo que

consta do anexo B da parte 1 do EC8 e que coincide com a aplicação do Método N2 (Fajfar, 1999), do qual resultará a obtenção do deslocamento de controlo para cada acção sísmica. Este deslocamento de controlo pretende traduzir o máximo deslocamento expectável na estrutura quando esta é sujeita a uma dada acção sísmica, e a sua obtenção é abordada detalhadamente no capítulo 5.

As análises dinâmicas, sujeitando as estruturas a acelerações de solo de uma dada intensidade (três estados limites são verificados: DL, SD e NC, caracterizados por uma probabilidade de excedência de 50%, 10% e 2% em 50 anos, respectivamente), são frequentemente morosas e envolvem cálculos pouco triviais. No entanto, podem ser igualmente utilizadas, devendo os acelerogramas respeitar as imposições já referidas no ponto 2.3 deste trabalho.

Uma outra possibilidade é uma análise por recurso a um espectro de resposta reduzido por um coeficiente de comportamento, embora o EC8 sublinhe a não adequabilidade do método a verificações para o estado limite NC. Este método recorre ao espectro de projecto (“design spectrum”), o qual é obtido de acordo com as prescrições do ponto 3.2.2.5 da parte 1 do regulamento. Ao contrário dos outros tipos de métodos de análise não linear, o método baseado no coeficiente de comportamento tem em conta a não linearidade da resposta da estrutura utilizando simplesmente um factor de redução da acção, q . A aplicação do princípio de “capacity design” tem por base a cedência de determinadas componentes da estrutura global, as quais são dimensionadas de forma a garantir a ductilidade prevista, pelo que a resposta em deformações deve ser avaliada usando uma análise não linear. Alternativamente, essas mesmas componentes estruturais podem ser projectadas como elementos não dúcteis, sendo o seu cálculo essencialmente voltado para a garantia de uma determinada resistência a exibir pelo elemento. Se o princípio de “capacity design” não for considerado, situação frequente no dimensionamento de edifícios antigos, o projectista está a permitir um comportamento inelástico na maioria ou até mesmo na totalidade dos elementos primários da estrutura, o que é de todo indesejável. Não há, pois, um controlo das redistribuições de esforços expectáveis na estrutura, podendo a formação de rótulas plásticas concentrar-se quase na totalidade nos pilares, conduzindo à rotura prematura da estrutura. Ora a aplicação deste conceito à avaliação de estruturas existentes pressupõe implicitamente a verificação do princípio de “capacity design” exigindo consequentemente uma análise não linear cabal, pelo que é provável que a “q-factor approach” proposta não responda eficientemente a este objectivo.

4

**COMPORTAMENTO DE
ESTRUTURAS DE BETÃO SUJEITAS
À ACÇÃO SÍSMICA****4.1. FENOMENOLOGIA DO COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES ESTRUTURAIS**

É usual considerar-se no comportamento das secções estruturais a aplicação, nas deformações por flexão, da hipótese de Bernoulli (secções inicialmente planas permanecem planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do elemento após a deformação (Dias da Silva, 1995)), o mesmo não acontecendo nas deformações por esforço transversal em que as secções planas não permanecem perpendiculares ao eixo durante a deformação, muito embora se mantenham igualmente planas. A interacção entre o esforço transversal e o momento flector não deve ser negligenciada, especialmente na presença de comportamento não linear cíclico (CEB, 1994), com excepção dos casos em que se verifique uma razão $M/(Vh)$ superior a 4, sendo M e V o momento flector e esforço transversal instalados numa dada secção de altura h , respectivamente, situação em que as deformações derivadas da flexão serão claramente preponderantes.

O EC8, na sua parte 1, ponto 4.3, impõe que se traduza adequadamente a distribuição de rigidez e massa da estrutura na modelação da mesma, bem como a distribuição de resistência, relevante para situações envolvendo análise não linear. Na generalidade das situações, o regulamento permite que a estrutura seja considerada como consistindo de um número de sistemas resistentes verticais e laterais, ligados através de diafragmas horizontais rígidos.

Em estruturas porticadas correntes as vigas estão essencialmente sujeitas à flexão simples, enquanto que os pilares carecem correntemente de análises em flexão desviada sujeita a esforço axial. No caso dos pilares, para que as deformações por esforço transversal possam ser negligenciadas, a resistência ao corte por parte do elemento deve ser consideravelmente superior à resistência exibida em flexão, porquanto a primeira delas se degrada muito mais rapidamente do que a segunda, podendo conduzir a secção a rotura prematura por corte.

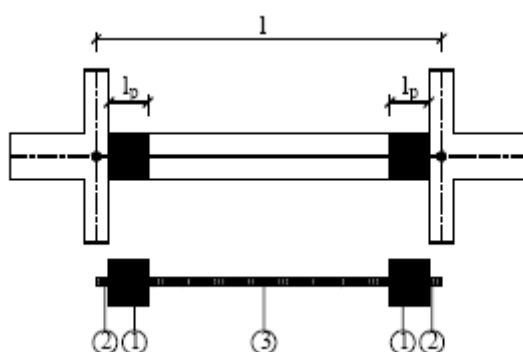
A falta de regularidade na estrutura bem como a acção sísmica bi-direccional induzem nos pilares comportamentos em flexão desviada. Mesmo que este comportamento comprometa significativamente o dimensionamento ou a verificação estrutural em causa, o regulamento não especifica como se pode ter em conta este aspecto. As fórmulas para cálculo das capacidades em termos de rotação da corda máxima admissível apenas se ajustam a casos de flexão composta plana. O próprio vão de corte que figura nas expressões do EC8-3 é definido exclusivamente para situações de flexão plana. Os resultados experimentais disponíveis sobre o comportamento inelástico de pilares de betão armado sujeitos a flexão desviada são muito escassos, nomeadamente quando essa flexão se traduz em

incursões cíclicas dissipativas que introduzem uma série de variáveis de difícil quantificação. Todavia, é evidente que a resposta momento-curvatura de cada elemento estrutural fica comprometida pela magnitude e pela resposta momento curvatura segundo a sua direcção ortogonal: a rigidez, a resistência e as correspondentes capacidades em termos de deformação do elemento surgirão reduzidas quando comparadas com os resultados exibidos em flexão composta plana.

O comportamento tridimensional da estrutura influencia diversos aspectos da resposta estrutural: distribuições irregulares de massa e rigidez originarão torção global da estrutura; é correntemente admitido para as lajes um funcionamento em diafragma rígido capaz de distribuir cabalmente as forças de inércia pelos elementos verticais, funcionamento esse que nem sempre é válido. Não obstante, o comportamento plano de pórticos integrando uma estrutura tridimensional mais complexa e relativamente regular representa uma importante contribuição para a resposta global, justificando-se a análise a duas dimensões aplicada neste trabalho.

4.2. MODELAÇÃO ANALÍTICA DO COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES ESTRUTURAIS

A modelação do comportamento dos elementos estruturais de betão armado sujeitos a deformações cíclicas baseia-se na idealização de zonas onde se concentram as sollicitações inelásticas e onde ocorre a exploração inelástica das capacidades da secção. Os elementos estruturais podem ser divididos em sub-elementos de comportamento elástico linear e de comportamento não linear, associados em série. Os elementos são, assim, idealizados através de modelos de plasticidade concentrada, admitindo que o comportamento não linear e correspondentes deformações inelásticas se concentram num dado ponto de extremidade ou ao longo de um dado comprimento fixo junto à extremidade (figura 4.1.).



- 1- Sub-elementos com comportamento não linear
- 2- Sub-elementos no interior dos nós da estrutura com comportamento linear
- 3- Sub-elementos com comportamento linear

Figura 4. 1. – Modelo elementar genérico – associação de sub-elementos lineares e não lineares (zonas de formação de rótulas plásticas).

A modelação do comportamento inelástico é realizada com recurso a modelos hysteréticos das relações generalizadas força-deslocamento não lineares, baseados no pressuposto de que parte da energia fornecida ao sistema estrutural por parte da excitação sísmica é dissipada nestes sub-elementos inelásticos, permitindo que a estrutura tenha uma resistência inferior à necessária se a resposta fosse linear elástica.

Estes modelos hysteréticos são definidos através de uma envolvente monotónica da relação generalizada força-deslocamento e de um conjunto de factores que controlam a evolução da resposta ao longo do carregamento, contemplando situações de carga, descarga e inversão do sentido da

solicitação. Fenómenos como a degradação de rigidez ou de resistência, ou até o efeito de “pinching” relacionado com a influência do esforço transversal são contabilizados na resposta global.

A modelação analítica considerada consiste no modelo desenvolvido por Costa e Costa (Costa e Costa, 1987), variante do modelo idealizado por Takeda. Uma curva trilinear estabelece a evolução do comportamento monotónico, diferenciando consoante o sentido da carga, por forma a incluir possíveis assimetrias nas características resistentes afectas a cada secção. O modelo propõe a consideração da degradação da resistência com o aumento da deformação através da inclusão dum parâmetro baseado na acumulação da degradação, por efeito da repetição de ciclos de carga, em função da relação entre o deslocamento máximo atingido e o deslocamento último sob carregamento monotónico. O modelo permite ainda traduzir a evolução da rigidez da resposta, nomeadamente a sua diminuição em descargas pós-cedência e nas recargas em ciclos sucessivos. Acresce ao modelo a consideração dos efeitos de aperto e de escorregamento que dependem da maior influência do esforço transversal na resposta. As regras para descrever este comportamento histerético baseiam-se na determinação de determinados pontos notáveis, pontos fronteira que permitem a definição dos diversos tramos da resposta. O modelo histerético é, assim, traduzido por sucessivos tramos lineares, indicativos da evolução da rigidez ao longo do processo de carga repetido e alternado.

O programa de cálculo utilizado recorre a um modelo histerético em termos de momento-curvatura para o desenvolvimento destas leis generalizadas força-deslocamento. Tal facto assenta no pressuposto de um comportamento predominante em flexão para os elementos estruturais de pórticos planos de betão armado.

4.2.1. DEFINIÇÃO DA CURVA ENVOLVENTE TRILINEAR MONOTÓNICA

A definição da curva envolvente trilinear monotónica é calculada com base na proposta de Arêde e Pinto (1996), vantajosa face à possível aplicação de metodologias mais complexas baseadas em modelos de fibras.

Nos modelos de fibras as secções são discretizadas em fibras onde se consideram separadamente o betão confinado, o betão de recobrimento e as armaduras da secção. As secções inicialmente planas permanecem planas após a deformação, pelo que a extensão axial de qualquer fibra é determinada como função da extensão no centro de gravidade da secção e do valor de curvatura segundo o eixo de flexão. As tensões são depois facilmente calculadas a partir das leis tensão-extensão que caracterizam os diferentes materiais, resultando o valor do momento flector instalado na secção da integração dessas mesmas tensões ao longo da área da secção. A imposição incremental de curvaturas na secção permite, através de um repetido processo de cálculo, calcular os vários pontos notáveis que constituem a envolvente monotónica do comportamento da secção. Esta envolvente terá, de seguida, que ser convenientemente ajustada a uma envolvente trilinear tendo como pontos notáveis os pontos de fendilhação e de cedência. Este processo de ajuste é habitualmente moroso e sujeito a arbitrariedades, pelo que se justifica a adopção de um método directamente vocacionado para o cálculo das referidas envolventes, calculando directamente os pontos de fendilhação, de cedência e último.

4.2.2. DEFINIÇÃO DOS MODELOS MATERIAIS CONSIDERADOS

O comportamento do aço é descrito por um modelo bilinear com endurecimento, de acordo com a figura 4.2.. Os parâmetros de controlo são a extensão de cedência, ε_y , a respectiva tensão de cedência, f_y , e o módulo plástico, E_{sh} , sendo estes parâmetros idênticos em tracção e compressão. O ramo

plástico de tracção é válido até ao ponto máximo onde se assume que ocorre a rotura, o qual corresponde a uma dada tensão, f_m , correspondente à extensão última, ϵ_m .

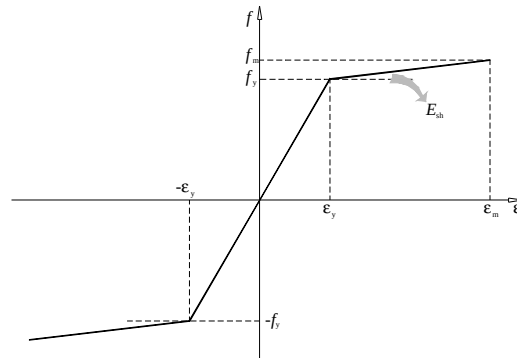


Figura 4. 2. – Modelo analítico do comportamento do aço.

O comportamento do betão, por seu turno, tem comportamento assimétrico em tracção e compressão, assentando nos seguintes pressupostos:

- Em compressão o diagrama é parabólico até ao ponto de tensão máxima, f_{cm} , e extensão de pico, ϵ_{cm} , sucedendo-lhe um ramo linear decrescente até se atingir uma dada tensão residual, f_{cr} .
- Em tracção o comportamento traduz-se num único ramo elástico linear até se atingir a resistência à tracção do betão, f_{ct} , valor a partir do qual a resistência à tracção do betão se anula.

O diagrama é representando na figura 4.3., e está associado às equações [20], [21] e [22].

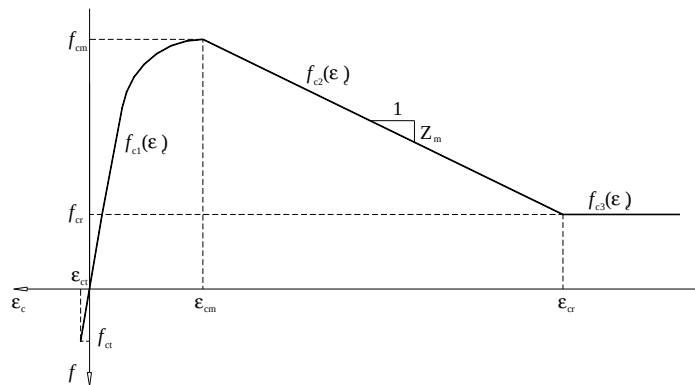


Figura 4. 3. – Modelo analítico do comportamento do betão confinado.

$$f_{c1}(\epsilon_c) = f_{cm} \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cm}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cm}} \right)^2 \right] \quad [20]$$

$$f_{c2}(\epsilon_c) = f_{cm} [1 - Z_m (\epsilon_c - \epsilon_{cm})] \quad [21]$$

$$f_{c3}(\epsilon_c) = f_{cr} \quad [22]$$

Os parâmetros intervenientes dependem da resistência do betão à compressão, da extensão de pico e do grau de confinamento do betão (Arêde e Pinto, 1996). A tensão f_{cm} e a extensão ε_{cm} podem ser obtidas por:

$$f_{cm} = k f_{co} \quad [23]$$

$$\varepsilon_{cm} = k \varepsilon_{co} \quad [24]$$

onde f_{co} e ε_{co} representam a tensão máxima e respectiva extensão obtidos de ensaios de compressão em provetes cilíndricos. k pretende traduzir o grau de confinamento da secção e é dado por:

$$k = 1 + \rho_t \frac{f_{yt}}{f_{co}} \quad [25]$$

onde ρ_t representa o factor de confinamento, definido como o volume de armadura transversal por unidade de comprimento dividido pela área do núcleo de betão confinado, e f_{yt} é a tensão de cedência do aço das armaduras transversais. A inclinação Z_m do segundo troço da curva, de acordo com Arêde e Pinto (1996), e citando Park, Priestley e Gill (1982), é dado por:

$$Z_m = \frac{1}{2 \left(\frac{3 + 0,29 f_{co}}{145 f_{co} - 1000} + \frac{3}{4} \rho_t \sqrt{\frac{b'}{s}} - k \varepsilon_{co} \right)} \quad [26]$$

onde b' é a largura do núcleo de betão confinado e s é o espaçamento da armadura transversal. f_{co} vem expresso em MPa.

4.2.3. DIAGRAMA BASE MOMENTO FLECTOR-CURVATURA E DETERMINAÇÃO DOS PONTOS NOTÁVEIS DA ENVOLVENTE TRILINEAR

Uma secção corrente de betão armado exhibe na maioria dos casos um diagrama momento flector-curvatura, $M - \varphi$, como o exibido a traço interrompido na figura 4.4..

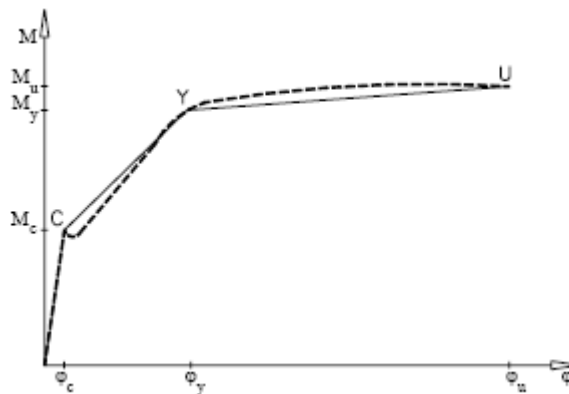


Figura 4. 4. – Diagrama momento flector-curvatura de uma secção corrente de betão armado e correspondente aproximação linear.

O comportamento do diagrama após se ter atingido a fendilhação, correspondente ao ponto C do diagrama, deve-se ao facto de logo após a fendilhação da fibra mais traccionada se verificar uma transferência da sua tensão de tracção para a armadura de tracção e para as fibras de betão adjacentes que ainda não experimentaram a fendilhação.

Impondo curvaturas sucessivamente crescentes, a resultante de tensões de tracção no betão vai diminuindo, tal como a sua contribuição para o momento instalado, enquanto a tensão na armadura de tracção vai aumentando. O momento instalado resulta da sobreposição das duas referidas contribuições, as quais crescem em sentidos opostos; após se ter atingido o ponto de fendilhação ocorre uma diminuição do valor do momento instalado até a um dado valor mínimo de momento ainda controlado predominantemente pela parcela de redução que deriva do betão; a partir desse ponto o comportamento da secção será controlado pela parcela de aumento do momento instalado resultante da acção da armadura, desprezando-se totalmente a área de betão abaixo do eixo neutro, o que permite que o momento instalado cresça, aproximando-se a rigidez da secção da rigidez fendilhada. A existência de esforço axial influencia significativamente esta transição para o segundo troço da envolvente trilinear.

A determinação do ponto de fendilhação, primeiro ponto notável da envolvente monotónica, resulta das seguintes considerações:

- A fendilhação da secção acontece quando a sua fibra mais traccionada atinge a tensão f_{ct} .
- Considera-se válida a hipótese de Bernoulli segundo a qual as secções inicialmente planas se mantêm planas após a deformação.
- A secção é homogeneizada em betão por recurso ao correspondente coeficiente de homogeneização definido por:

$$m = \frac{E_s}{E_c} \quad [27]$$

onde E_s e E_c são os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do betão, respectivamente.

O momento flector de fendilhação, M_{crack} , é obtido por:

$$M_{crack} = f'_{ct} \frac{I_T}{z_t} - N e_N \quad [28]$$

onde I_T representa o momento de inércia da secção homogeneizada, sujeita a um esforço axial, N , sendo f'_{ct} a tensão máxima de tracção corrigida para ter em conta esse mesmo esforço axial. z_t e e_N são dados pelas seguintes expressões:

$$f'_{ct} = f_{ct} - \frac{N}{A_T} \quad [29]$$

$$z_t = h - d_G \quad [30]$$

$$e_N = d_{cg} - d_G \quad [31]$$

onde A_t representa a área homogeneizada da secção, h é a altura da secção, d_G representa a profundidade do centro de gravidade da secção homogeneizada e d_{cg} representa a profundidade do centro de gravidade da secção de betão.

A curvatura de fendilhação é definida por :

$$\varphi_c = \frac{\varepsilon_{ct}}{h - d_e} \quad [32]$$

em que ε_{ct} representa a extensão de tracção na fibra de betão mais traccionada e d_e é a profundidade do eixo neutro definida por:

$$d_e = d_G - \left(\frac{N}{f_{ct} A_t} z_t \right) \quad [33]$$

A cedência, por seu turno, acontece quando é atingida a cedência na armadura de tracção, podendo algumas fibras de betão exibir comportamento não linear, razão pela qual o diagrama se torna curvilíneo na vizinhança do ponto Y.

A determinação do ponto de cedência é mais complexa e envolve um processo iterativo mais moroso. A partir de uma estimativa inicial do perfil de extensões na secção, arbitrando um valor de extensão imposta e uma dada profundidade para o eixo neutro, as equações de equilíbrio são resolvidas devolvendo um novo valor para essa mesma profundidade. Pretende-se que o valor da profundidade do eixo neutro com que o processo formula as suas equações de equilíbrio seja igual ao que resulta da resolução das mesmas; o processo iterativo será findo quando a referida coincidência se verificar. Uma vez determinado o valor rigoroso da profundidade do eixo neutro, o perfil de extensões da secção fica perfeitamente definido, bem como o valor do momento flector instalado.

Para o ponto de cedência são definidos dois critérios específicos possíveis:

- A fibra mais traccionada do aço atinge a extensão de cedência, ε_y .
- A fibra mais comprimida do betão confinado atinge a extensão máxima, ε_{cm} .

O primeiro critério é habitualmente condicionante para secções de vigas onde o esforço axial é nulo ou muito baixo, conduzindo a extensões de compressão no betão de valor pequeno, ao passo que o segundo critério é condicionante nas secções dos pilares em que o esforço axial instalado é elevado, podendo induzir extensões de compressões elevadas. O menor valor para a curvatura da secção obtido pelos dois critérios corresponderá ao ponto de cedência.

O último troço, até se atingir o ponto último, ponto U, caracteriza-se por um comportamento altamente não linear. Este ponto U corresponde ao ponto em que é atingida uma determinada extensão previamente arbitrada, podendo esta extensão ser imposta para o aço ou para o betão.

4.2.4. REGRAS DO MODELO HISTERÉTICO CONSIDERADO

Após a determinação de todos os pontos notáveis, o comportamento da secção é facilmente aproximável a uma curva momento flector-curvatura trilinear passando pelos pontos C, Y e U da figura 8. Em termos de introdução de dados computacionais, estas curvas de comportamento são descritas através de três inclinações, para cada sentido de flexão, traduzindo a rigidez de cada tramo, e dois pontos correspondentes às curvaturas onde se verificam as mudanças de inclinação dos tramos. Assim, introduzir-se-ão cinco parâmetros:

- K_0 - Rigidez inicial, referente ao primeiro tramo;
- K_1 - Rigidez fendilhada, referente ao segundo tramo;
- K_2 - Rigidez após a cedência, referente ao terceiro tramo;
- φ_c - curvatura de fendilhação;
- φ_y - curvatura de cedência.

O modelo cíclico e hysterético, traduzido pelo modelo analítico de Costa e Costa (1987), comporta-se inicialmente como um modelo bilinear sem degradação de rigidez ou resistência até a curvatura máxima absoluta ultrapassar o valor φ_y , altura em que, ocorrendo uma inversão de carregamento, se verificará uma degradação de rigidez no troço de descarga. Esta degradação de rigidez é ilustrada na figura 4.5. e quantificada pela expressão [34].

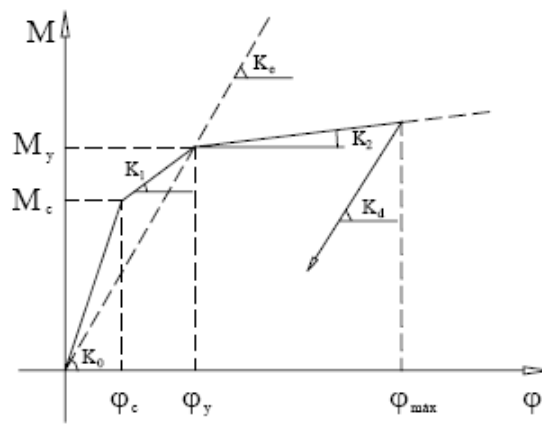


Figura 4. 5. – Degradação da rigidez associada a inversão do sentido de carga (descarga).

$$K_d = K_e \left| \varphi_y / \varphi_{\max} \right|^\alpha \quad [34]$$

em que K_d representa a rigidez de descarga, K_e representa a já referida rigidez fendilhada, equivalente aos dois primeiros tramos da curva base, e α é um parâmetro que toma valores entre 0 e 0,5 e pretende traduzir a importância da degradação de rigidez.

Esta degradação de rigidez pode ainda ocorrer sempre que se verifique uma inversão no sinal do momento flector, correspondendo a uma recarga. Esta degradação, convenientemente ilustrada na figura 4.6., é quantificada através da seguinte fórmula:

$$K_r = \frac{M_{\max}}{\varphi_{\max} - \varphi_r} \quad [35]$$

onde $M_{\max}$ e $\varphi_{\max}$ são o valor máximo absoluto do momento e da curvatura atingidos no ciclo anterior, respectivamente.

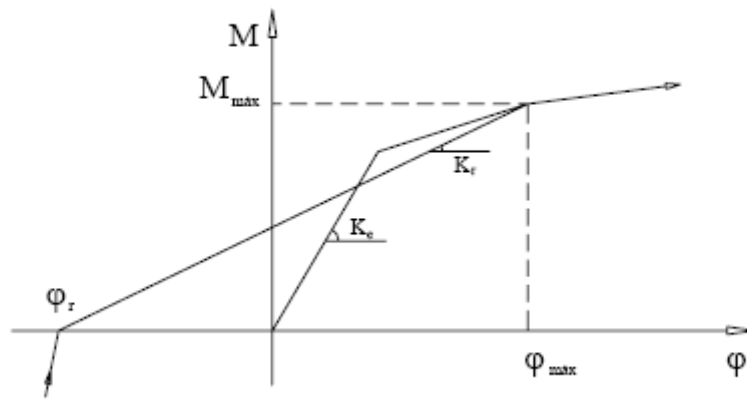


Figura 4. 6. – Degradação da rigidez associada a inversão do sinal do momento flector (recarga).

Este fenómeno de degradação da rigidez deve-se à fendilhação do betão, que se verifica quando existe descarga ou recarga, diminuindo a inclinação do diagrama. Quanto maior o número de ciclos, maiores serão as deformações atingidas para iguais níveis de esforço.

Outro dos efeitos contabilizados neste modelo histerético é o efeito de aperto, vulgarmente designado de “pinching”, o qual se verifica sempre que após a abertura de uma dada fenda com plastificação da armadura se dá o fecho dessa fenda por inversão de carregamento. Para que o fecho da fenda aconteça é necessário que a armadura, previamente plastificada, recupere a sua deformação, sendo esta recuperação efectuada com uma rigidez muito inferior, uma vez que parte do betão está inactivo e apenas a armadura funciona à compressão, atingindo-se deformações muito mais gravosas para iguais níveis de incremento de esforço. Outro efeito que favorece este efeito de “pinching” deve-se à preponderância do esforço transversal relativamente ao momento flector, nomeadamente em zonas em que a área de corte se apresenta bastante diminuída devido à fendilhação. A fenda inicia assim o seu processo de fecho mal se inicia a inversão do carregamento. Quando a fenda fecha na sua totalidade, o betão passa a estar comprimido e a rigidez da secção aumenta. Assim, este efeito provoca a subdivisão do tramo de recarga em dois sub-tramos de rigidezes distintas: uma delas dada pela expressão [36], e que caracteriza o processo de fecho da fenda; uma segunda rigidez, superior à anterior, que se inicia no ponto onde a recta de recarga intersecta a recta definida pela origem das coordenadas e o ponto com curvatura máxima do ciclo anterior, assumindo a inclinação dessa mesma recta a partir desse ponto. Estes troços são ilustrados na figura 4.7. e correspondem aos troços 8 e 9, no caso de a recarga ser positiva, e 12 e 13, para situações de recarga negativa.

A inclinação do primeiro tramo é dado por:

$$K = M_{\max} / (\varphi_{\max} - \varphi_r)(\varphi_y - \varphi_{\max})^\beta \quad [36]$$

O parâmetro β varia entre 0 e 0,5 e traduz a importância do esforço transversal. Pode ser estimado em função da relação L/d , sendo L o vão do elemento e d a altura útil da secção, através das expressões seguintes (Roufaiel e Meyer, 1987), como referido por Romão (2002).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta = 0,5 & \text{se } L/d < 15 \\ \beta = 0,8 - 0,2L/d & \text{se } 15 < L/d < 4 \\ \beta = 0 & \text{se } L/d \geq 4 \end{array} \right. \quad [37]$$

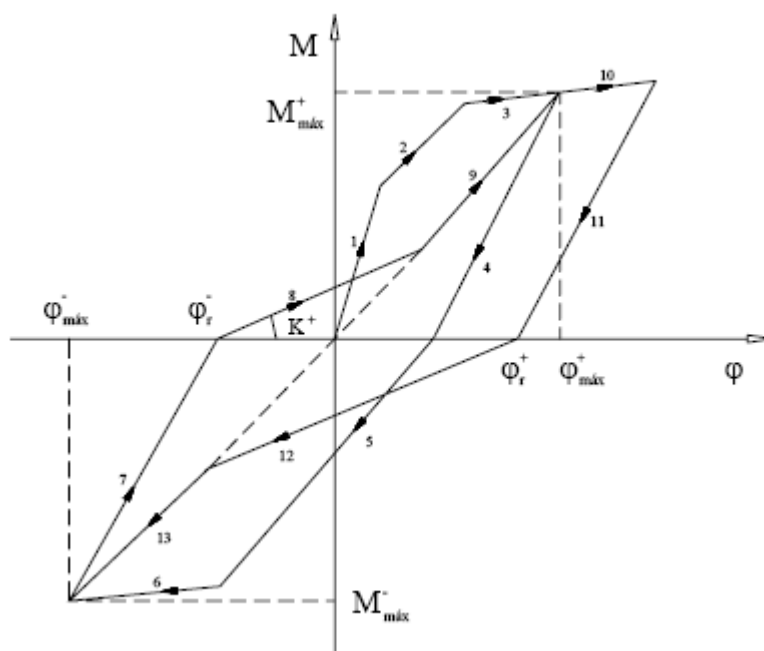


Figura 4. 7. – Efeito de aperto (“pinching”).

Devido às repetições de carga e descarga, o momento máximo mobilizável vai diminuindo em função da degradação acumulada. Esta degradação da resistência é, pois, função do número de ciclos efectuados. O ramo de recarga é definido pela mesma curvatura máxima, mas o momento atingido passa a ser ligeiramente inferior ao mobilizado no ciclo anterior, como se pode visualizar na figura 4.8..

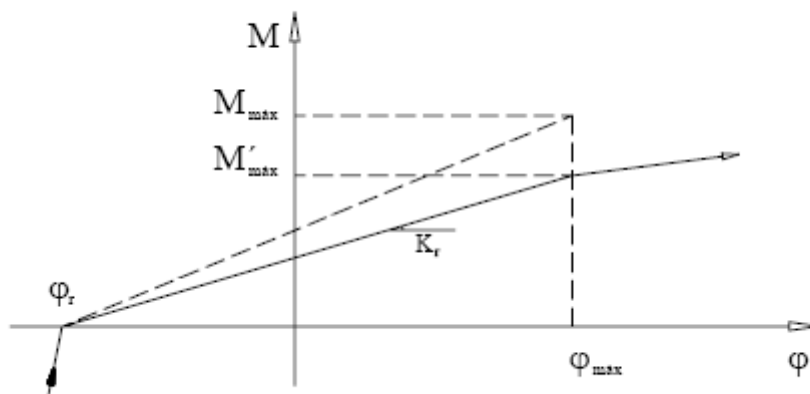


Figura 4. 8. – Degradação de resistência (recarga).

O novo momento máximo mobilizado será dado pela seguinte expressão:

$$M'_{máx} = (1 - PD)M_{máx} \quad [38]$$

PD é um parâmetro de degradação de resistência e assume valores entre 0 e 1. Este parâmetro está relacionado com o parâmetro γ pela equação [39], sendo n uma constante calibrada por ensaios experimentais.

$$PD = \frac{e^{n-\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad [39]$$

O parâmetro γ baseia-se no conceito de degradação acumulada em que se admite que a degradação dum elemento sujeito a forças cíclicas depende do máximo deslocamento generalizado experimentado por esse elemento em cada ciclo e é definido por:

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \frac{\varphi_i}{\varphi_u} \quad [40]$$

onde c representa uma constante inferior à unidade e é obtido por ensaios experimentais. φ_i é a curvatura máxima atingida num dado ciclo i e φ_u é a curvatura última, sendo N o número de ciclos. Sugerem-se os valores $n = 1$ e $c = 0,1$ (Varum, 1997).

5

**ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR –
“PUSHOVER”**

O início do recurso a análises não lineares estáticas para avaliações estruturais remonta aos anos 70, embora este método só tenha adquirido importância nos últimos 15 anos. A potencialidade do método tem vindo a ser reconhecida na última década, estando o método já incluído em alguns regulamentos.

É do conhecimento comum, no seio da comunidade de engenharia sísmica, que o método mais correcto para avaliar a resposta sísmica de uma estrutura qualquer consiste numa análise não linear dinâmica. Todavia, esta técnica requer a selecção e o emprego de um apropriado conjunto de acelerogramas e meios computacionais sofisticados; assim, é desejável uma ferramenta mais simples e menos morosa capaz de conduzir a resultados igualmente fiáveis. O objectivo primordial do método “pushover” é conseguir avaliar o desempenho da estrutura estimando a sua resistência e capacidades de deformação recorrendo a uma análise estática não linear, não descurando a inelasticidade material e a redistribuição interna de forças. O processo mais tradicional consiste em solicitar a estrutura horizontalmente, isto é, “empurrá-la” com uma distribuição triangular ou uniforme de forças. Embora este método produza informação crucial acerca dos parâmetros de resposta da estrutura que jamais poderia ser obtida pelos métodos de análise elástica convencionais, não está isento de limitações, nomeadamente a impossibilidade de incluir a influência dos modos de vibração mais elevados ou a não consideração da degradação progressiva de rigidez ao longo do processo de solicitação.

Métodos adaptativos têm vindo a ser desenvolvidos, de forma a colmatar estas deficiências. Um desses métodos, proposto por António e Pinho (2004), propõe que a distribuição lateral de forças seja continuamente corrigida, de acordo com os novos modos de vibração e os factores de participação modais resultantes da análise modal realizada a cada novo passo de cálculo. Este método é multimodal e considera a sucessiva perda de rigidez da estrutura. No entanto, este método não está igualmente isento de limitações, a principal das quais é o modo como os diferentes modos são combinados. As regras de combinação modal usadas são SRSS e CQC que removem a contribuição das quantidades negativas, uma vez que estas são elevadas ao quadrado, resultando valores invariavelmente positivos. É sabido que durante um acontecimento sísmico a deformada da estrutura nem sempre é positiva, existindo deslocamentos com diferentes sinais ao longo da sua altura. Esta limitação torna-se mais flagrante em análises tridimensionais; nestes casos, os modos de torção são praticamente anulados (López Menjívar, 2003).

As características das respostas que podem ser obtidas através de uma análise “pushover” incluem:

- Forças reais nos elementos tidos como potencialmente frágeis, já contabilizando fenómenos de redistribuição de forças.

- Estimativa das deformações nos elementos que têm capacidade de deformação inelástica, dissipando energia.
- Fornecimento de uma pintura sequencial da cedência e colapso dos elementos estruturais, bem como da capacidade global da estrutura.
- Identificação das regiões críticas, onde é expectável que ocorram as deformações inelásticas.
- Identificação das irregularidades de resistência no plano e em altura.
- Controlo dos danos em elementos não estruturais através da estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos.

É certo, não obstante, que estes benefícios resultam de um esforço adicional de análise, já que é necessário um trabalho de modelação do comportamento inelástico que não existe em qualquer análise elástica linear.

5.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO TRADICIONAL DE ANÁLISE “PUSHOVER” E DEFINIÇÃO DO DESLOCAMENTO DE CONTROLO

O método de análise “pushover” mais tradicional é proposto em regulamentação variada, nomeadamente no EC8 e na regulamentação italiana para edifícios. O procedimento subjacente ao método “pushover” envolve a criação de um modelo que incorpore directamente a resposta inelástica do material, e que sendo solicitado até se atingir um dado deslocamento pretendido (deslocamento de controlo) permite a determinação das forças e deformações correspondentes a esse nível de deformação. É escolhido um formato para a carga que solicita horizontalmente o modelo e a intensidade da carga é aumentada monotonicamente. A sucessão de fenómenos de fendilhação, plastificação e rotura das diferentes componentes estruturais é observada durante o processo de cálculo até ao ponto em que se atinge o tal deslocamento de controlo. Este deslocamento de controlo pretende representar o máximo deslocamento experimentado pela estrutura durante o acontecimento sísmico em causa.

O método “pushover” não tem uma base teórica robusta, e é fundamentalmente baseado no pressuposto de que a resposta de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade (MDOF) está directamente ligada à resposta de um sistema equivalente de um único grau de liberdade (SDOF) com adequadas propriedades histeréticas. Tal pressuposto implica que a resposta dinâmica da estrutura de múltiplos graus de liberdade seja dominada apenas pelo seu primeiro modo ou modo fundamental e que o formato da deformada modal, $\{\phi\}$, desse primeiro modo seja constante ao longo da história da solicitação sísmica, independentemente do nível de deformação envolvido.

Assumindo que o vector $\{\phi\}$ é conhecido, o factor de transformação, Γ , pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T \cdot M \cdot \{1\}}{\{\phi\}^T \cdot M \cdot \{\phi\}} \quad [41]$$

em que M representa a matriz de massa do MDOF.

As características força-deformação características do sistema SDOF equivalente podem ser determinadas aplicando o factor de transformação aos resultados retirados da análise não linear, aplicando as seguintes equações:

$$d^* = d_n / \Gamma \quad [42]$$

$$F^* = F_b / \Gamma \quad [43]$$

onde F_b representa o corte basal da estrutura e d_n o deslocamento de controlo do sistema MDOF. Estes valores são retirados da curva de capacidade que deriva da análise, obtendo-se a correspondente curva de capacidade para o sistema SDOF, como é ilustrada na figura 5.1..

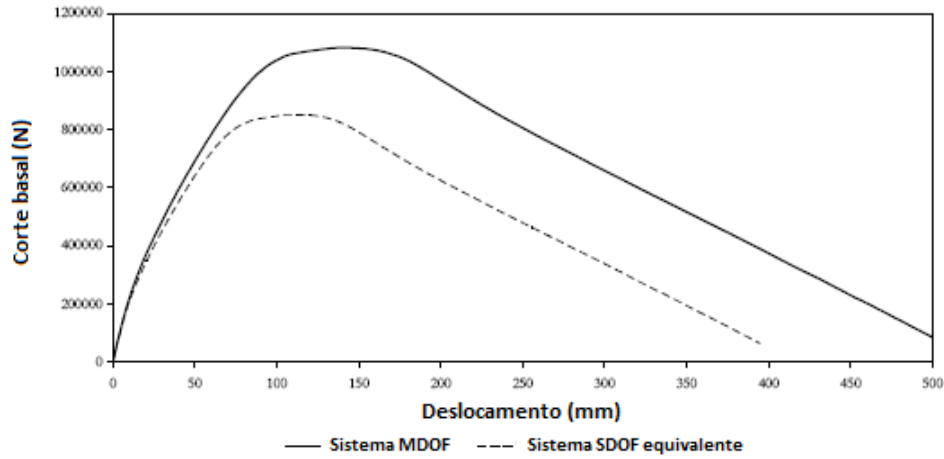


Figura 5. 1. – Curva “pushover” do sistema MDOF e do sistema SDOF equivalente.

A massa do sistema SDOF equivalente pode ser estimada da seguinte forma:

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad [44]$$

pelo que o factor de transformação pode ser igualmente calculado por um processo não matricial:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad [45]$$

A partir da curva de capacidade obtida anteriormente pode, depois, proceder-se a uma adaptação dessa mesma curva a uma relação força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica idealizada. A força de cedência, F_y^* , que representará a força última no sistema idealizado, toma o valor da força de pico da curva de capacidade do sistema SDOF equivalente. A rigidez inicial admitida para a curva bilinear é determinada de modo a permitir uma equivalência de áreas sob a curva real e a curva idealizada, tal como é ilustrado na figura 5.2..

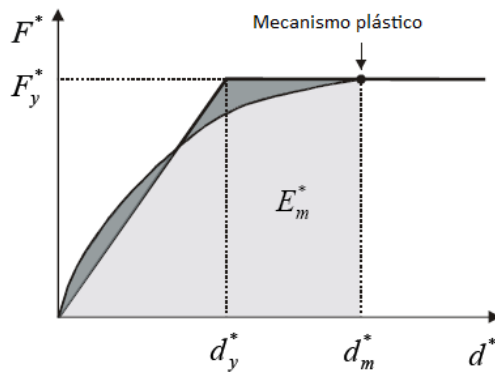


Figura 5. 2. – Curva “pushover” do sistema SDOF equivalente e do sistema bilinear correspondente.

O deslocamento d_y^* pode ser calculado considerando essa mesma compensação de áreas através da seguinte expressão:

$$E_m^* = \left[d_m^* - \frac{d_y^*}{2} \right] F_y^* \Rightarrow \frac{d_y^*}{2} = d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \quad [46]$$

$$D_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad [47]$$

onde E_m^* representa a área sob a curva “pushover” do sistema SDOF .

Embora estas considerações não tenham nenhum fundamento teórico rigoroso, estudos têm demonstrado que o factor de transformação, Γ , pode ser considerado constante para pequenas a moderadas mudanças no vector $\{\phi\}$ e que a resposta estrutural obtida fornece estimativas razoáveis, desde que a resposta estrutural seja dominada pelo seu modo fundamental (López Menjivar, 2004).

Para obter o deslocamento alvo correspondente a cada análise “pushover” para um sistema de múltiplos graus de liberdade é necessário efectuar uma transformação da curva de capacidade numa curva bilinear idealizada correspondente ao oscilador de um grau de liberdade equivalente, baseada no pressuposto de uma compensação de áreas energéticas, tal como foi referido anteriormente.

O ponto de partida para esta transformação é o ponto de mecanismo, o qual é definido na parte 3 do EC8 como correspondendo à formação de um mecanismo plástico, sem aprofundar o critério subjacente a esta definição (por exemplo, um parâmetro global ou local de verificação, por controlo do máximo deslocamento relativo entre pisos, ou ainda a exigência de formação de um dado número de rótulas plásticas).

O EC8 apresenta dois procedimentos para determinar o deslocamento de controlo: um método directo e um método (opcional) iterativo. O método directo, como não engloba nenhum processo iterativo, é muito sensível à forma como se determina o ponto de mecanismo da estrutura. Por outro lado, o processo iterativo, embora mais moroso, conduz a deslocamentos de controlo iguais independentemente do ponto de mecanismo assumido na primeira iteração, contornando as dificuldades inerentes a uma definição mais rigorosa e correcta deste último. Usando o método iterativo, o ponto de mecanismo assumido como ponto de partida torna-se irrelevante, embora variem os passos de iteração necessários até o atingir. Pelo exposto, a importância de uma definição objectiva deste ponto de mecanismo perde relevância no cálculo do deslocamento de controlo.

O Método N2 (Fajfar, 1999) é um dos métodos mais correntes e utiliza um factor redutor de força, R_μ , o período T^* do sistema SDOF e relações $R_\mu - T^*$ para a determinação do nível de ductilidade envolvido e, consequentemente, do valor do deslocamento de controlo. É este o método directo recomendado pelo Anexo B do EC8-1 para a avaliação do deslocamento de controlo envolvendo análise “pushover”.

O período T^* do sistema SDOF equivalente idealizado, por seu turno, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad [48]$$

O deslocamento de controlo da estrutura com período T^* e comportamento elástico ilimitado é dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad [49]$$

onde $S_e(T^*)$ é a aceleração no espectro elástico regulamentar para o período T^* .

Para a determinação do deslocamento de controlo, d_m^* , o método directo do EC8 sugere diferentes expressões, consoante o intervalo em que se localiza o período T^* .

Nos casos em que se verifique $T^* < T_C$, duas situações são possíveis:

- Se $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, a resposta é elástica e $d_m^* = d_{et}^*$
- Se $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, a resposta é não linear e $d_m^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$

em que R_μ é o rácio entre a aceleração da estrutura com comportamento elástico ilimitado, $S_e(T^*)$, e a aceleração da estrutura com rigidez limitada, F_y^* / m^* .

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad [50]$$

Nos casos em que se verifique $T^* \geq T_C$, o deslocamento de controlo será dado simplesmente por $d_m^* = d_{et}^*$.

A relação entre as duas abordagens pode ser visualizada nas figuras 5.3. e 5.4.. É utilizado um formato aceleração-deslocamento nos espectros de resposta das figuras. O período T^* está representado pela linha radial que une a origem do sistema de eixos ao ponto do espectro de resposta elástico de coordenadas $d^* = S_e(T^*) (T^* / 2\pi)^2$ e $S_e(T^*)$.

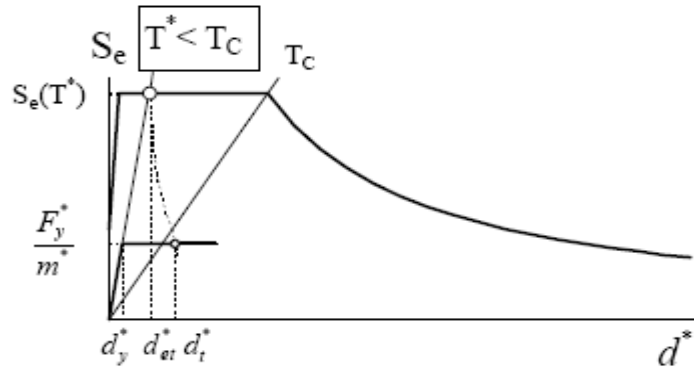


Figura 5. 3. – Determinação do deslocamento de controlo para $T^* < T_C$.

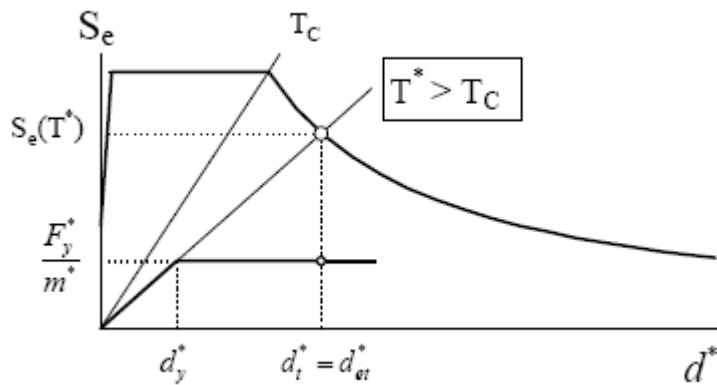


Figura 5. 4. – Determinação do deslocamento de controlo para $T^* \geq T_C$.

O outro método permitido, de cariz iterativo, é aconselhado sempre que o deslocamento obtido pelo método directo anteriormente exposto conduza a valores de d_m^* muito diferentes do valor de d_t^* , havendo a necessidade de repetir todo o processo até que os valores convirjam.

O máximo deslocamento experimentado pelo sistema MDOF pode finalmente ser obtido através da seguinte equação:

$$d_t = \Gamma d_m^* \quad [51]$$

5.2. DETERMINAÇÃO DO PONTO DE MECANISMO

No programa de cálculo utilizado (PNL), o ponto de mecanismo, assumido igual a d_m^* na primeira iteração do método para determinação do deslocamento de controlo, corresponde ao máximo deslocamento de topo que a estrutura experimenta até se tornar instável. De seguida, procede-se a um resumo dos princípios teóricos envolvidos na determinação desse ponto de mecanismo.

É sabido que a equação de equilíbrio de uma dada estrutura pode ser expressa por:

$$K_{total} D_G = F_G \quad [52]$$

em que K_{total} é a matriz de rigidez da estrutura, após assemblagem e espalhamento das rigidezes de cada barra, expressa em coordenadas globais e desprezando a influência da não linearidade geométrica; D_G e F_G correspondem aos vectores de deslocamentos e de forças generalizadas.

Sempre que ocorre a formação de uma rótula plástica numa dada extremidade de uma barra, a matriz de rigidez do elemento é corrigida para entrar em linha de conta com as novas condições de extremidade (formação de uma ligação rotulada substituindo a continuidade inicial, antes de qualquer plastificação). Paralelamente, é criada uma matriz de rigidez global assumindo uma rigidez pós-cedência nula; se a matriz resultante for, a dada altura, singular, admite-se que é atingido nesse instante o ponto de mecanismo da estrutura.

5.3. FORÇAS VERSUS DESLOCAMENTOS – VECTOR SOLICITAÇÃO

O vector de cargas que solicita a estrutura deve aproximar as forças de inércia que se desenvolvem na estrutura durante o sismo. Embora a distribuição destas forças de inércia varie em função da severidade do sismo e com o tempo, é frequentemente utilizado um vector de forças invariante, salvo a excepção dos métodos adaptativos de “pushover”, não abrangidos pelo regulamento. Esta aproximação fornece adequadas previsões para pequenas e médias estruturas porticadas, onde o comportamento estrutural é dominado pelo primeiro modo de vibração. Contudo, a análise “pushover” pode ser drasticamente inapropriada para estruturas com períodos elevados, nas quais os efeitos dos diferentes modos são relevantes, facto já realçado anteriormente.

Investigações neste âmbito comprovam que, muito embora no domínio elástico as distribuições de força para o formato triangular ou trapezoidal tendam para resultados mais próximos da análise dinâmica não linear, para grandes deformações a envolvente dinâmica aproxima-se mais das soluções obtidas para um padrão de cargas uniforme (Mwafy e Elnashai, 2000; Gupta e Kunnath, 2000).

Embora o EC8 se baseie na imposição de um padrão de cargas impostas à estrutura (permitindo o formato modal ou uniforme), em detrimento de uma solicitação baseada em deslocamentos, a aplicação de vectores de deslocamentos ao invés de forças nos procedimentos de “pushover” assemelha-se mais apropriada e teoricamente mais correcta e racional. Contudo, as análises “pushover” baseadas em deslocamentos acarretam algumas deficiências, uma vez que o carácter constante da natureza do vector solicitante conduz não raras vezes à perda de importantes características estruturais, tais como irregularidades na resistência.

Um estudo desenvolvido por López Menjivar utilizando como modelo o “ICONS” (Carvalho, 1999), pórtico descrito neste trabalho no capítulo 6, comprova o exposto anteriormente. O “ICONS” foi “empurrado” até ao mesmo deslocamento considerando um vector de deslocamentos constante e um vector de forças constante (em ambos os casos com distribuições triangulares). Embora fosse esperado que o deslocamento para o terceiro piso fosse superior relativamente ao dos outros pisos, os valores calculados utilizando na solicitação o vector de deslocamentos conduzem a “drifts” iguais entre todos os pisos, como se pode confirmar pela figura 5.5., ou seja, não há qualquer indicação na resposta da estrutura que sinalize a mudança de resistência associada ao terceiro piso.

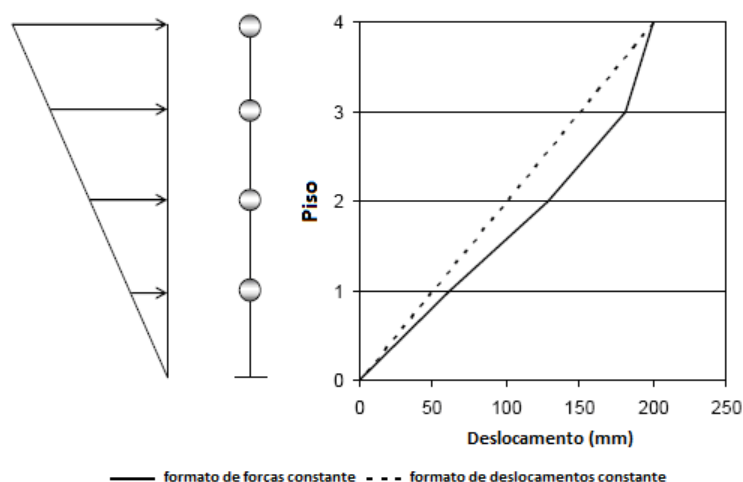


Figura 5. 5. – Perfis de deslocamentos do modelo simplificado do ICONS resultantes de análises “pushover” envolvendo distribuições de força e deslocamento constantes.

Assim, para aplicar deslocamentos, em detrimento de forças, é necessário o desenvolvimento de um processo adaptativo do vector de deslocamentos às propriedades estruturais do modelo, tais como a rigidez e a distribuição de massa. Os deslocamentos a aplicar devem ser fruto de uma análise modal, a repetir ou não em cada passo de cálculo, consoante o método escolhido seja adaptativo ou não-adaptativo.

5.4. VIABILIDADE DA ANÁLISE “PUSHOVER”

Há, pois, boas razões para utilizar análises “pushover” em detrimento dos métodos elásticos simplistas. A simplicidade do método torna-o atractivo para a prática diária, sendo uma ferramenta de cálculo muito útil, desde que usada com precaução e ponderação. Não obstante, algumas desvantagens devem ser apontadas:

- Alguns dos pressupostos teóricos do método não são robustos nem de fácil argumentação. A equivalência entre os sistemas MDOF e SDOF é discutível e a sua aplicabilidade fica comprometida nos casos em que a resposta não é dominada pelo modo fundamental. Por outro lado, os modos de vibração podem variar significativamente ao longo da excitação sísmica em função do nível de inelasticidade envolvido. Como consequência, a deformação estimada pelo método pode ser totalmente inadequada para estruturas em que a contribuição dos modos de vibração mais elevados seja significativa. O método, tal como é sugerido no EC8, ignora explicitamente a contribuição desses modos para a resposta total.
- É difícil promover a extensão da análise “pushover” a modelos tridimensionais que se justificam quando os efeitos de torção são importantes, uma vez que a análise “pushover” é essencialmente vocacionada para modelos 2D.
- A progressiva perda de rigidez que ocorre durante o sismo devido ao comportamento cíclico não linear dos materiais não é tida em conta. Esta degradação, por seu turno, introduz mudanças nos períodos e nas características modais da estrutura. Por outro lado, os padrões de solicitação são baseados em forças, uma vez que os formatos baseados em deslocamentos não conseguem traduzir cabalmente as fragilidades estruturais que porventura existam (López Menjivar, 2004).

- Sendo um método estático, o “pushover” concentra-se unicamente na energia de deformação da estrutura, negligenciando outras fontes de dissipação energética associadas à resposta dinâmica, tal como a energia associada ao amortecimento viscoso da estrutura.
- Só são consideradas cargas horizontais como solicitação. A componente vertical da excitação sísmica, que pode ser em certos casos de grande importância, é ignorada, uma vez que nenhum método foi até hoje proposto para combinar análises “pushover” com acções englobando a componente vertical da acção sísmica.

A análise “pushover” não será jamais uma substituta da análise dinâmica não linear, nomeadamente quando as estruturas a analisar forem de elevada complexidade. Não obstante, desenvolvimentos que tentem colmatar as fragilidades do método podem efectivamente aumentar a eficiência do mesmo. De facto, as desvantagens apontadas nos pontos de 1 a 4 podem realmente ser ultrapassadas mediante a aplicação de “pushover” adaptativo, que contabilize os modos de vibração mais elevados e as alterações da resistência local e correspondentes características modais (López Menjívar, 2004).

6

EXEMPLO DE APLICAÇÃO –
PÓRTICO “ICONS”

O pórtico “ICONS” é um pórtico de quatro pisos com três vãos consecutivos e foi construído em Ispra, Itália, para fins de teste pseudo-dinâmico pelo Comité Europeu, levado a cabo pela associação ECOEST II /ICONS (Carvalho, 1999). A estrutura pode ser considerada como representativa da prática de projecto e de construção características dos anos 70 nos países do Sudoeste Europeu tais como Itália, Portugal e Grécia. A estrutura foi dimensionada para suportar exclusivamente cargas verticais, embora análises numéricas prévias tenham demonstrado que o pórtico tem uma resistência a cargas horizontais, em estado limite último, de aproximadamente 8% do seu peso. A estrutura seleccionada para análise é parte integrante de um edifício maior, correspondendo a um dos pórticos internos desse edifício. As características estruturais e pormenores de armaduras do pórtico em questão pretendem traduzir uma estrutura sem qualquer consideração sísmica de projecto. A figura 6.1. ilustra alguns pormenores da estrutura.

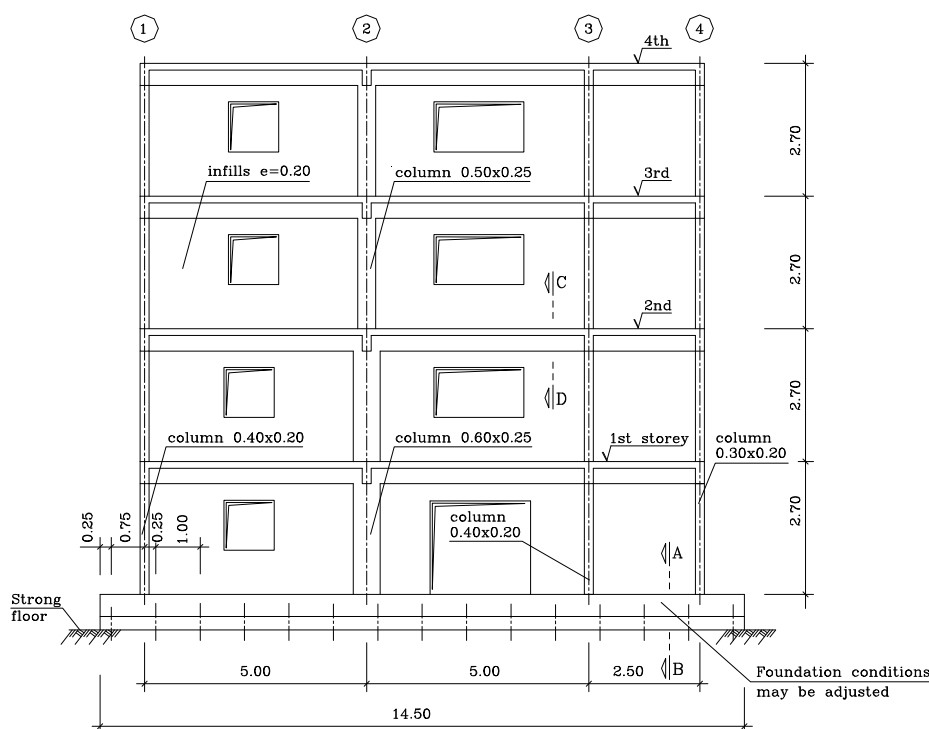


Figura 6. 1. – Vista de frente e de topo do “ICONS”.

As cargas verticais consideradas na análise consistem em cargas uniformes de 15,1 kN/m no primeiro, segundo e terceiro pisos e uma carga de 12,7 kN/m no piso da cobertura. Estas cargas, conforme esquematizado na figura 6.2., representam o peso próprio das vigas e lajes, dos acabamentos e o valor quase permanente das sobrecargas actuantes. Para além das cargas uniformemente distribuídas, foi considerado um conjunto de cargas localizadas aplicadas nos nós da estrutura, de forma a traduzir o peso próprio dos pilares.

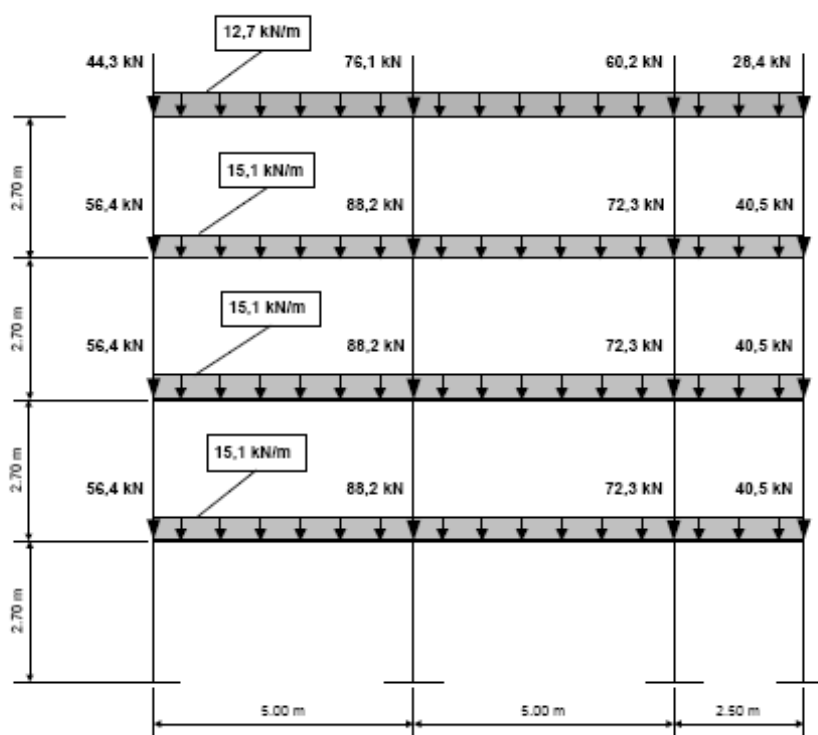


Figura 6. 2. – Esquema das cargas verticais estáticas aplicadas à estrutura.

A altura de cada piso é de 2,7m e as lajes apresentam uma espessura constante de 0,15m, estendendo-se 2 metros para cada lado das vigas. Foram utilizadas vigas iguais (geometria e armadura) em todos os pisos, o mesmo acontecendo para os vários pilares que mantêm uma área de secção transversal invariante em altura, à excepção do segundo pilar. É de notar que apenas o segundo pilar está orientado segundo a sua direcção de maior inércia; os restantes pilares estão orientados segundo o eixo de simetria que mobiliza menor inércia e menor braço de forças. Pelo exposto, este pilar desempenha um importante papel na resposta estrutural do pórtico. A figura 6.4. mostra os detalhes geométricos e pormenores de armadura dos diversos pilares. É de sublinhar que os varões são na sua totalidade varões lisos, de aplicação usual há uns anos atrás. As vigas apresentam na direcção da carga 250mm de largura e 500mm de altura, enquanto que as vigas transversais têm uma largura de 200mm e uma altura de 500mm. As características das vigas e pormenores de armaduras constam da figura 6.3..

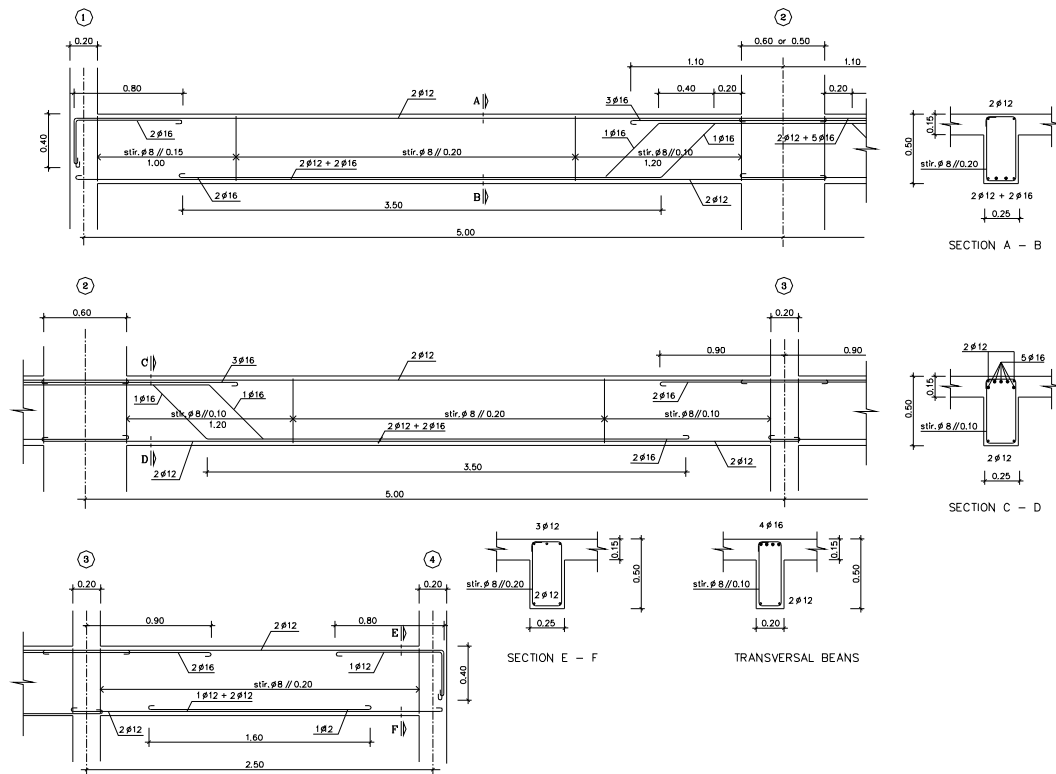


Figura 6. 3. – Geometria e pormenores de armadura das vigas.

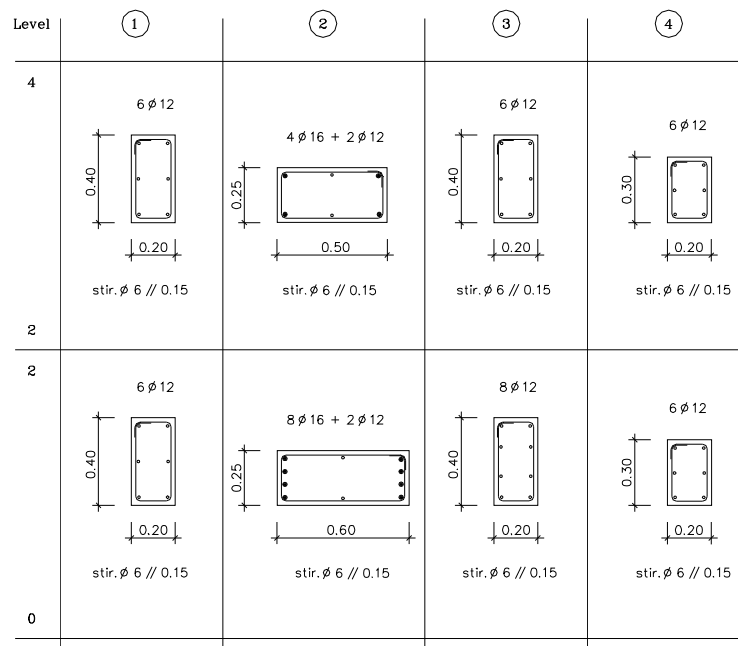


Figura 6. 4. – Geometria e pormenores de armadura dos pilares.

As barras e nós do pórtico seguem a numeração descrita na figura 6.5.:

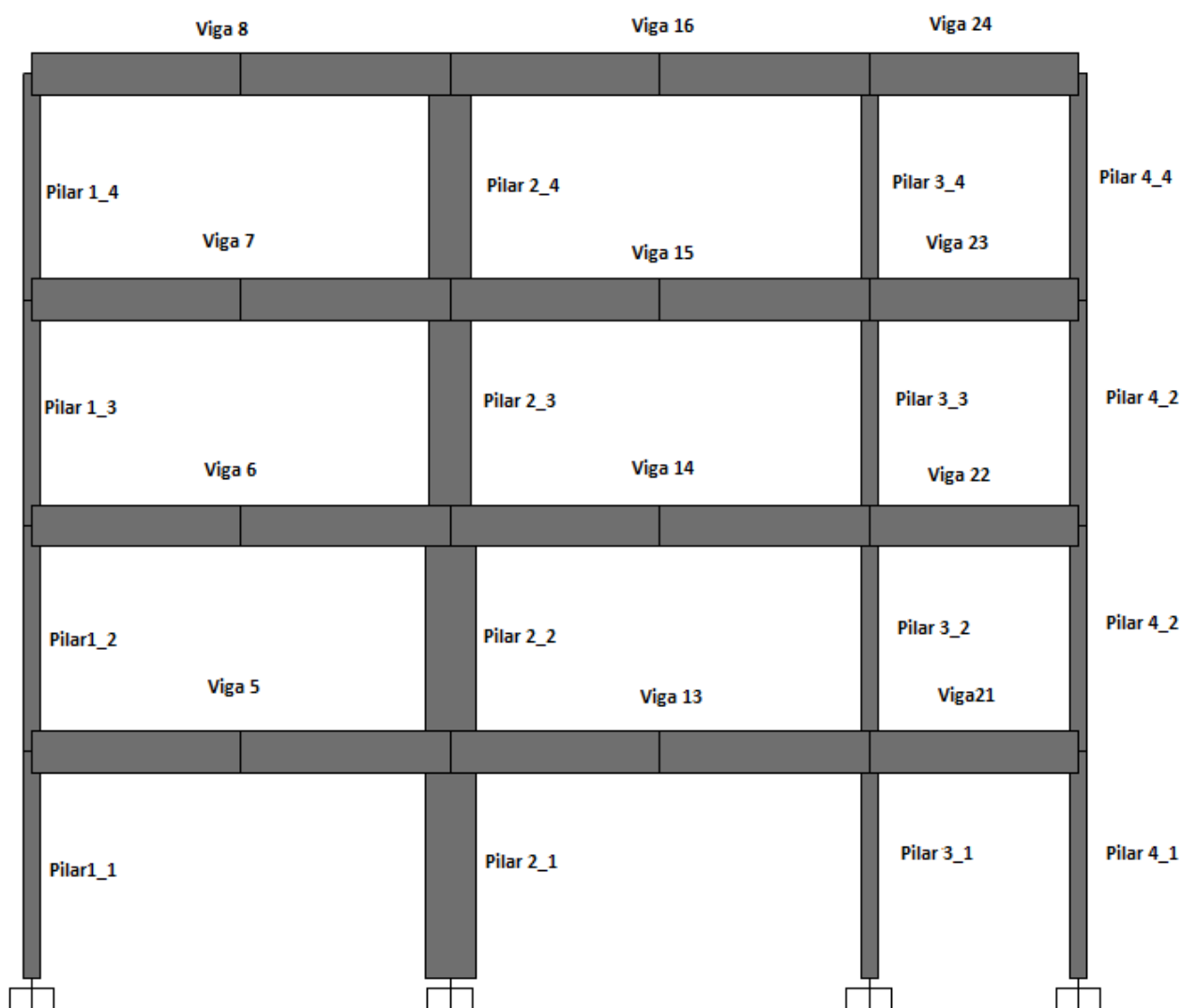


Figura 6. 5. – Designação dos diferentes elementos do “ICONS”.

Todos os quadros de resultados e os estudos comparativos seguem a numeração de barras anterior.

6.1.MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

Por forma a avaliar a resposta não linear do pórtico, os elementos estruturais foram idealizados como elementos de barra planos constituídos pela associação em série de três sub-elementos. Nas zonas extremas do elemento de barra estão localizados dois sub-elementos com comportamento inelástico, admitindo-se que todas as incursões inelásticas se concentram nesses sub-elementos de extremidade, originando a formação de rótulas plásticas. O sub-elemento central sobraente exibe, por seu turno, comportamento puramente elástico e linear. A rigidez é suposta constante nessa zona central. As leis de comportamento histerético, descritas no ponto 4.2, caracterizam o comportamento inelástico das restantes zonas extremas. Este comportamento inelástico foi modelado de acordo com o modelo

Costa-Costa (Costa and Costa, 1987; CEB, 1996), o qual corresponde a uma generalização do modelo de Takeda (CEB, 1996).

A modelação do pórtico para análises não lineares foi feita com recurso a um programa computacional desenvolvido em estudos anteriores (Varum, 1997). Este programa permite utilizar análises bidimensionais de estruturas porticadas de betão armado, aplicando no cálculo que desenvolve o fraccionamento dos elementos nas três zonas distintas já referidas anteriormente. Para estes elementos de barra planos foram considerados apenas graus de liberdade nas suas extremidades, existindo uma rotação em torno do eixo perpendicular ao plano e dois deslocamentos, um na direcção do eixo da barra e outro na sua direcção perpendicular, por cada nó do elemento total, constituído pelos três sub-elementos já referidos. A determinação da matriz de rigidez de cada elemento estrutural é calculada, portanto, através de um processo de condensação estática, de acordo com a metodologia habitual em análise matricial de estruturas. Constitui-se inicialmente a matriz de rigidez do elemento a partir da associação em série dos três sub-elementos, condensando, de seguida, aos graus de liberdade das extremidades (Varum, 1997).

O modelo de comportamento cíclico de cada secção permite definir uma envolvente trilinear monotónica, definida pelo ponto de fissuração e ponto de cedência, incorporando ainda efeitos como a degradação de rigidez e efeito de aperto. Estes efeitos são considerados na análise dinâmica não linear. O comportamento inelástico em flexão, representado por curvas momento-curvatura trilineares, considera o comportamento assimétrico das vigas, para as quais o esforço axial é normalmente desprezado, e considera ainda o esforço axial actuante nos pilares, bastante significativo.

Por simplificação, foi desprezado o efeito de uma largura colaborante laje-viga, pelo que as alterações que este feito introduziria na rigidez a considerar para as vigas não foram consideradas, optando-se por considerar exclusivamente a sua secção rectangular. Os pormenores de armaduras foram projectados de acordo com a informação normativa e as práticas de construção da altura, pelo que não foram considerados quaisquer detalhes construtivos por forma a garantir um melhor comportamento sísmico da estrutura, nomeadamente através da criação de mecanismos de dissipação inelástica ou reservas de força. Os princípios fundamentais de dimensionamento sísmico foram ignorados nos pilares, ocorrendo emendas de varões em zonas críticas de esforços.

A análise dinâmica não linear utiliza o método de integração de Newmark e considera uma estratégia de análise com modificação da matriz de rigidez da estrutura a cada passo. As condições iniciais consideradas para a análise não linear correspondem à resultante da solicitação das cargas verticais actuantes. O amortecimento foi assumido como sendo do tipo Rayleigh (Clough, 1995) com os parâmetros α e β calculados admitindo a massa da estrutura concentrada ao nível das vigas. Todos os pisos possuem uma massa correspondente a 44.6ton, excepto a cobertura, cuja massa é de 40.0ton; a rigidez elástica dos membros estruturais é definida considerando a contribuição da armadura em cada secção.

O amortecimento apenas foi considerado nas análises envolvendo baixa intensidade sísmica, ou seja, para verificações que contemplem o estado limite DL. Nesses casos o amortecimento foi introduzido através de parâmetros de Rayleigh calculados para o primeiro e segundo modos de vibração da estrutura, considerando a fracção de amortecimento crítico igual a 3% para ambos os períodos. Estes períodos foram calculados assumindo a massa concentrada nas vigas da estrutura porticada, para uma combinação quase permanente de acções. Os períodos obtidos foram de 1,55 Hz e de 4,71 Hz para o primeiro e segundo modos de vibração, respectivamente.

Para o estado limite DL, e de acordo com o prescrito pelo EC8, a resposta estrutural deve ser avaliada através de um modelo onde a rigidez dos elementos (o elemento completo no caso de uma análise

elástica e a parte interna elástica do elemento no caso de uma análise não-linear) iguale a média dos valores $M_y L_v / (3\theta_y)$, calculados para os dois extremos de cada barra. No entanto, para as secções das vigas (elementos não simetricamente armadas) foi considerada a rigidez específica $M_y L_v / (3\theta_y)$ correspondente a cada extremo independentemente, tal como para a parte central de cada barra, ao invés de introduzir uma média simplificada, já que o programa de cálculo utilizado permite esta introdução de uma forma facilitada. A abordagem simplificada preconizada pela parte 3 do EC8 apenas foi utilizada para as análises elásticas.

As análises puramente elásticas da estrutura foram concebidas, por seu turno, com recurso ao programa SAP2000 v11.0.0. Nestas análises, a barra é considerada como um elemento sem quaisquer partições, admitindo-se uma rigidez igual à rigidez que caracteriza a semi-barra central no modelo não linear.

6.2. MATERIAIS UTILIZADOS:

No que concerne às propriedades mecânicas dos materiais, foram seleccionadas as seguintes classes materiais, baseadas nas propriedades originais do pórtico “ICONS”:

- Betão: C16/20 $\rightarrow f_{ck} = 16MPa$
- Aço: S235 $\rightarrow f_{yk} = 235MPa$

Assume-se que as capacidades dos materiais relevantes podem ser modeladas como variáveis normais com os seguintes parâmetros estatísticos:

- Resistência à compressão do betão: média $\mu_{fc} = f_{ck} + 8 = 24MPa$
- Extensão última no betão: $\mu_{\varepsilon_{cu}} = 0.006$
- Resistência na cedência do aço: $\mu_{fy} = f_{yk} + 40 = 275MPa$
- Extensão última no aço: $\mu_{\varepsilon_{sm}} = 0.09$

6.3. ACÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA:

O zonamento do território italiano consta de quatro zonas distintas, correspondendo a zona 1 e 2 às zonas de mais elevada sismicidade, com acelerações máximas de projecto de referência, a_{gR} , de 0,35g a 0,25g, respectivamente. Para o caso específico do ICONS, a acção sísmica foi definida admitindo um zonamento sísmico variável, sendo seleccionadas as zonas 1 e 2 do território italiano. Foram utilizadas as acelerações de pico (PGA's - “peak ground accelerations”) propostas pelo Anexo Nacional Italiano para os diferentes estados limite a verificar: 0,14g, 0,35g e 0,525g para a zona sísmica 1 e para os estados limite DL, SD e NC, respectivamente.

O terreno que caracteriza o caso em estudo é do tipo B, pelo que foram adoptados valores de T_B , T_C , T_D e S de acordo com essa categoria de solo. Assim, tem-se $T_B = 0,15s$, $T_C = 0,5s$, $T_D = 2,0s$ e $S = 1,25$.

Os valores referidos para todas as variáveis referem-se ao estado limite SD da parte 3 do EC8, estando-lhe associado um período de retorno de 475 anos. Para o estado limite de serviço, DL, e para a situação de colapso, NC, os valores das acelerações máximas de projecto de referência devem ser multiplicados por 0,4 e por 1,5, respectivamente (períodos de retorno de 72 e de 2475 anos). Os

espectros correspondentes às duas zonas sísmicas para cada um dos três estados limite são ilustrados na figura 6.6..

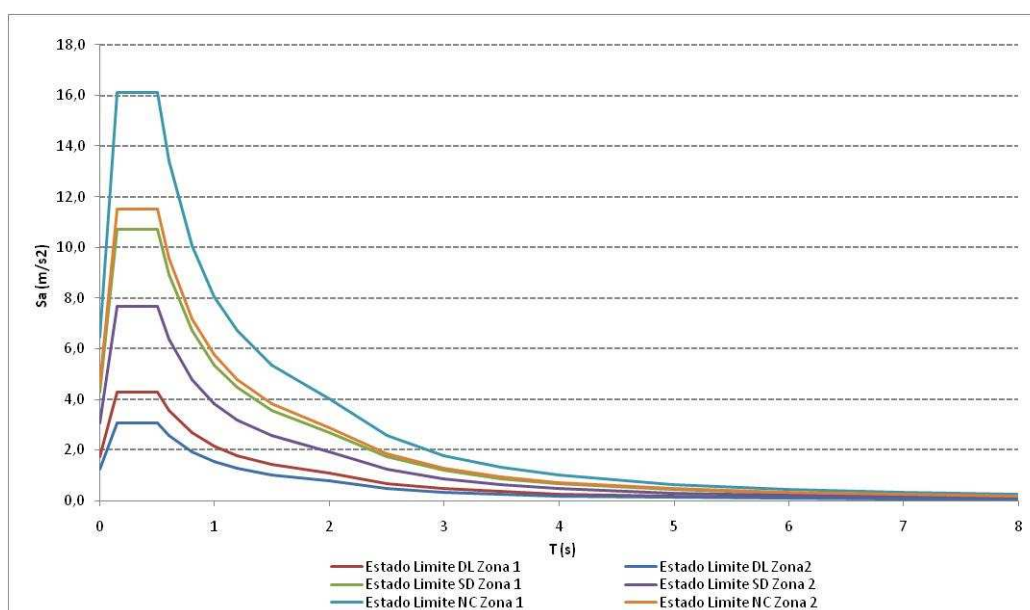


Figura 6. 6. - Espectros de resposta elásticos para os estados limite DL, SD and NC (5% de amortecimento).

Os resultados da acção sísmica foram combinados com as outras acções seguindo as prescrições da parte 3 do EC8, ponto 4.2.(4), a qual remete para a cláusula 3.2.4 da parte 1 do mesmo regulamento. A combinação de acções sísmica segue a seguinte fórmula:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + A_{E,d} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{K,i} \quad [53]$$

em que:

$G_{K,j}$ - valor característico das cargas permanentes

P - valor característico do pré-esforço relevante

$A_{E,d}$ - valor de dimensionamento da acção sísmica

$Q_{K,i}$ - valor característico da acção variável i

$\psi_{E,i}$ - produto do valor do factor quase-permanente da acção variável i , $\psi_{2,i}$, com o valor do factor ϕ , o qual toma o valor de 0,8 para edifícios de ocupação corrente.

6.4. COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O comprimento associado a cada rótula plástica foi previamente imposto no processo de cálculo e depende fundamentalmente da extensão da zona onde se admite que irá ocorrer plastificação das armaduras longitudinais. No entanto, existem outros fenómenos intervenientes neste processo, nomeadamente o chamado efeito de “yield penetration”, que corresponde à rotação adicional verificada nas secções de encastramento, gerada pela impossibilidade física de existir uma brusca

variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal. Acresce ainda o efeito de “alastramento” da rótula plástica por inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal na secção; a hipótese das secções planas deixa, assim, de ser válida, resultando valores de tensão e extensão nas armaduras superiores aos valores estimados por cálculo (Varum, 1997). A curvatura é assumida constante ao longo do comprimento de rótula plástica, pelo que a rotação que a secção experimenta é obtida multiplicando a curvatura da rótula plástica pelo seu comprimento. As distribuições teórica e real das rotações para a rótula plástica estão ilustradas na figura 6.7. e esquematizam a influência dos fenómenos descritos.

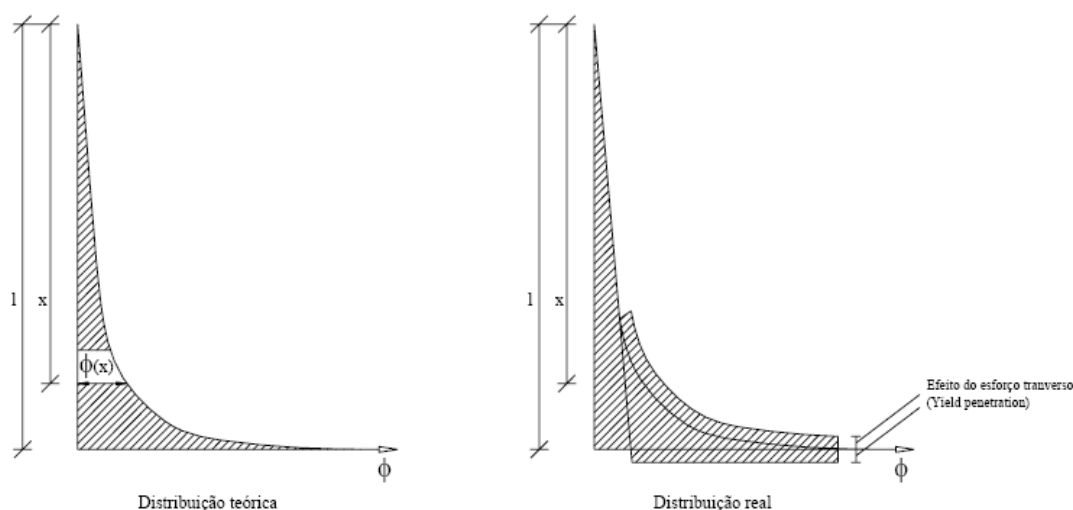


Figura 6. 7. – Distribuições real e teórica das rotações ao longo do comprimento de rótula plástica.

Uma vez que nenhum estudo específico foi desenvolvido por forma a avaliar a influência do comprimento de rótula plástica a considerar na resposta estrutural, foi admitido um valor de comprimento de rótula plástica igual a metade da altura no caso dos pilares e igual à altura da secção no caso das vigas, estimativa baseada nos ensaios realizados na Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, por Priestley e Park (1984).

Saliente-se que o EC8 define, na sua parte 1, disposições específicas para o cálculo do comprimento destas zonas críticas de potencial formação de rótulas plásticas, diferenciando os elementos em vigas e pilares e em classes de ductilidade. A cláusula 5.4.3.1.2., referente à pormenorização de armaduras para garantia de ductilidade local nas vigas, impõe que as regiões do elemento sísmico primário que distem mais do que $l_{cr} = h_w$ das extremidades onde cada viga se liga a um dado nó da estrutura porticada global devem ser consideradas como regiões críticas, sendo h_w igual à altura da secção transversal do elemento em causa. Por outro lado, o ponto 5.4.3.2.2.(4) impõe que, na escassez de informação mais precisa, deve considerar-se para os pilares um comprimento $l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl} / 6; 0,45m\}$. h_c corresponde ao maior lado da secção transversal do pilar, sendo l_{cl} igual ao comprimento do elemento. Acresce que nas situações em que se verifique a condição $l_{cl} / h_c < 3$ o comprimento da rótula plástica deve igualar o valor da altura total da secção. Para estruturas de alta ductilidade as prescrições são mais exigentes e o comprimento da rótula sugerido é naturalmente superior. De acordo com 5.5.3.2.(4) do EC8-1, deve garantir-se um $l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6m\}$ para os pilares, agravando-se o mesmo comprimento para o caso das

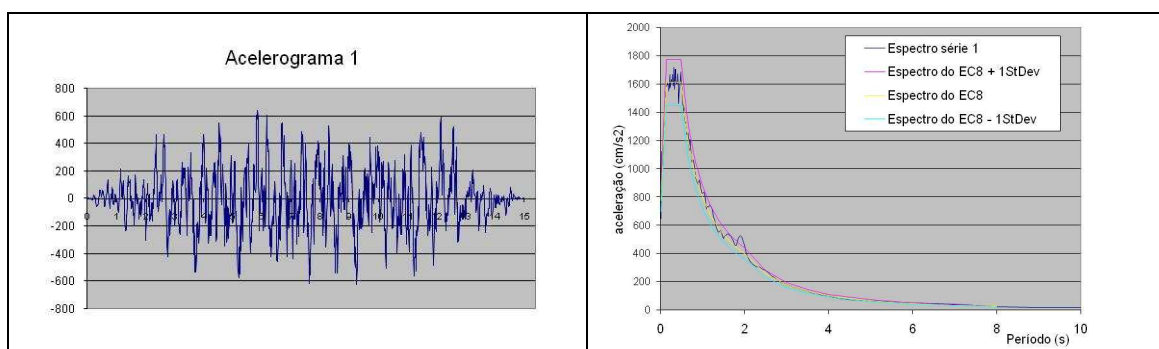
vigas, resultando um $l_{cr} = 1,5h_w$. Os valores preconizados pelo regulamento para o comprimento destas zonas são intencionalmente superiores aos valores sugeridos por Priestley e Park (1984), de forma a garantir uma certa margem de segurança.

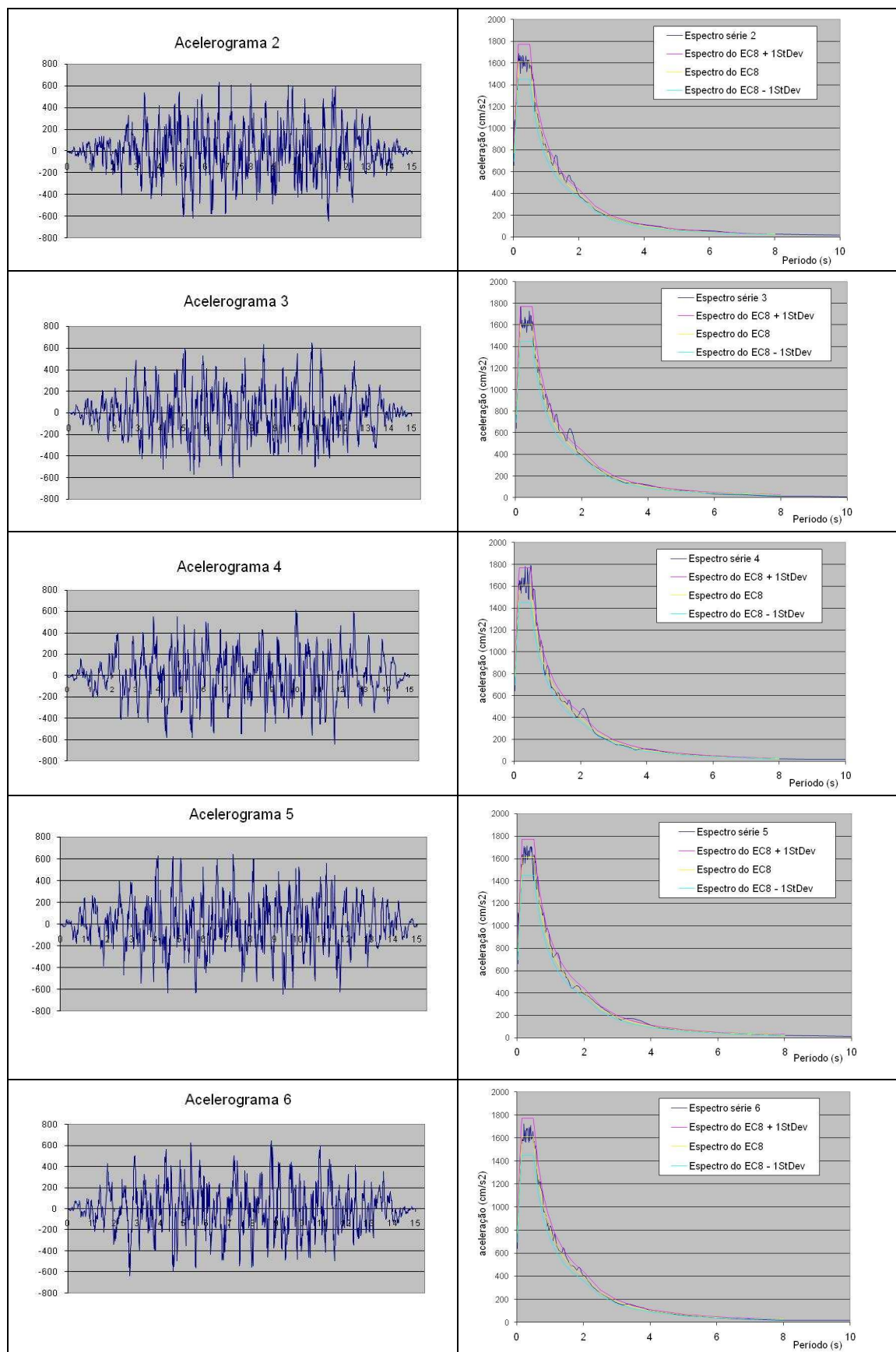
Na análise envolvendo o coeficiente de comportamento, foi adoptado um valor de q igual a 2. A razão entre as duas quantidades, α_u / α_o , para a estrutura em estudo, toma valores da ordem de 1,6 (ver ponto 3.4 deste trabalho). No entanto, a estrutura não pode ser equiparada a uma estrutura com classe de ductilidade média, porquanto o “ICONS” pretende simular uma estrutura característica da época de 70, onde o dimensionamento sísmico e portanto a pormenorização de armaduras garantindo ductilidade adequada eram negligenciados. Estruturas de baixa ductilidade requerem, assim, uma resistência relativamente elevada (pequeno coeficiente de comportamento) para equilibrar a escassa reserva de ductilidade. A resposta exibida por este tipo de estruturas tenderá a ser mais “rígida”, não sendo expectável um elevado número de incursões dissipativas. Por outro lado, situações de rotura frágil podem tornar vulneráveis estas estruturas. No caso em estudo optou-se por um valor de 2 para o coeficiente de comportamento, cumprindo a condição imposta pelo EC8, $q \geq 1,5$, e procurando reflectir assim a baixa ductilidade que caracteriza o “ICONS”. Por outro lado, esta estimativa vai de encontro às prescrições da parte 3 do EC8, onde é sugerido um valor entre 1,5 e 2 para o coeficiente de comportamento (ponto 4.2.(3) do anexo A).

6.5. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS NA ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA

Foram consideradas 6 séries de acelerogramas para avaliar a solicitação sísmica para os casos em estudo. Cada série é constituída por dez acelerogramas com durações de 15 segundos, o conjunto dos quais se pretende que traduza aproximadamente o espectro regulamentar correspondente a cada estado limite.

A figura 6.8. ilustra uma dessas séries de acelerogramas, para o estado limite NC e para a zona sísmica mais gravosa (zona1). A observação dos acelerogramas seguintes e dos espectros que lhes correspondem demonstram que os acelerogramas artificiais se aproximam dos espectros do EC8, não excedendo as variações limite de 10% prescritas pelo regulamento.





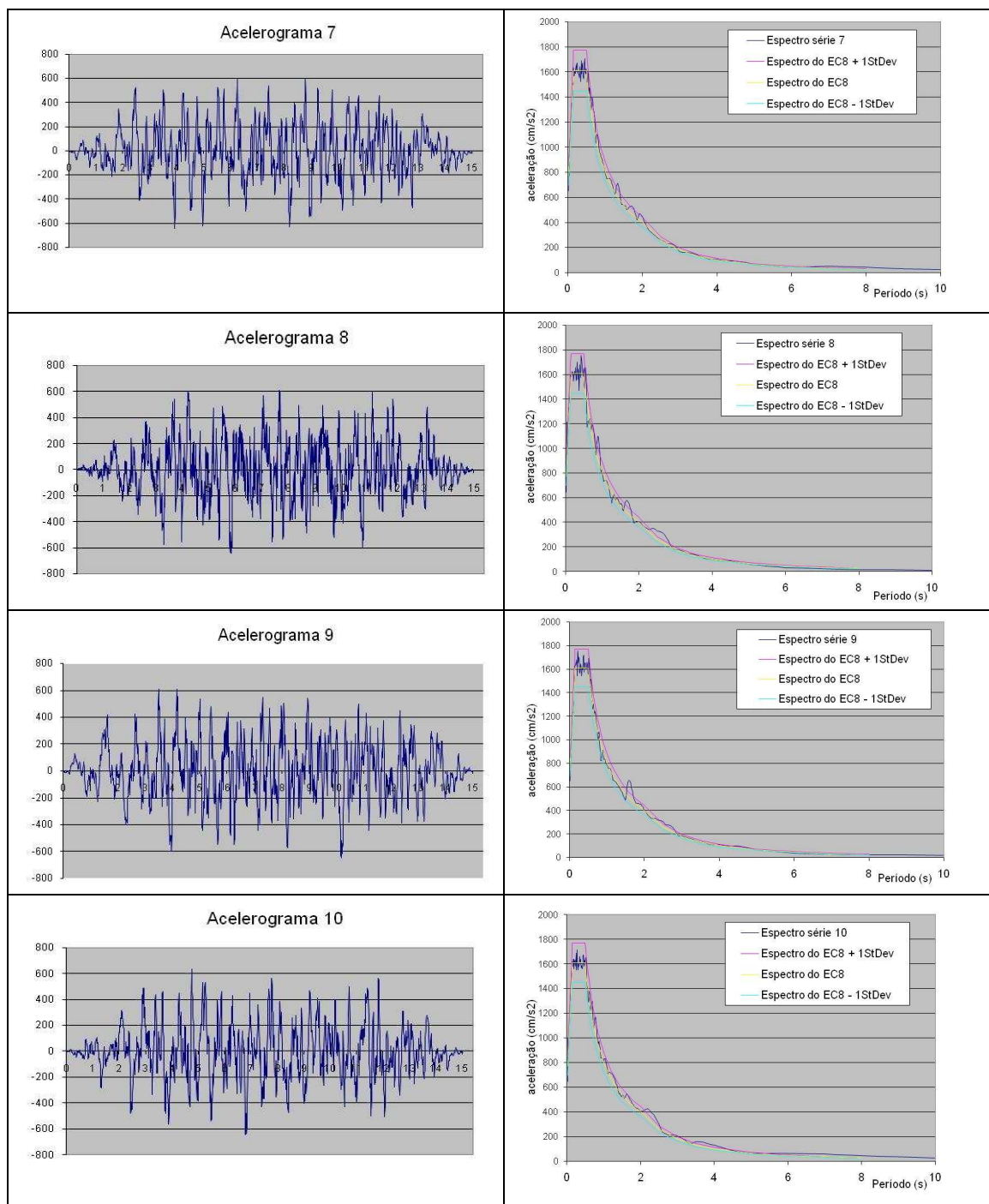


Figura 6. 8. – Conjunto de acelerogramas artificiais para a zona sísmica 1 – NC e correspondentes espectros de resposta versus espectro regulamentar.

7

PROCESSO DE VERIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

O processo de verificação de edifícios já existentes é baseado no controlo de deslocamentos no que respeita a mecanismos dúcteis (verificação da rotação da corda) e baseado em forças para a avaliação de mecanismos frágeis (verificação da resistência em termos de esforço transversal). Para todos os estados limite considerados, as capacidades são definidas de acordo com as expressões propostas pelo anexo A do EC8-3.

7.1. DEFINIÇÃO DO VÃO DE CORTE, L_v

Para estruturas reticuladas, os membros estruturais (vigas e pilares) são, na maioria dos casos, elementos esbeltos. Devido a este facto, os esforços de corte desenvolvidos são normalmente pequenos quando comparados com os esforços de flexão, porquanto as deformações por flexão são predominantes, ao passo que as deformações por corte podem ser negligenciadas sem grande perda de precisão. A definição do designado vão de corte (L_v - “shear span ratio”) parte do pressuposto que exista uma variação linear nos diagramas de momento flector, o que equivale à não aplicação de quaisquer forças distribuídas verticais ao longo dos elementos estruturais, como se ilustra no diagrama de momentos flectores da figura 7.1.. Em qualquer combinação, nomeadamente a combinação sísmica, existem sempre forças verticais a actuar, tais como o peso próprio e sobrecargas actantes, pelo que esta definição não é rigorosamente aplicável. No entanto, é especificamente sugerido pelo regulamento o cálculo de L_v por este meio. Apresenta-se, de seguida, a dedução da expressão de L_v com base nos pressupostos referidos.

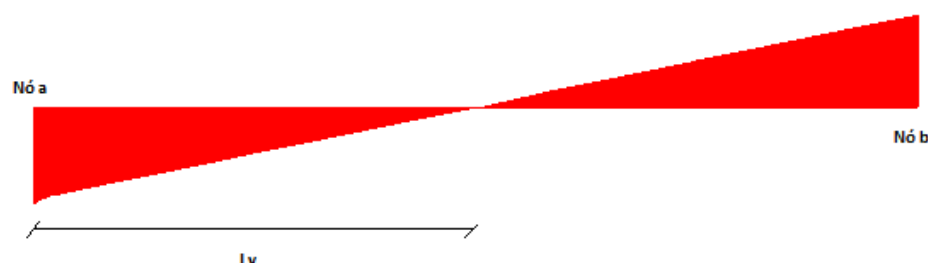


Figura 7. 1. – Diagrama de momentos flectores admitindo a actuação exclusiva de forças horizontais.

$$\begin{aligned}\frac{dM}{dx} &= V \\ \Rightarrow \int_{L_v}^b dM &= \int_{L_v}^b V dx \\ \Rightarrow [M]_{L_v}^b &= [x]_{L_v}^b \cdot V \\ \Rightarrow M_b - M_{L_v} &= (x_b - x_{L_v}) \cdot V\end{aligned}$$

Como $M_{L_v} = 0 \text{ kN.m}$

e $(x_b - x_{L_v}) = L_v$ então :

$$L_v = \frac{M_b}{V} \quad [54]$$

Quanto menor for L_v , mais relevantes são os esforços de corte comparativamente aos esforços de flexão desenvolvidos. No caso corrente de vigas e pilares, o valor de L_v é geralmente elevado, pelo que se pode admitir que a flexão e o corte actuam separadamente, sendo plausível avaliá-los nesses termos; isto não é válido no caso de vigas ou pilares curtos, nos quais os dois mecanismos de forças convergem num só.

7.2. ROTAÇÃO DA CORDA PARA UM DADO ELEMENTO ESTRUTURAL

A capacidade por deformação para vigas, pilares e paredes, de acordo com as directivas regulamentares, é definida em termos de rotação da corda. Em cada extremidade, esta grandeza define-se como sendo o ângulo entre a tangente ao eixo deformado e a corda, definida através da união da extremidade em análise com o fim do vão de corte, L_v , o qual corresponde simplifcadamente ao ponto do diagrama de momentos de valor nulo e implicitamente ao ponto de contraflecha (uma vez que M é proporcional à curvatura). Este conceito é ilustrado na figura 7.2..

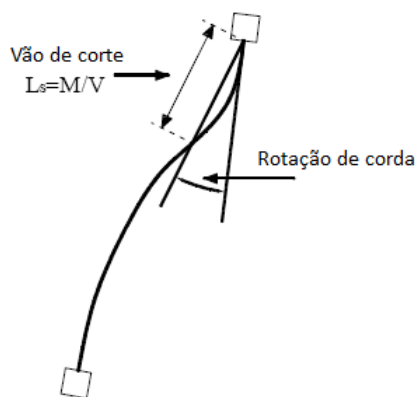


Figura 7. 2. – Definição da rotação da corda.

Cada elemento estrutural é, portanto, formado por duas semi-barras, fixas em cada extremo e caracterizadas por um comprimento igual a L_v .

Nos casos em que a rotação nodal é pequena em comparação com o deslocamento de cada semi-barra, a rotação da corda pode ser simplificada definida como sendo igual ao deslocamento registado no ponto final do vão de corte, Δ , em correspondência com a tangente ao eixo em cada extremidade, dividido pelo valor do vão de corte. Esta definição recai na segunda definição regulamentar, na qual a rotação da corda, θ , é definida como:

$$\theta = \frac{\Delta}{L_v} \quad [55]$$

Se, por outro lado, o deslocamento Δ é pequeno em comparação com a rotação nodal, a rotação da corda pode ser simplificada definida como a rotação nodal na extremidade considerada.

Regra geral, os deslocamentos experimentados pelos pontos finais dos vãos de corte são muito superiores às rotações nodais nas extremidades no caso dos pilares, porquanto a estimativa da rotação da corda será bastante precisa mesmo negligenciando essas rotações nesses elementos. Designando por θ_1 a rotação nodal e por θ_2 a rotação correspondente ao ponto final do vão de corte, a rotação da

corda pode ser razoavelmente calculada nestes casos como $\theta = \theta_2 - \theta_1 \cong \theta_2$ (ver figura 7.3.).

Este facto é característico dos edifícios em que a rigidez à flexão das vigas é muito superior à dos pilares, facto que actualmente é evitado pelo regulamento nas exigências impostas pelo método de cálculo pela capacidade real e que se identifica com o pressuposto de “viga fraca, pilar forte”.

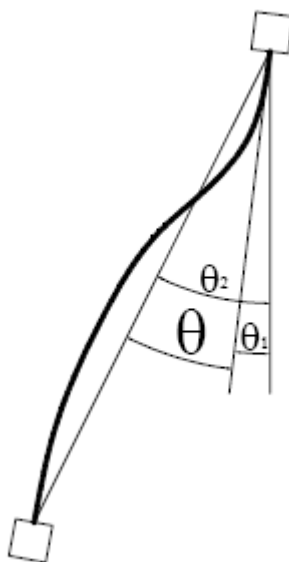


Figura 7. 3. – Definição da rotação da corda em pilares.

No que concerne a vigas, a rotação da corda pode ser tomada igual à própria rotação nodal, por simplicidade. Na ausência de cargas gravíticas, a corda que une as duas extremidades é puramente horizontal e, portanto, a rotação nodal pode ser tida como a única contribuição para o cálculo da

rotação da corda. Todavia, a inexistência de cargas verticais não corresponde à realidade, uma vez que existem sempre cargas como o peso próprio dos elementos estruturais e sobrecargas de utilização que não podem ser negligenciadas. Considerando a resposta da viga como o somatório das seguintes parcelas independentes: viga não carregada com secções extremas com rotações nodais devidas exclusivamente à acção sísmica (forças horizontais) e viga fixa nas duas extremidades, carregada graviticamente, a rotação da corda resultante pode ser obtida pelo somatório destas duas parcelas. Este somatório é ilustrado na figura 7.4..

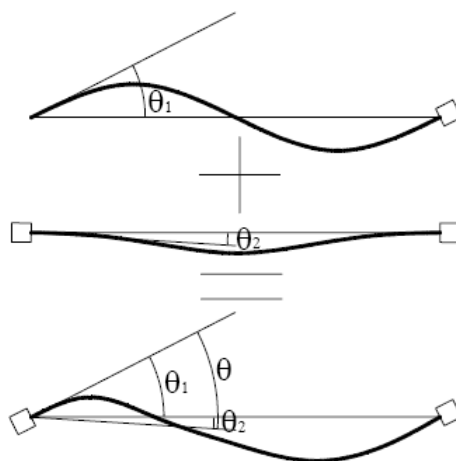


Figura 7. 4. – Definição da rotação da corda em vigas.

À medida que a acção sísmica oscila de direcção, θ_1 muda o seu sinal, enquanto θ_2 mantém o seu sinal invariavelmente. Como consequência, as cargas gravíticas assumem-se como uma fonte de comportamento anti-simétrico, juntando-se à assimetria de armaduras já característica das vigas. Embora as cargas gravíticas tenham um papel influente na ductilidade em resposta exibida por parte das vigas, é de sublinhar que as rotações nodais devidas às cargas laterais são muito maiores do que as rotações associadas à segunda parcela, função das cargas gravíticas. Quanto maior for a intensidade da acção sísmica, menor será a relevância dessa segunda parcela, face à resultante da rotação da corda. Daqui se extrapola que a rotação da corda pode ser razoavelmente estimada negligenciando θ_2 .

Para a estimativa da rotação da corda em cada extremidade, no caso do pórtico em estudo, foi utilizada uma expressão teórica mais aperfeiçoada, em detrimento de qualquer uma das vias simplificadas expostas anteriormente (ver figura 7.5.). O objectivo é obter o máximo de precisão na resposta da estrutura, avaliando posteriormente se os métodos simplificados conduziram a resultados válidos, com erros percentualmente pequenos.

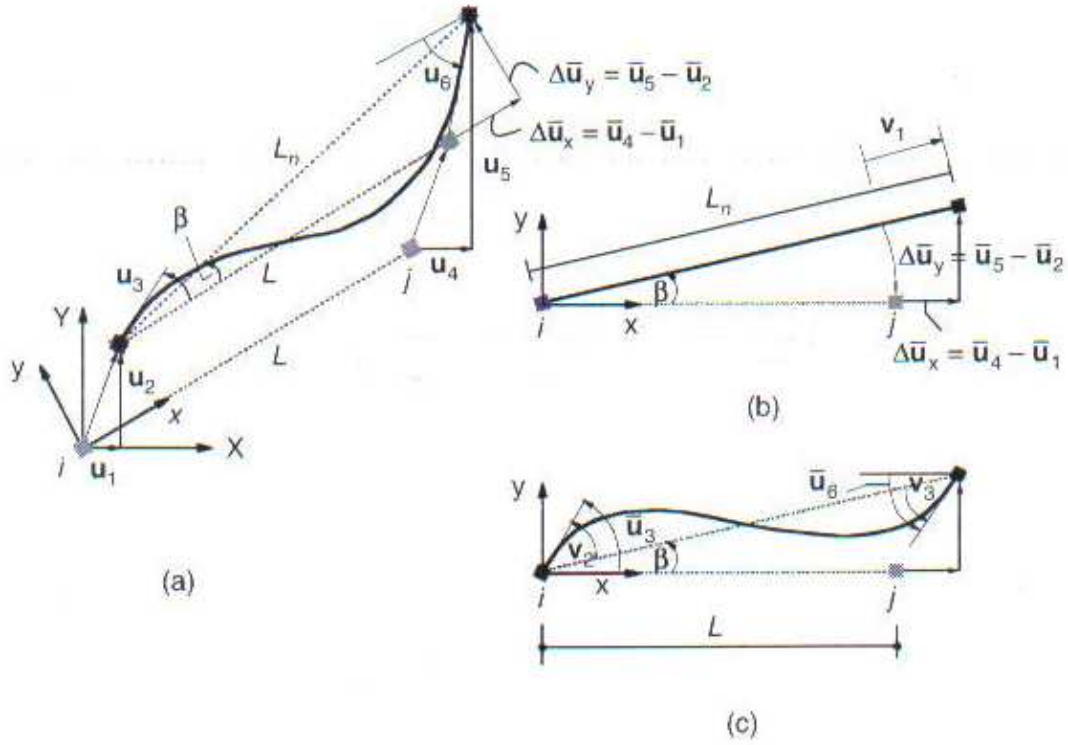


Figura 7. 5. – Definição da rotação da corda num elemento de barra.

A figura 7.5. mostra uma barra de dois nós nas configurações indeformada e deformada. Admitindo que o deslocamento do elemento como um corpo rígido não induz deformações no elemento, a figura mostra as três etapas que traduzem a relação entre o deslocamento e a deformação. Os deslocamentos relativos $\Delta \bar{u}_x$ e $\Delta \bar{u}_y$ no referencial local, resultantes da translação como corpo rígido da barra, são convenientes para traduzir a posição relativa entre os nós i e j da barra. Esta translação relativa traduz-se, por seu turno, numa extensão v_1 do elemento. Como as extremidades seguem a rotação do corpo rígido, traduzida pelo ângulo β , não se observam rotações adicionais na figura 7.5.b. Uma vez que as rotações das extremidades correspondem a graus de liberdade independentes, cada extremidade é sujeita a uma rotação adicional deformando-se, como ilustra a figura 7.5.c. As deformações v_2 e v_3 são causadas por essa deformação em flexão. Rotações medidas desde a corda até à tangente no sentido contrário aos ponteiros do relógio são tomadas como positivas, consistentes com a convenção de sinais para os momentos de extremidade. Usando a definição Lagrangeana para traduzir a deformação do elemento, para a situação de grandes deslocamentos e moderadas deformações, resulta:

$$v_1 = \frac{1}{2L}(L_n^2 - L^2) \quad [56]$$

$$v_2 = \bar{u}_3 - \beta \quad [57]$$

$$v_3 = \bar{u}_6 - \beta \quad [58]$$

$$L_n = \sqrt{(L + \Delta \bar{u}_x)^2 + (\Delta \bar{u}_y)^2} \quad [59]$$

$$\beta = \arctan \frac{\Delta \bar{u}_y}{L + \Delta \bar{u}_x} \quad [60]$$

7.3. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA DE UM DADO ELEMENTO – ABORDAGEM EMPÍRICA

A capacidade em termos de rotação da corda é função das propriedades geométricas e mecânicas do elemento considerado e da solicitação sísmica (o vão de corte é função dos momentos flectores e esforços transversos instalados, ao mesmo tempo que o esforço axial influencia as curvaturas possíveis da secção para as situações de cedência e de ruína). A rotação da corda, enquanto capacidade, não pode, pois, ser definida como uma propriedade inerente ao próprio elemento, muito embora nela tomem parte variáveis características dos materiais constitutivos desse mesmo elemento estrutural. Diferentes solicitações sísmicas conduzirão num mesmo elemento a capacidades distintas, função dos esforços que nele se desenvolvem. A abordagem correcta implica, conseqüentemente, que se calcule a capacidade como uma função da solicitação sísmica. O regulamento, visando atenuar esta dependência face à solicitação sísmica, propõe uma abordagem empírica, a qual é testada neste trabalho, por forma a avaliar se esta via conduz a resultados próximos da fórmula teórica, igualmente contemplada na parte 3 do EC8.

A fórmula empírica para o cálculo da capacidade em termos de rotação da corda proposta pelo EC8 é baseada em resultados de carregamentos cíclicos e encontra o seu fundamento numérico em métodos estatísticos. De acordo com o Anexo A da parte 3 do EC8:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} \cdot \frac{f_c}{CF} \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1.25^{100 \rho_d} \quad [61]$$

onde:

- $\gamma_{el} = 1.5$ para elementos sísmicos primários (vigas e pilares), tomando o valor unitário para elementos secundários;
- N é o esforço axial actuante, positivo se de compressão;
- $v = \frac{N \cdot CF}{A_c f_c}$
- $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$, sendo A_{sx} a área transversal de armadura de espaçamento s_h e ρ_d é o rácio de armadura de esforço transversal inclinada (se existente);
- b_w é a largura da secção transversal;
- w e w' são os rácios de armadura longitudinal de tracção e de compressão, respectivamente;
- $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right)$, que pretende traduzir o grau de confinamento efectivo da secção, sendo b_o e h_o as distâncias entre varões periféricos efectivamente cintados;
- CF é o designado factor de confiança, afectando as propriedades médias dos materiais, pretendendo penalizar as verificações (reduzindo a capacidade ou incrementando a solicitação),

garantindo um determinado grau de segurança (e implicitamente de confiança nas capacidades estimadas) para fazer face a eventuais falhas na fiabilidade da informação recolhida.

No caso de estruturas dimensionadas sem quaisquer detalhes em termos de resistência sísmica, o valor de θ_u deve ser multiplicado por um factor redutor de 0.85. O esforço axial N a utilizar é uma questão delicada e que tem neste trabalho um aprofundamento. Um valor plausível para o esforço axial de cálculo seria o retirado da análise sob acção da combinação sísmica. Contudo, a acção sísmica implica inversões de sentido que conduzem a esforços axiais máximos e mínimos, consoante o sentido da sollicitação. O valor do esforço axial em combinação quase permanente de cargas, devido exclusivamente à actuação das cargas gravíticas, pode representar uma boa média dos esforços axiais instalados ao longo de uma ocorrência sísmica, já que a acção sísmica varia no tempo e os máximos e mínimos não representam certamente a maioria das situações durante a incursão sísmica. Neste trabalho avaliam-se os resultados obtidos usando uma e outra abordagem, retirando-se as ilações possíveis sobre o melhor método a utilizar.

O valor de L_v a usar, nomeadamente a aplicação correcta da sua definição especificada no regulamento, é uma questão não trivial. Se se proceder a um análise linear por recurso a espectros de resposta, os valores dos momentos flectores e esforços de corte crescerão indefinidamente, em proporção com as forças exteriores. Há, pois, a possibilidade de que os esforços excedam as capacidades reais do elemento (facto parcialmente corrigido no EC8-3 na sua cláusula 4.5.1, cujo conteúdo é descrito com pormenor no ponto 7.6 deste trabalho), sendo o modo como é calculado L_v objecto de uma reflexão mais cuidada.

7.4. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA DE UM DADO ELEMENTO – ABORDAGEM TEÓRICA

A segunda abordagem de cálculo para a estimativa da capacidade em termos de rotação da corda baseia-se em fundamentos teóricos, nomeadamente na sua relação com a curvatura das secções. A curvatura total duma secção pode dividir-se em duas contribuições:

- Uma curvatura elástica, que cresce linearmente de zero na extremidade até ao valor φ_y no outro extremo da respectiva semi-barra (ver figura 7.2.).
- Uma curvatura plástica ($\varphi_u - \varphi_y$), admitida constante ao longo dum comprimento denominado como comprimento de rótula plástica, L_{pl} .

A rotação da corda é equivalente, assim, ao somatório de uma parcela elástica, relacionada com a curvatura elástica, com uma parcela plástica, relacionada com a curvatura plástica admitida constante e que se desenvolve ao longo do comprimento de rótula plástica. A parcela elástica toma o valor de θ_y , sendo definida por:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [62]$$

enquanto que a parcela plástica pode ser calculada por:

$$\theta_{pl} = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right) \quad [63]$$

em que:

- h é a altura da secção transversal;
- α_v é uma variável que toma o valor de 0 ou 1 correspondendo a situação de $\alpha_v = 1$ aos casos em que M_y excede o produto de L_v com a resistência ao corte do elemento de betão quando este é desprovido de armadura de esforço transverso, ou seja, com o valor de V_{Rc} , estimado de acordo com o prescrito pelo Eurocódigo 2 (CEN, 2002);
- z é o braço interno de forças, podendo admitir-se, por simplificação, $z = 0,9h$;
- d_b corresponde ao diâmetro médio dos varões longitudinais da secção.

A curvatura última e a curvatura de cedência podem ser avaliadas por análise das secções, de acordo com o procedimento descrito no capítulo 4. A condição de cedência de uma secção de betão armado é comumente considerada como correspondendo à plastificação da armadura de tracção, assumindo que o betão apresenta um comportamento indefinidamente elástico em compressão. Todavia, e nos casos particulares em que o rácio da carga axial é elevado, pode acontecer que, aquando da ocorrência da plastificação nas armaduras, o betão comprimido tenha já desenvolvido um importante comportamento não linear. Resultados de ensaios disponíveis e utilizados em elementos com elevado rácio axial (Panagiotakos and Fardis, 2001) sugerem a consideração de um limite para a extensão elástica de compressão no betão, o qual pode ser estimado por (Fib Bulletin 24, Appendix 4.A):

$$\varepsilon_{c,max} = \frac{1.8 f_c}{E_c CF} \quad [64]$$

No pórtico em estudo admitiu-se $\varepsilon_{c,max} = 2‰$.

A rotação de corda última, θ_u , característica do estado limite NC, pode ser finalmente obtida por:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right) \right] \quad [65]$$

onde γ_{el} é assumido como igual a 1,5 para elementos sísmicos primários. Nenhum factor redutor deve ser aplicado a esta equação para ter em conta a falta de pormenorização sismo-resistente, uma vez que φ_y e φ_u já entram em linha de conta com as propriedades mecânicas das secções.

Uma vez que o procedimento correcto para determinação de θ_u utilizando a formulação teórica é complexo e moroso, podem utilizar-se vias simplificadas, nomeadamente para a estimativa das curvaturas. A este propósito, ensaios experimentais (Priestley, 2003) revelaram que a curvatura de cedência é essencialmente sensível à altura útil, d , da secção (ou, de modo equivalente, à sua altura h) e à extensão de cedência que caracteriza a armadura longitudinal, ε_{sy} . Os restantes parâmetros, tais como a quantidade de armadura existente na secção, a lei $\sigma - \varepsilon$ que caracteriza o comportamento do betão em compressão e o esforço axial actuante, não influenciam significativamente o valor da curvatura de cedência, embora tenham expressão no cálculo do momento de cedência (pequenas variações no valor do esforço axial produzem oscilações visíveis no valor do momento de cedência que lhes corresponde). Esta curvatura é ainda distinta consoante o sinal do momento actuante, coincidindo as duas curvaturas apenas em situações de secções simetricamente armadas. Os pilares dos pórticos são geralmente secções deste tipo, exibindo comportamento perfeitamente simétrico,

independentemente do sinal associado ao comportamento em flexão. Pode, pois, recorrer-se a expressões experimentais como as sugeridas por Priestley:

- Para vigas rectangulares: $\varphi_y = \frac{1.87\varepsilon_{sy}}{h}$ [66]

- Para vigas em T: $\varphi_y = \frac{1.7\varepsilon_{sy}}{h}$ [67]

- Para pilares: $\varphi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h}$ [68]

7.5. PRESSUPOSTOS SUBJACENTES À FÓRMULA PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE EM TERMOS DE ROTAÇÃO DA CORDA NA CEDÊNCIA DE UM DADO ELEMENTO

Pretende-se, neste ponto, avaliar individualmente cada uma das parcelas constitutivas da fórmula regulamentar proposta para a determinação da capacidade em termos de rotação da corda no ponto de cedência da curva de comportamento de um dado elemento de betão. É justamente esta capacidade θ_y que intervém nas verificações para o estado limite DL e para a estimativa da rigidez secante a utilizar nas análises a este estado limite. O valor de θ_y é definido regulamentarmente pela expressão [62]:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Cada variável interveniente é cuidadosamente abordada nos pontos seguintes, fundamentando-se a origem teórica ou empírica de cada parcela individual (LESSLOSS, 2005).

1ª parcela:

A fórmula regulamentar, proposta para estimar a rigidez equivalente a utilizar para o estado limite DL no anexo A da parte 3 do EC8, assenta a sua dedução no pressuposto de o vão de corte coincidir com metade do vão do elemento, correspondendo esta hipótese à não aplicação de quaisquer forças verticais. Esta rigidez equivalente proposta é função da curvatura em cedência, a qual é função, por sua vez, do esforço axial instalado. A força axial nos pilares não se mantém constante ao longo da actuação da excitação sísmica, porquanto as forças horizontais induzem esforços axiais adicionais, os quais mudam de sinal (de tracção para compressão e vice-versa) de acordo com a inversão de sinal da própria excitação. Se se admitir que os esforços axiais devidos exclusivamente a cargas verticais traduzem uma média aceitável dos esforços axiais que a estrutura experimenta ao longo da excitação, então uma boa opção será avaliar a rigidez elástica equivalente na cedência considerando, para os pilares, a carga axial obtida aplicando apenas a combinação de cargas gravíticas (ver figura 7.6.).

Deduz-se, de seguida, uma das parcelas que integram a primeira parcela da fórmula geral [62]. Tendo em conta os pressupostos descritos atrás, tem-se:



Figura 7. 6. – Diagrama de momentos flectores no elemento estrutural.

$$\begin{aligned}
 M(x) &= -M + \frac{2M}{L}x \\
 \varphi(x) &= -\frac{M(x)}{EI} = \frac{1}{EI} \left(M - \frac{2M}{L}x \right) \\
 \theta(x) &= \int_0^x \frac{1}{EI} \left(M - \frac{2M}{L}x \right) dx = \frac{1}{EI} \left(Mx - \frac{M}{L}x^2 + c_1 \right) \\
 \delta &= \int_0^x \frac{1}{EI} \theta(x) dx = \frac{1}{EI} \left(\frac{M}{2}x^2 - \frac{M}{3L}x^3 + c_1x + c_2 \right) \\
 x = 0 \rightarrow \delta = 0 &\Rightarrow c_2 = 0 \\
 x = L/2 \rightarrow \delta = 0 &\Rightarrow 0 = \frac{1}{EI} \left(\frac{M}{8}L^2 - \frac{M}{24}L^2 + c_1 \frac{L}{2} \right) \\
 \Rightarrow c_1 &= \frac{ML}{6}
 \end{aligned}
 \tag{69}$$

Como $K = EI = M_y / \varphi_y$, e resultando da dedução acima que $\theta_y = M_y L / (6EI)$ para $x = 0$ e $x = L$ (extremidades da barra onde se pretende avaliar com rigor a resposta da estrutura), então $K = M_y L / (6\theta_y)$. Ou seja, a curvatura em cedência desta expressão, θ_y , equivale a $L_v / 3$ vezes a curvatura em cedência teórica de cada elemento estrutural ($\varphi_y = M_y / EI$). Analisando as diferentes parcelas da fórmula regulamentar [70], verifica-se que o seu primeiro termo coincide exactamente com a parcela acima deduzida, se desprezarmos o termo $\alpha_v z$, o qual toma frequentemente o valor nulo.

Note-se que o EC8, ao impor uma rigidez igual a $M_y L_v / (3\theta_y)$ para as análises para o estado limite DL, procura atingir implicitamente a definição de diagrama bilinear teórica, que apenas não é atingida na sua totalidade por o valor de θ_y não ser apenas igual à sua primeira parcela ($\theta_y = \varphi_y L_v / 3$). Na realidade, substituindo esta primeira parcela na fórmula imposta para a estimativa da rigidez efectiva (cláusula A.3.1.3.(5)), obtém-se $EI = M_y L_v / (3(\varphi_y L_v / 3)) = M_y / \varphi_y$, ou seja, obtém-se a rigidez secante teórica no ponto de cedência da curva de comportamento do elemento.

A parte de θ_y resultante exclusivamente do comportamento em flexão é, pois, igual a $\phi_y L_v / 3$. Qualquer rotação devida a escorregamentos de armadura da zona de ancoragem deve ser devidamente somada à parcela anterior, sendo estimada pela equação deduzida no ponto seguinte, referente à terceira parcela da expressão.

A ocorrência de fendilhação diagonal e de deformações por corte ao longo do vão de corte contribuem também para o aumento do valor de θ_y . A fendilhação diagonal perto das extremidades do elemento provoca o “alastramento” da cedência para um ponto onde a primeira diagonal a ocorrer na secção extrema encontra a armadura. O desenvolvimento de fissuração diagonal, em consequência do efeito desfavorável do esforço transversal na secção, faz com que deixe de haver correspondência directa entre o momento flector numa dada secção e a correspondente força de tracção na armadura longitudinal. Regra geral, este efeito de fendilhação diagonal provoca uma translação no diagrama de momentos do ponto inicial para um ponto onde o momento é inferior (numa zona, portanto, distanciada da secção extrema). Este resultado coincide com as indicações fornecidas pelo EC2, a aplicação do qual impõe uma translação horizontal a conferir ao diagrama de força de tracção na armadura longitudinal, por forma a localizar-se exteriormente ao diagrama envolvente determinado para fazer face ao momento flector (e ao esforço axial, se existente), numa tentativa de traduzir o fenómeno acima descrito.

A figura 7.7. ilustra este fenómeno, mediante uma representação esquemática do modelo de treliça em que se fundamenta o esquema resistente de um dado elemento, dotado de armaduras transversais e longitudinais.

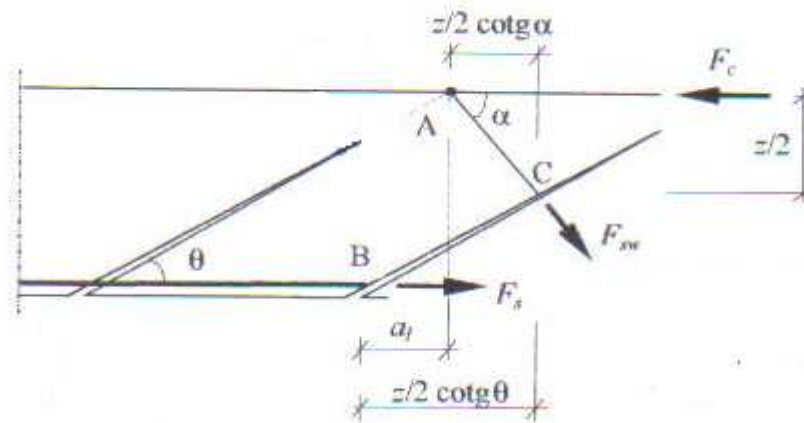


Figura 7. 7. – Translação da força F_s .

Considere-se o ponto C localizado ao longo da fenda inclinada, à distância $z/2$ dos banzos traccionado e comprimido. No ponto A, por seu turno, ocorre a intersecção da força da armadura diagonal (de inclinação α) com o banzo comprimido, sendo também a este ponto que se reporta o momento flector de cálculo, M_{sd} , que conduz ao binário de forças internas, F_c e F_s . Devido à ocorrência da fenda oblíqua que se dispõe entre B e C, a força F_s manifesta-se sobre a armadura longitudinal no ponto B, deslocado para a esquerda de A de um comprimento dado por a_l . O valor de a_l pode ser extrapolado da figura, resultando:

$$a_l = \frac{z}{2}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad [70]$$

Embora o valor da translação a aplicar seja função dos ângulos que as escoras diagonais e a armadura de esforço transversal fazem com a horizontal, pode considerar-se por simplificação um valor da translação igual ao braço interno de forças, z .

Esta translação provoca um aumento da parcela teórica, primeira parcela na expressão geral de θ_y , transformando-a em $\phi_y(L_v + z)/3$ (isto é, transforma a parcela inicial numa outra igual a $\phi_y[(L_v - z)(1 - z/L_v)(1 + 0,5z/L_v)/3 + z(1 - 0,5z/L_v)]$, adoptando-se o termo simplificado $\phi_y(L_v + z)/3$, uma vez que a diferença relativamente ao termo simplificado $\phi_y(L_v/3 + z/2)$, que resulta da simplificação da parcela desprezando todos os termos que não sejam de primeira ordem, é insignificante em termos práticos, uma vez que z toma valores quase sempre pequenos). A quantidade $\alpha_y z$ é definida no regulamento como igual ao valor da translação a aplicar ao diagrama de momentos, definição que corrobora a explanação anterior acerca da origem desta parcela.

No entanto, tal aumento de θ_y apenas ocorrerá se a fendilhação diagonal preceder a cedência na secção, pelo que o termo z apenas é adicionado a L_v nos casos em que a força que provoca a fendilhação, V_{Rc} , for inferior ao valor da força de corte em flexão para a situação de cedência, $V_{My} = M_y / L_v$. O parâmetro α_y é definido no anexo A da parte 3 do EC8 como tomando o valor de 1 ou 0, correspondendo a situação de $\alpha_y = 1$ aos casos em que M_y excede o produto de L_v com a resistência ao corte do elemento de betão quando este é desprovido de armadura de esforço transversal, ou seja, com o valor de V_{Rc} , definido de acordo com a fórmula prescrita no EC2, ponto 6.2.2.(1).

2ª parcela:

Esta segunda parcela, atribuída às deformações por corte expectáveis ao longo do vão de corte, é puramente empírica e resulta de leis extrapoladas a partir de resultados experimentais.

3ª parcela:

A terceira parcela da expressão [62] prende-se com a parte da rotação da corda devida ao escorregamento das armaduras das zonas de ancoragem nas secções de momento máximo, no instante em que a secção atinge a cedência.

Esta terceira parcela tem também uma origem experimental. Com os resultados de testes realizados por LESSLOSS (LESSLOSS, 2005), o autor calculou os rácios que se verificavam entre as curvaturas teórica e experimental (comprova-se que equivale a cerca de 1,035 vezes a curvatura teórica) que se obtinham para a situação em que as extremidades do elemento são livres. Efectuaram-se ainda cerca de 110 testes para estimativa dessa mesma curvatura mas incluindo o efeito do escorregamento das armaduras da sua zona de ancoragem. A curvatura foi calculada, nestes ensaios de arranque (“pull out”), como a rotação relativa entre a secção de momento máximo e uma secção próxima, dividida pela distância entre as duas secções. Subtraindo os valores experimentais obtidos contabilizando o efeito de deslizamento das armaduras das zonas de ancoragem nas secções de momento máximo dos valores para a mesma curvatura que desprezavam este efeito, foi possível estimar de que maneira o valor de ϕ_y é influenciado por este efeito. A relação expressa na equação [71] foi obtida com base em

155 ensaios experimentais, e traduz justamente a rotação na zona de momento máximo provocada pelo escorregamento da armadura da sua zona de ancoragem nessa mesma secção:

$$\theta_{y,slip} = \frac{\varphi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad [71]$$

com f_y e f_c em MPa.

O fundamento físico subjacente a esta expressão é o seguinte: a rotação medida numa dada extremidade fixa no ensaio de arranque é igual à rotação devida ao escorregamento da armadura da sua zona de ancoragem na fase de cedência, dividida pela altura correspondente à zona em tracção na cedência, dada por $(1 - \xi_y)d$, em que ξ_y é igual à profundidade do eixo neutro, normalizada em relação ao valor da altura útil d da secção. Assumindo que o diagrama de tensões é uniforme ao longo dessa altura e de valor igual ao valor limite registado ao longo de um dado comprimento l_b de varão, medido para além da secção de momento máximo, o esforço de tracção na armadura decrescerá linearmente ao longo desse mesmo comprimento, desde o valor de f_y , na secção de momento máximo, até zero, no final de l_b ; o escorregamento da armadura da sua zona de ancoragem é, pois, igual a $0,5 f_y l_b / E_s$. Por outro lado, l_b é proporcional à tensão na armadura, ou seja, ao rácio entre a força de cedência, $A_s f_y$, e o perímetro, dado por πd_{bL} , o que equivale a ser proporcional a $0,25 d_{bL} f_y$ ($A_s f_y / (\pi d_{bL}) = (\pi (d_{bL} / 2)^2 f_y) / (\pi d_{bL}) = d_{bL} f_y / 4$), e inversamente proporcional a $\sqrt{f_c}$. Finalmente, aplicando a definição anterior e as leis experimentais obtém-se justamente a expressão [71]:

$$\begin{aligned} \theta_{y,slip} &= \frac{0,5 f_y l_b}{E_s} / ((1 - \xi_y) d) \\ \Rightarrow \theta_{y,slip} &= \frac{f_y}{2E_s} \frac{d_{bL} f_y}{4} \frac{1}{\sqrt{f_c}} / ((1 - \xi_y) d) \\ \Rightarrow \theta_{y,slip} &= \frac{\varphi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \end{aligned} \quad [71]$$

O denominador de valor 8 sugere uma média dos esforços instalados ao longo do comprimento l_b de valor $\sqrt{f_c}$ (valor este inferior ao esforço último de cerca de $2\sqrt{f_c}$ para o betão confinado).

A fórmula A.10a que consta do Anexo A da parte 3 do EC8 é uma forma alternativa para estimar θ_y , sendo de realçar que a sua terceira parcela, distinta da terceira parcela da fórmula [62], deve-se à translação do deslizamento, dado por $0,5 f_y l_b / E_s$, para a secção de encastramento, sendo esta quantidade posteriormente dividida não por $(1 - \xi_y)d$, mas pela distância entre a armadura de compressão e de tracção na secção, $(d - d')$.

7.6. AVALIAÇÃO DE MECANISMOS FRÁGEIS

7.6.1. INTRODUÇÃO

Os mecanismos frágeis são verificados em cada secção, avaliando a resposta nas extremidades de cada elemento estrutural e comparando-as com as correspondentes capacidades do elemento.

Se for levada a cabo uma análise não linear, os resultados traduzirão realisticamente a distribuição de esforços de corte na estrutura, pelo que a resposta da estrutura é assumida igual aos valores directamente obtidos da análise. Se, por outro lado, os valores das forças internas obtidas directamente da análise sobrestimarem a resposta, sendo esse crescimento indefinido fruto da natureza elástica da análise por que se opta, esses valores devem ser devidamente limitados de acordo com as capacidades exibidas pelo elemento. A formação das rótulas plásticas nas extremidades dos elementos, formação essa considerada em análises não lineares, trunca os valores dos momentos flectores aí instalados a valores fixos de acordo com as capacidades reais das secções, pelo que os esforços de corte devem ser obtidos considerando as redistribuições de esforços que daí advêm. Recorde-se que as condições de aplicabilidade de uma análise linear por forças laterais (“lateral force analysis”) ou por espectro de resposta (“modal response spectrum analysis”) exigem a satisfação de uma distribuição de esforços uniforme, por forma a garantir que essa distribuição não diferirá significativamente da distribuição em regime não linear quando ocorrer o desenvolvimento dos mecanismos plásticos na estrutura. Como referido anteriormente, deve estimar-se para cada elemento estrutural i o rácio $\rho_i = M_{A,i} / M_{R,i,mean}$, sendo $M_{A,i}$ o momento obtido directamente da análise e $M_{R,i,mean}$ o correspondente momento resistente, avaliado usando as propriedades médias dos materiais, calculando-se posteriormente a razão entre o ρ_{max} e ρ_{min} obtidos, sendo que apenas entram para esta estimativa os rácios que verificam a condição $\rho_i \geq 1$.

Se a condição anterior for cumprida, deve ainda ter-se em conta o ponto 4.5.1 da parte 3 do EC8. Assim, se $M_{A,i} < M_{R,i,mean}$, então $M_{A,i}$ corresponderá ao valor real do momento flector na secção. Se, todavia, $M_{A,i} > M_{R,i,mean}$, o momento flector deverá ser estimado de acordo com as capacidades prescritas pelas cláusulas 5.4.2.2 e 5.4.2.3 da parte 1 do mesmo regulamento, consoante o tipo de elemento (vigas ou pilares). Nestas fórmulas deve tomar-se $\gamma_{rd} = 1$ e as propriedades dos materiais devem corresponder aos seus valores médios, multiplicados adequadamente pelo factor de confiança que caracteriza a análise. As fórmulas (5.8) e (5.9) do regulamento têm a seguinte forma, respectivamente:

$$M_{ib,d} = \gamma_{rd} M_{Rb,i,CF} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc,i,CF}}{\sum M_{Rb,i,CF}} \right) \text{ para a estimativa dos momentos de cálculo finais em vigas} \quad [72];$$

$$M_{ic,d} = \gamma_{rd} M_{Rc,i,CF} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb,i,CF}}{\sum M_{Rc,i,CF}} \right) \text{ para a estimativa dos momentos de cálculo finais em pilares} \quad [73].$$

É de realçar que a primeira parte do processo não é consistente com a sua segunda parte. Se na primeira parte o valor de $M_{A,i}$ é comparado com o valor de $M_{R,i,mean}$, na segunda parte do processo, que só existe nos casos em que $M_{A,i} > M_{R,i,mean}$, $M_{A,i}$ é substituído por $M_{R,i,CF}$, calculado de

acordo com as fórmulas prescritas na parte 1 do regulamento. Tal facto pode levar a que, num dado elemento, se $M_{R,i,mean} < M_{A,i} < M_{R,i,CF}$, o valor a impor ao momento flector resulte superior a $M_{A,i}$, uma vez que $M_i = M_{R,i,CF}$ e $M_{A,i} < M_{R,i,CF}$, o que não parece muito lógico, tal como é ilustrado na figura 7.8..

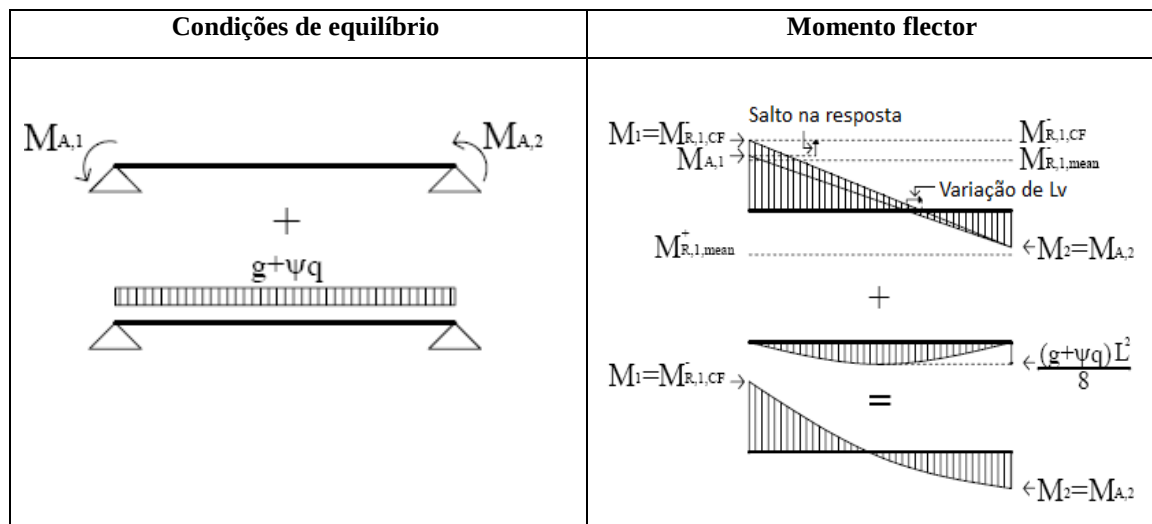


Figura 7. 8. – Cálculo dos momentos reais instalados de acordo com o EC8.

Não faz, pois, qualquer sentido que se obtenha uma resposta na qual os momentos resultam superiores aos obtidos inicialmente da análise linear elástica. É aconselhável um processo em que as capacidades sejam estimadas desde início de acordo com o prescrito nos pontos 4.5.1(1) e (2) da parte 3 do EC8, isto é, que se avaliem as capacidades recorrendo desde início às propriedades médias dos materiais devidamente amplificadas pelo factor de confiança (por forma a maximizar a resposta da estrutura, o que é conservativo), pelo que ter-se-á $M_i = \min(M_{A,i}; M_{R,i,CF})$. Este procedimento é traduzido simplifcadamente na figura 7.9..

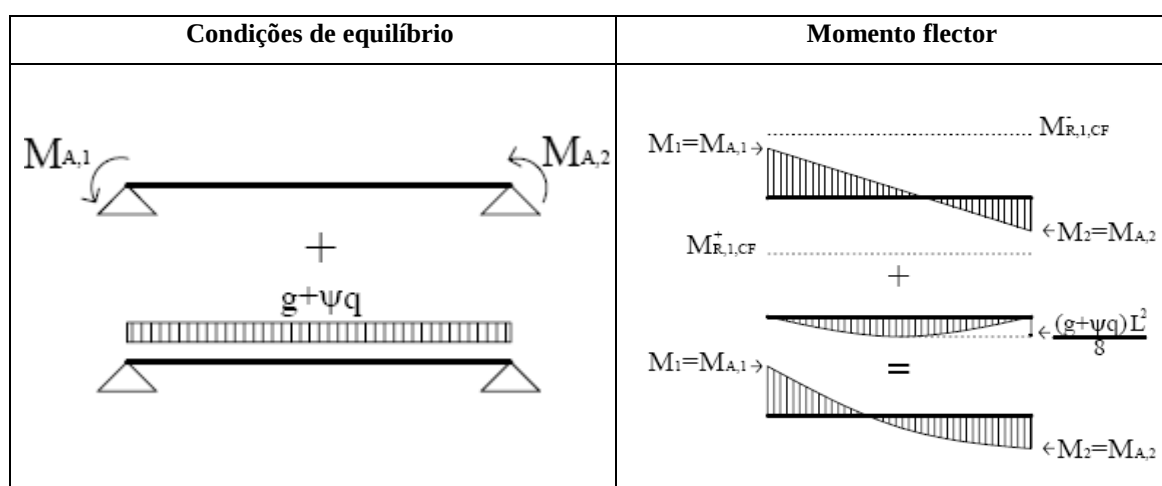


Figura 7. 9. – Cálculo dos momentos reais instalados de acordo com o processo sugerido anteriormente.

O pressuposto subjacente às fórmulas [72] e [73] é o de um equilíbrio de momentos por cada nó da estrutura. Não é, pois, possível equilibrar um momento superior ao que resulta da aplicação das

fórmulas, pelo que parece apropriado que o momento máximo em cada elemento estrutural coincida com os valores que delas resultam. Assim, se na avaliação do momento de cálculo de uma viga o valor de $\sum M_{Rc,i,CF}$ for inferior ao valor de $\sum M_{Rb,i,CF}$, facto que pode ocorrer frequentemente em estruturas não dimensionadas de acordo com o método de dimensionamento pela capacidade real, então o rácio $\sum M_{Rc,i,CF} / \sum M_{Rb,i,CF}$ será inferior à unidade, pelo que $M_{ib,d}$ será inferior a $M_{i,d} = \gamma_{rd} M_{Rb,i,CF}$. De facto, a viga só poderá equilibrar um esforço que permita o equilíbrio com os esforços instalados nos restantes elementos que convergem no nó. Se, pelo contrário, se estiver a avaliar o momento de cálculo para um pilar, e se se verificar igualmente um rácio $\sum M_{Rc,i,CF} / \sum M_{Rb,i,CF} > 1$, então o pilar poderá admitir um momento de cálculo superior à sua capacidade $M_{Rc,i,CF}$, uma vez que as vigas convergentes no nó auxiliam o pilar no equilíbrio de esforços.

7.6.2. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE UM DADO ELEMENTO EM TERMOS DE ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE

A fórmula de cálculo das capacidades de esforço transversal resistente pode ser encontrada no Anexo A da parte 3 do EC8. Trata-se de uma fórmula semi-empírica desenvolvida para acções cíclicas, e toma a seguinte forma:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c \frac{f_{cm}}{\gamma_c CF}) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c CF}} A_c + V_w \right] \right] \quad [74]$$

onde:

- $\gamma_{el} = 1,15$ para elementos sísmicos primários;
- x é a profundidade do eixo neutro, determinada em correspondência com o esforço axial e o momento flector na secção; $(h-x)$ pode ser tomado igual a $2h/3$, por simplificação;
- μ_{Δ}^{pl} corresponde à parte plástica da rotação da corda, normalizada para a rotação da corda na cedência, θ_y .

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta_u} - 1 = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} \quad [75]$$

- N é o esforço axial instalado, positivo se de compressão e nulo nos casos de tracção, sendo estimado para a acção exclusiva das cargas gravíticas na estrutura;
- $\rho_{tot} = A_{sl,tot} / bd$ é o rácio total de armadura longitudinal;
- $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$, em que ρ_w é o rácio de armadura transversal, z é o comprimento associado ao braço interno de forças; f_{yw} deve ser dividido pelo factor parcial para o aço (1,15), definido no ponto 5.2.4 da parte 1 do EC8 e pelo respectivo CF.

Esta fórmula pode ser aplicada a vigas e pilares esbeltos e refere-se exclusivamente a roturas por corte diagonais. A ideia subjacente à fórmula anterior baseia-se na possibilidade de ocorrência de dois comportamentos distintos:

1. “rotura por corte antes da cedência”: a rotura por corte ocorre antes da cedência em flexão, estando associada a deformações pequenas e a uma grande quebra na resistência lateral exibida pelo elemento. Assim, calculando o esforço transversal na cedência em flexão, V_y , e assumindo valores de x e de L_v em conformidade com esse esforço transversal ($L_v = M_y / V_y$ e $x = x_y$), o valor de $V_{R,0}$ estimado de acordo com a equação [74], assumindo $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$, resulta inferior a V_y .
2. “rotura por corte após a cedência”: os elementos, sujeitos a acções cíclicas, atingem primeiramente a cedência em flexão, embora exibam na rotura fortes e evidentes efeitos de deformação por corte, tais como fendas inclinadas, enquanto que a resistência exibida sofre quebras graduais com o aumento do número de ciclos. O valor de V_R , calculado de acordo com as condições anteriores, assumindo valores de x , L_v e de μ_{Δ}^{pl} em conformidade com as condições últimas experimentadas pelo elemento estrutural, resulta menor que V_y , tomando $V_{R,0}$ ($\mu_{\Delta}^{pl} = 0$) um valor superior a V_y neste caso.

De acordo com a equação [74], para valores superiores a $\mu_{\Delta}^{pl} = 5$, o desenvolvimento da degradação por corte é interrompido, uma vez que para valores de $\mu_{\Delta}^{pl} \geq 5$ V_R assume um valor constante igual a 75% do valor de $V_{R,0}$. Assim, de acordo com a figura 7.10., são possíveis três situações:

- Se $V_{R,0} < V_y$, o elemento exibirá uma rotura frágil por corte;
- Se $0,75V_{R,0} < V_y < V_{R,0}$, o elemento exibirá uma rotura dúctil por corte;
- Se $V_y < 0,75V_{R,0}$, o elemento não exibirá qualquer rotura por corte.

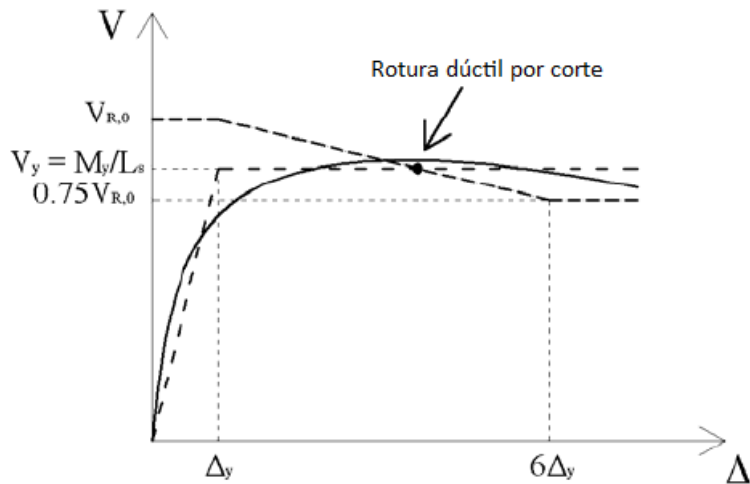


Figura 7. 10. – Degradação da resistência ao corte devido ao aumento do número de rótulas plásticas.

O EC8, no ponto A.3.2.1.(3) do Anexo A da sua parte 3, impõe que se compare o valor obtido da fórmula [74] com um valor de $V_{R,máx}$, para as situações de pilares que exibam uma relação $L_v / h \leq 2$. A capacidade de corte para acções cíclicas não deve, pois, ser superior ao valor correspondente à

rotura por esmagamento para pilares curtos, desenvolvendo-se essa rotura ao longo da diagonal do pilar. Neste âmbito, é proposta a seguinte expressão:

$$V_{R,m\acute{a}x} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{4}{7} (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c \frac{f_{cm}}{\gamma_c CF}} \right) \cdot (100 \rho_{tot}) \sqrt{\min\left(40; \frac{f_{cm}}{\gamma_c CF}\right)} b_w z \sin 2\theta \right] \quad [76]$$

onde todas as variáveis coincidem com as que intervêm na expressão [74], admitindo $\tan \theta = h / 2L_v$.

O EC8 impõe ainda que os valores dados pelas duas expressões anteriores sejam comparados com o valor da resistência ao esforço transversal exibido pelo elemento, calculado de acordo com as prescrições normativas do EC2, assumindo-se a resistência ao corte como o menor dos valores anteriores (cláusula A.3.2.1.(4)).

8

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

A verificação sísmica da estrutura foi obtida para os diferentes tipos de análise desenvolvidos (linear, “pushover” e dinâmica não linear) e para os diferentes estados limite. Testaram-se os resultados para as zonas sísmicas 1 e 2 italianas, como referido. A verificação da estrutura para os diversos estados limite consta das tabelas 23 a 45 do Anexo 1.

A análise de resultados contempla uma avaliação da influência do modo de cálculo de algumas das variáveis intervenientes nas fórmulas para estimativa das capacidades dos elementos estruturais nos valores assumidos por essas mesmas capacidades, seguindo-se a discussão das variantes de resposta estrutural obtidas para o “ICONS” para as diversas abordagens de rigidez e para os diferentes métodos de análise permitidos pelo EC8.

8.1. CAPACIDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

8.1.1. OBJECTIVOS

Pretende-se abordar com este estudo a verificação estrutural do pórtico “ICONS” de acordo com os procedimentos propostos na parte 3 do Eurocódigo 8.

É testada a avaliação das capacidades de rotação da corda pela fórmula teórica (equação [65]) e empírica (equação [61]) para os diferentes elementos estruturais, fazendo variar os seguintes parâmetros:

- L_v estimado pela fórmula regulamentar ou L_v igual a metade do comprimento do elemento. A possibilidade de assumir L_v igual a metade do comprimento do elemento é analisada, comparando os resultados obtidos quando L_v é obtido pela abordagem teórica e pela via simplificada;
- N quase permanente (N_{qp}) e N extremo ($N_{extremo}$), correspondendo este último ao instante em que se atinge o deslocamento máximo experimentado ao longo do episódio sísmico (os resultados em análise referem-se a valores de N instalados no instante em que a análise “pushover” atinge o valor do deslocamento de controlo previamente estimado, referindo-se a análises “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal);
- Cálculo de φ_y pelos procedimentos teóricos do capítulo 4 ou pelas fórmulas empíricas de Priestley (equações [66] e [68]).

São ainda comparadas as capacidades últimas calculas pela abordagem empírica e pela abordagem teórica, procurando avaliar se as duas fórmulas regulamentares conduzem a resultados similares, uma vez que o EC8 permite o uso indistinto de ambas.

8.1.2. INFLUÊNCIA DE L_v NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA TEÓRICA

De forma a avaliar a sensibilidade da fórmula teórica (equação [65]) para estimativa de θ_u ao modo como é estimado o parâmetro L_v , foram calculadas as capacidades para os diferentes elementos estruturais do “ICONS” para um dos estados limite mais representativos (NC), comparando posteriormente os resultados. Os gráficos seguintes permitem ilustrar a variação do valor da fórmula teórica para a estimativa de θ_u , fazendo variar o modo como se estima o vão de corte. Cada gráfico corresponde aos elementos dum piso do pórtico (figura 8.1.). A numeração dos elementos estruturais segue o esquema da figura 6.5.. Os valores de L_v para cada extremidade de cada elemento constam da tabela 1 do Anexo 2 e pretendem auxiliar a interpretação da figura 8.1..

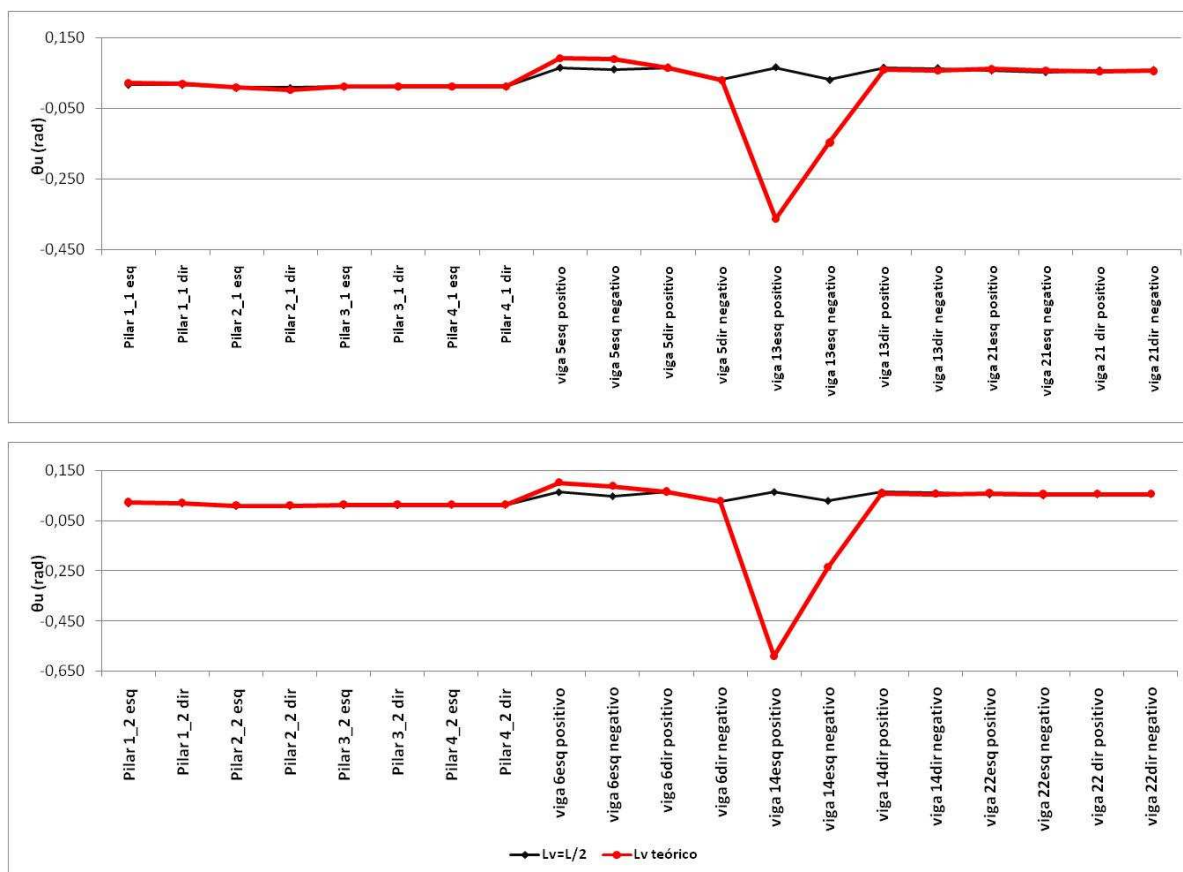


Figura 8. 1. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8 (equação [65]), considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ e um esforço axial igual a $N_{extremo}$ – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

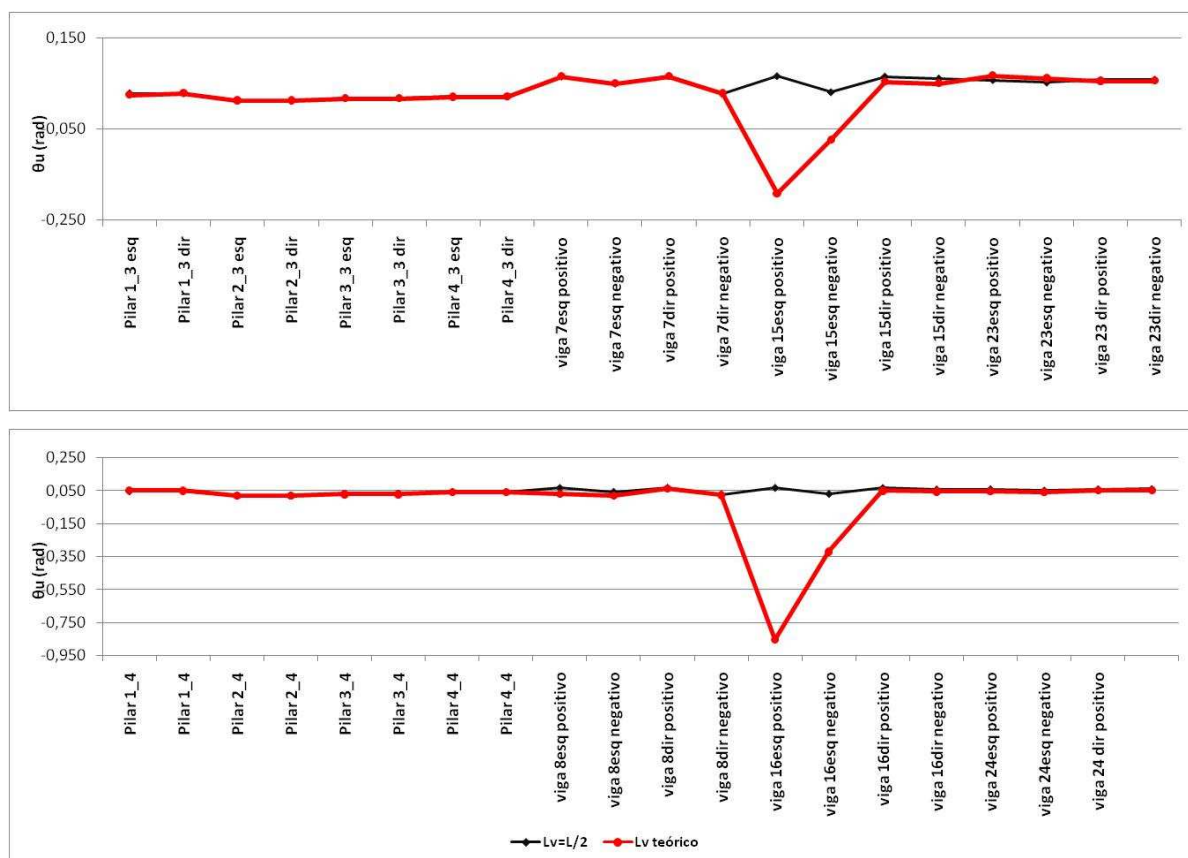


Figura 8. 2. – (continuação) Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8 (equação [65]), considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ e um esforço axial igual a $N_{extremo}$ – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

Da figura 8.1. pode concluir-se que os valores estimados pelas duas abordagens são bastante próximos na generalidade dos elementos. No entanto, nos casos em que L_v toma valores muito pequenos, os valores obtidos divergem drasticamente. Se L_v for calculado pela sua definição correcta, e se o valor do momento flector na extremidade for muito baixo, próximo de zero, o valor de L_v resulta muito pequeno. Pode até acontecer que L_v tome um valor inferior ao valor do comprimento de rótula plástica, L_{pl} , o que não é válido. Em particular, se $L_{pl} > 2L_v$, então o termo $\left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}\right)$ será negativo e a rotação da corda última será menor do que a rotação da corda de cedência ou mesmo negativa, se $\frac{L_{pl}}{2L_v} \gg 1$, o que é igualmente impossível. Os valores de L_v associados às extremidades esquerdas das vigas 13, 14, 15 e 16 (figura 8.1.) são extremamente pequenos, comprovando-se que o cálculo teórico de L_v nestes casos não conduz a resultados adequados. De facto, a rotação da corda última pode ser consideravelmente mal avaliada quando $\frac{L_{pl}}{2L_v} > 1$, aumentando largamente o número de elementos em que a segurança não se verifica. O recurso à fórmula simplificada para o cálculo de L_v ultrapassa, nestas situações, a referida dificuldade.

A fórmula teórica acaba por não ser tão sensível a estimativas que sobrestimem o valor de L_v , facto que se pode constatar pelos valores de θ_u teóricos obtidos para as extremidades esquerdas dos elementos de viga 5, 6, 7 e 8 (figura 8.1.). Nestes elementos, embora seja visível uma pequena diferença nos valores das capacidades, esta divergência não tem grande expressão e não é muito gravosa, pelo que uma estimativa de L_v pela via simplificada pode ser aceitável.

8.1.3. INFLUÊNCIA DE L_v NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA EMPÍRICA

As capacidades para os diferentes elementos obtidas pela fórmula empírica (equação [61]) quando se faz variar o modo de cálculo de L_v e o valor de N constam da tabela 1 do Anexo 1. As abreviaturas N_{qp} e $N_{extremo}$ referem-se ao valor de esforço axial para a combinação quase permanente de acções verticais e ao valor de esforço axial em correspondência com o máximo deslocamento experimentado pela estrutura quando esta é sujeita à acção sísmica (deslocamento de controlo), respectivamente. Os valores obtidos permitiram construir os gráficos seguintes, cujo objectivo é ilustrar a variação do valor da fórmula empírica para a estimativa da rotação da corda última, fazendo variar o método de estimativa de L_v . Cada gráfico corresponde a um piso do pórtico. Os resultados constam da figura 8.2..

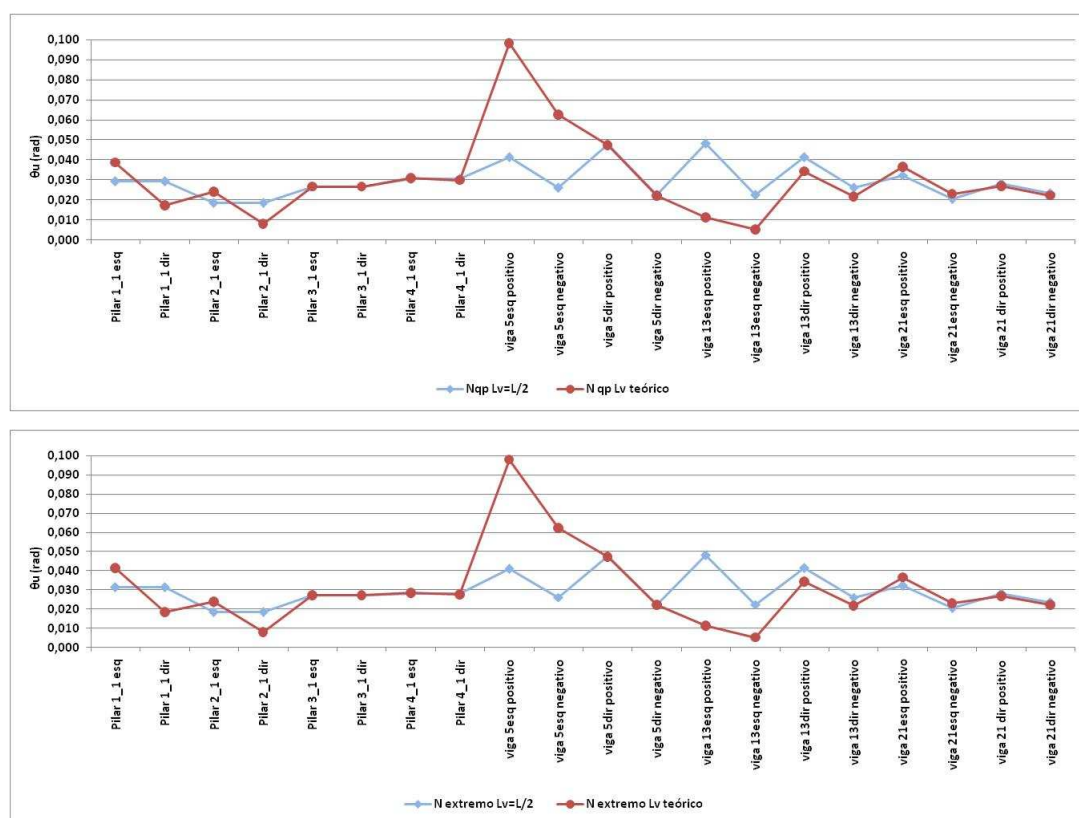


Figura 8. 3. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ para os diferentes valores de N – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

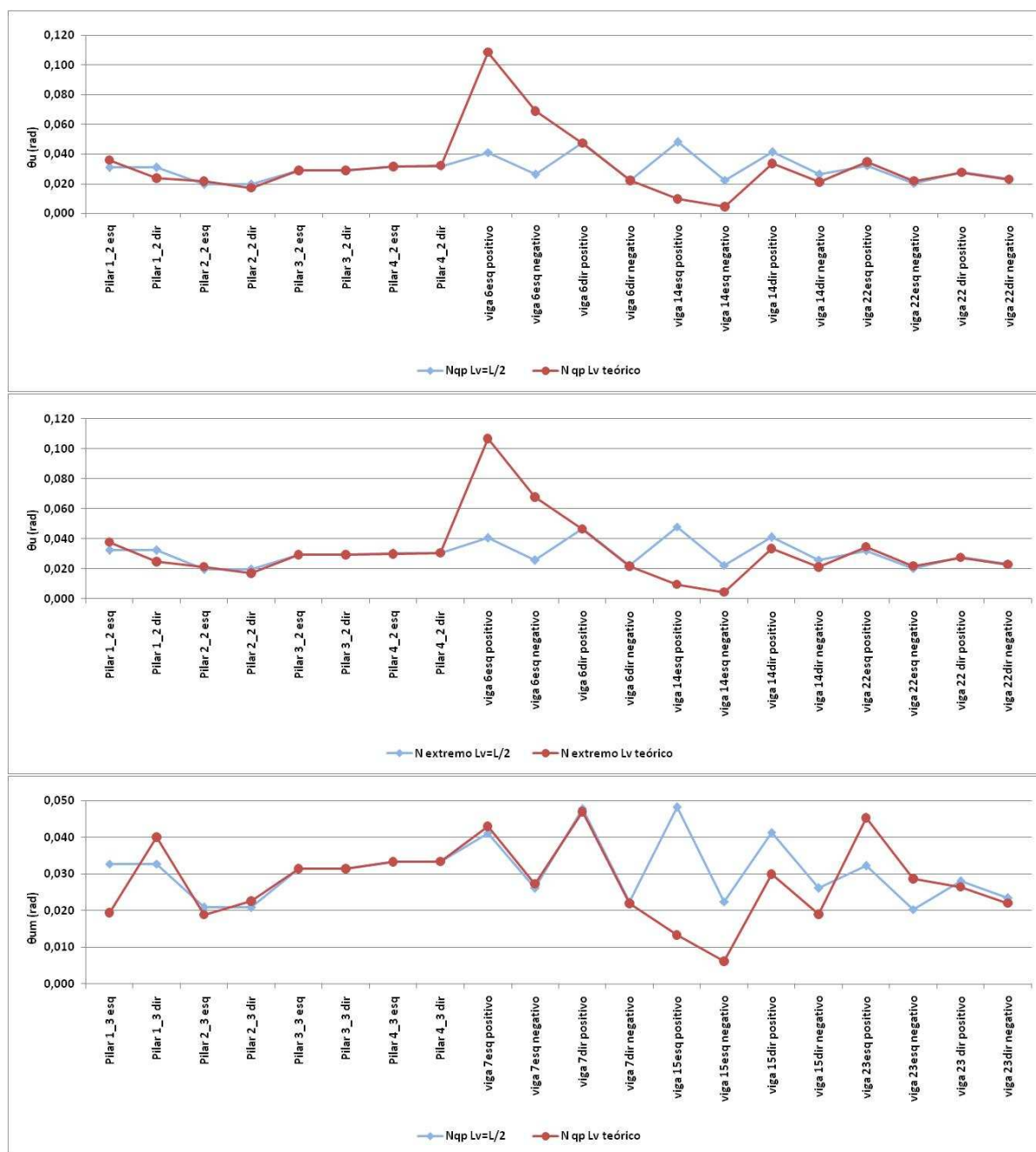


Figura 8. 4. – (continuação) Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = M / V$ e $L_v = L / 2$ para os diferentes valores de N – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

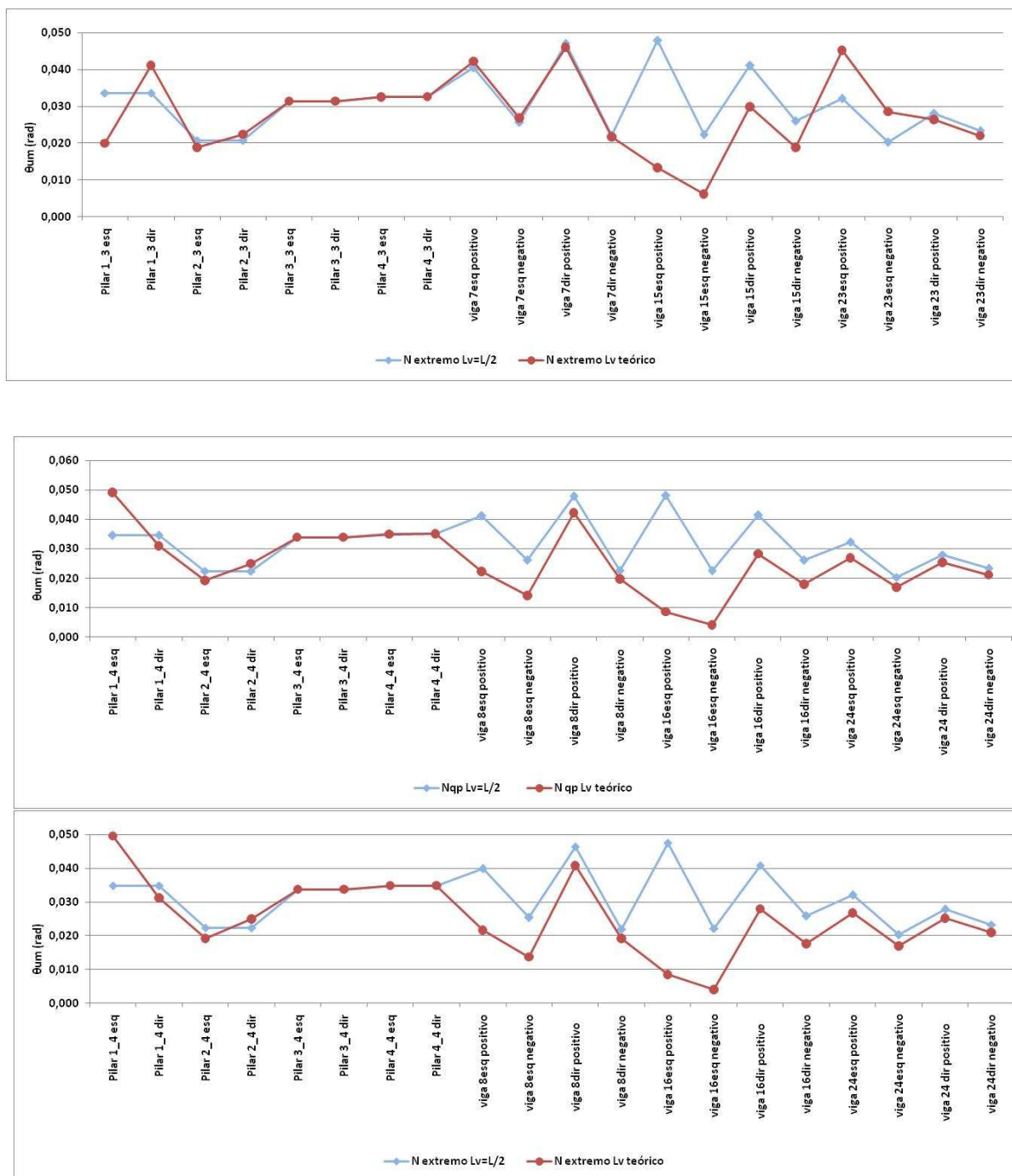


Figura 8. 5. – (continuação) Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = M/V$ e $L_v = L/2$ para os diferentes valores de N – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

Da figura 8.2. conclui-se que a fórmula empírica (equação [61]) é sensível ao modo como se estima o parâmetro L_v . Nos elementos em que L_v toma valores da ordem das dezenas ou valores muito inferiores a metade do seu vão (ver tabela 1 do Anexo 2), os valores dados pela fórmula empírica divergem significativamente. Note-se que o valor de L_v figura na expressão empírica como um factor puramente multiplicativo elevado a um expoente de 0,35, pelo que qualquer variação, mesmo que

pequena, no seu valor provoca diferenças importantes nos valores obtidos para θ_u . À extremidade esquerda da viga 5 corresponde um valor de L_v de 30,02m, o que equivale a um factor multiplicativo de cerca de 3,30, correspondendo-lhe consequentemente uma capacidade de rotação da corda última aproximadamente tripla da capacidade de rotação da corda última estimada assumindo um valor de L_v de metade do valor do vão do elemento. A extremidade da viga 13, por seu turno, exhibe um valor extremamente reduzido de L_v comparativamente ao valor simplificado que lhe corresponde, traduzindo-se este facto num factor redutor de cerca de 0,32 e correspondendo-lhe uma capacidade de rotação da corda última diminuída em cerca de 70%.

Da figura anterior constata-se ainda que os elementos de viga pertencentes ao segundo alinhamento em altura do pórtico são os que exibem uma maior discrepância entre os valores de L_v estimados pela via simplificada e pela via teórica. Uma das razões que justificam essa divergência mais acentuada prende-se com o facto de a definição teórica de L_v sugerida no regulamento não pressupor a actuação de forças verticais, isto é, admite a actuação exclusiva das cargas horizontais solicitantes, facto já realçado anteriormente. Ora nos elementos de viga do segundo alinhamento do pórtico os esforços produzidos nas extremidades esquerdas destas barras pelo valor de cálculo das cargas verticais actuates (ver figura 8.3.) contrariam quase totalmente o valor dos esforços produzidos pelas cargas horizontais, pelo que resultam nas suas extremidades esquerdas valores de momento flector muito reduzidos. Nas extremidades direitas, pelo contrário, os momentos têm o mesmo sinal, resultando da sua soma um valor de momento flector final aumentado.

Embora a sobreposição de efeitos não seja aplicável em análises não lineares, procurou-se avaliar por um procedimento similar até que ponto o efeito das cargas da solicitação horizontal contraria os momentos flectores resultantes das cargas verticais estáticas, embora este procedimento não seja realmente válido. Assim, avaliou-se elasticamente o diagrama de esforços para a actuação exclusiva de cargas verticais, o qual consta da figura 8.3.. De facto, o carregamento vertical é o primeiro a actuar na estrutura, pelo que os esforços que este carregamento gera são perfeitamente elásticos.

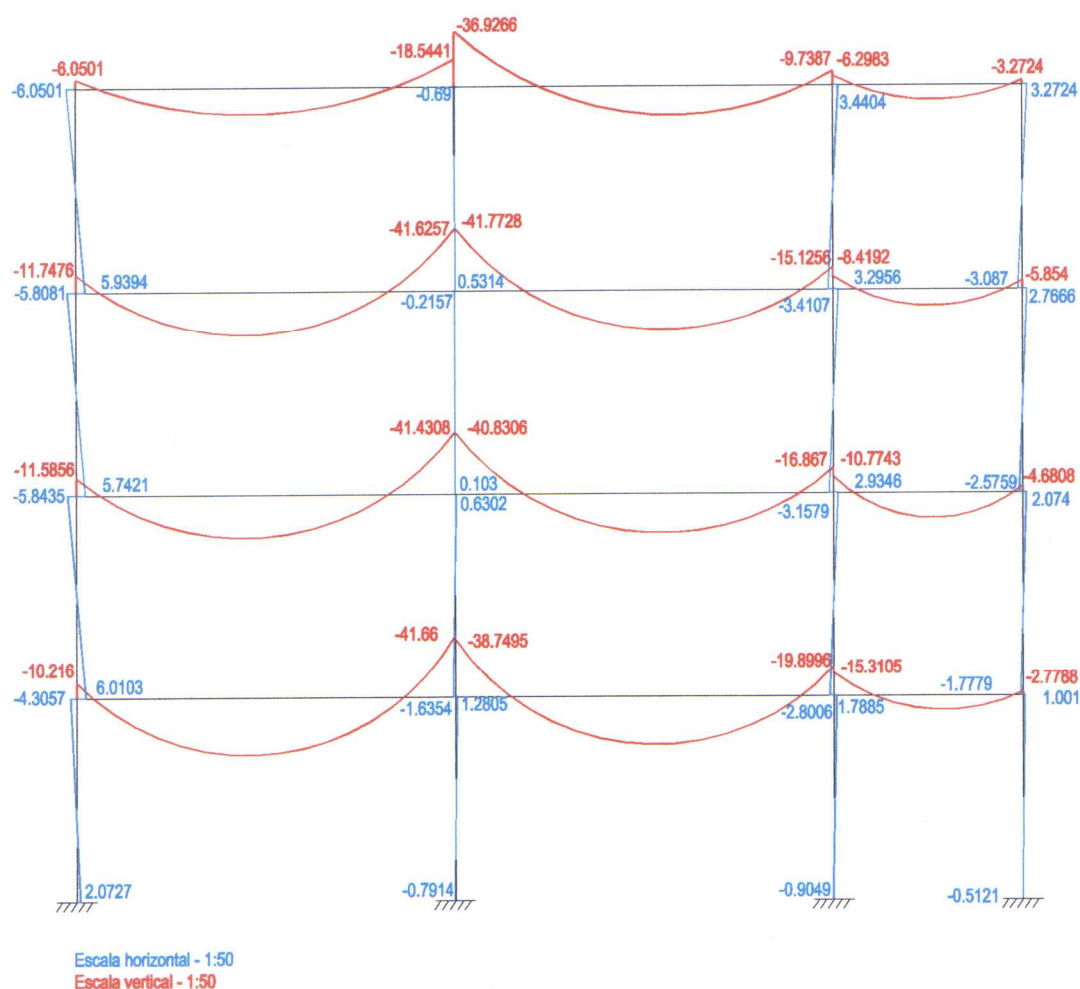


Figura 8. 6. – Diagrama de momentos flectores do ICONS devido às cargas verticais actuantes (kN.m).

De seguida, procedeu-se a uma análise “pushover” considerando exclusivamente a solicitação horizontal, obtendo-se os esforços que constam da tabela 8.1, na qual se apresentam ainda os esforços finais obtidos para a análise em que se considera a actuação simultânea das duas solicitações. Embora os esforços gerados pela solicitação horizontal não possam ser somados algebricamente ao diagrama da figura 8.3., pela não aplicabilidade já referida do princípio da sobreposição de efeitos, válido apenas para análises elásticas lineares, a comparação dos seus valores permite retirar ilações importantes que ajudam à interpretação da figura 8.2..

Tabela 8. 1. – Valores dos esforços no pórtico " ICONS" devido à actuação exclusiva das cargas horizontais e esforços finais devido à actuação simultânea de todas as cargas.

Barra	Esforços - solicitação horizontal				Esforços finais			
	M esq (kN.m)	M dir (kN.m)	V esq (kN)	V dir (kN)	M esq (kN.m)	M dir (kN.m)	V esq (kN)	V dir (kN)
Pilar 1_1	-42.09	11.31	19.78	19.78	-41.58	-4.04	13.90	13.90
Pilar 1_2	-26.65	21.26	17.75	17.75	-10.65	3.24	5.15	5.15
Pilar 1_3	-16.76	30.10	17.35	17.35	-3.43	27.09	11.30	11.30
Pilar 1_4	-4.76	19.94	9.15	9.15	21.39	5.68	-5.82	-5.82
Viga 5	37.97	-149.87	-37.57	-37.57	6.61	-181.04	0.22	-75.28
Viga 6	38.02	-150.05	-37.62	-37.62	6.67	-181.24	0.17	-75.33
Viga 7	34.86	-113.68	-29.71	-29.71	5.70	-172.98	2.01	-73.49
Viga 8	19.94	-57.25	-15.44	-15.44	5.68	-87.23	13.17	-50.33
Pilar 2_1	-316.61	-3.38	116.01	116.01	-314.99	-14.12	111.43	111.43
Pilar 2_2	-186.68	103.56	107.50	107.50	-196.01	103.97	111.10	111.10
Pilar 2_3	-78.93	130.33	77.50	77.50	-77.86	129.68	76.87	76.87
Pilar 2_4	-13.59	85.64	36.75	36.75	-41.46	87.69	47.83	47.83
Viga 13	33.43	-70.18	-20.72	-20.72	0.85	-78.51	21.88	-53.62
Viga 14	32.44	-50.32	-16.55	-16.55	0.59	-72.77	23.08	-52.42
Viga 15	30.23	-29.63	-11.97	-11.97	-1.85	-46.41	28.84	-46.66
Viga 16	28.39	-22.23	-10.13	-10.13	0.46	-32.20	25.22	-38.28
Pilar 3_1	-56.91	56.59	42.04	42.04	-56.81	56.75	42.06	42.06
Pilar 3_2	-49.81	50.09	37.00	37.00	-49.98	50.05	37.05	37.05
Pilar 3_3	-36.28	36.27	26.87	26.87	-36.26	36.27	26.86	26.86
Pilar 3_4	-22.80	22.83	16.90	16.90	-23.04	23.05	17.07	17.07
Viga 21	36.22	-51.14	-34.94	-34.94	28.21	-58.29	-15.72	-53.47
Viga 22	36.05	-50.58	-34.65	-34.65	13.54	-55.46	-8.72	-46.47
Viga 23	29.44	-42.51	-28.78	-28.78	12.90	-44.00	-3.89	-41.64
Viga 24	0.60	-17.87	-7.39	-7.39	-9.15	-18.11	12.29	-19.46
Pilar 4_1	-33.31	24.82	21.53	21.53	-33.41	30.67	23.73	23.73
Pilar 4_2	-26.32	27.26	19.84	19.84	-27.62	29.80	21.27	21.27
Pilar 4_3	-23.33	25.85	18.21	18.21	-25.66	25.98	19.13	19.13
Pilar 4_4	-16.66	17.87	12.79	12.79	-18.03	18.11	13.38	13.38

A figura 8.3. e os valores que constam da tabela 8.1. comprovam que o efeito das cargas verticais nos elementos estruturais conduz a valores de L_v ora muito elevados (nas extremidades esquerdas das vigas 5, 6 e 7 o esforço transversal resulta de tal maneira reduzido que o valor de L_v toma um valor da ordem de grandeza das dezenas), ora muito pequenos (note-se que no elemento de viga 13 a actuação das cargas verticais inverte totalmente o sinal do esforço transversal actuante na sua extremidade esquerda, muito embora resulte um esforço de corte final muito próximo em valor absoluto ao esforço produzido pela actuação exclusiva da solicitação horizontal, ao mesmo tempo que a soma algébrica dos momentos flectores nessa extremidade reduzem o esforço de flexão de um valor de 33,43kN.m para um valor de 0,85kN.m; do cociente entre as duas grandezas resulta naturalmente um valor de L_v

muito pequeno, porquanto o dividendo toma um valor quase nulo, mantendo-se o valor do divisor praticamente inalterado). Não obstante, os valores de L_v correspondentes à grande maioria dos elementos estruturais não sofrem variações tão radicais, pelo que a abordagem teórica para estimativa do valor do vão de corte nem sempre conduz a resultados tão díspares face à via simplificada. A sensibilidade das fórmulas teórica e empírica para o cálculo da capacidade da rotação da corda última ao valor de L_v revelou-se, todavia, bastante distinta: enquanto que a fórmula teórica só revela grande sensibilidade a valores muito reduzidos de L_v , a fórmula empírica é muito susceptível a variações nos dois sentidos.

8.1.4. INFLUÊNCIA DE N NA AVALIAÇÃO DE θ_u ATRAVÉS DA FÓRMULA EMPÍRICA

Apresenta-se, neste ponto, a avaliação da influência da variação do valor do esforço axial na estimativa de θ_u pela abordagem empírica (equação [61]). Os resultados obtidos fazendo considerando o valor de N_{qp} e $N_{extremo}$ referem-se ao estado limite e à zona sísmica mais representativos (NC, zona sísmica 1) e são ilustrados na figura 8.4.. Cada gráfico da figura 8.4. corresponde a um piso do pórtico.

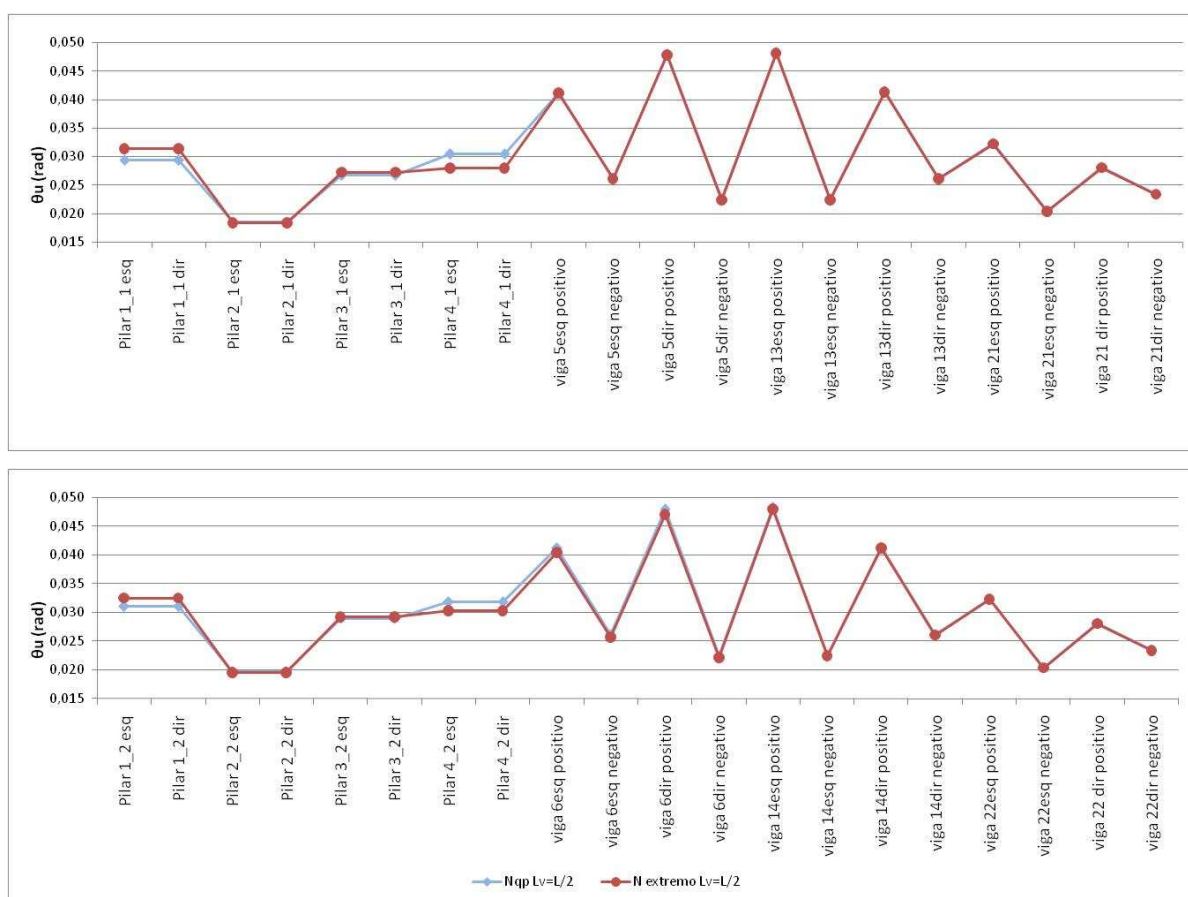


Figura 8. 7. –Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

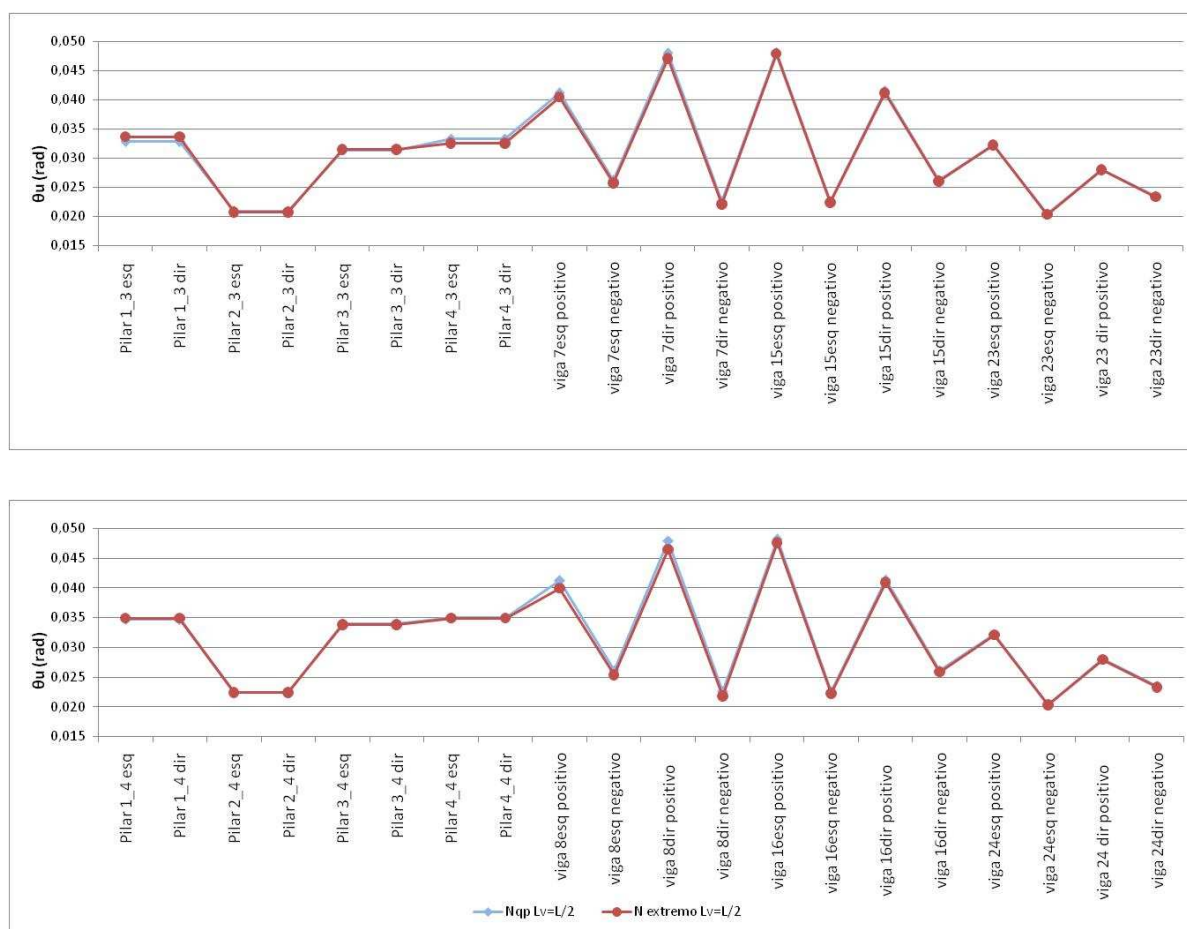


Figura 8. 8. – (continuação) Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula empírica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

Comprova-se pela figura 8.4. que os valores das capacidades em termos de rotação da corda última não variam significativamente com o valor do esforço axial admitido para cálculo, coincidindo na maioria dos elementos do pórtico. A insensibilidade da fórmula empírica ao valor assumido por N deve-se ao facto de este valor figurar na fórmula através do parâmetro ν , sendo este parâmetro um expoente sem grande influência na fórmula geral mais complexa (equação [61]). Note-se que uma redução de cerca de 40 vezes no parâmetro ν , o qual é directamente proporcional ao valor de N , traduz-se apenas numa redução de 22% no valor da capacidade em termos de rotação da corda última. Daqui se conclui que o valor adoptado para o esforço axial de cálculo não provoca variações significativas na estimativa das capacidades, pelo que é viável adoptar-se uma abordagem simplificada admitindo como esforços axiais de cálculo os seus valores quase permanentes.

De modo a avaliar se os valores de N quase permanentes correspondem a uma boa estimativa dos esforços experimentados pela estrutura ao longo do sismo, foram estimados os rácios entre os valores dos esforços axiais médios extraídos da análise e os valores quase permanentes desses mesmos esforços. Os esforços axiais médios correspondem à média aritmética dos esforços axiais registados

num e noutro sentido da análise “pushover”. Os valores de N correspondem, pois, à média entre os esforços experimentados no sentido positivo e negativo de cada análise “pushover”, considerando o formato modal de cargas horizontais, para os diferentes estados limite. Os resultados referentes aos pilares constam das tabelas 8.2. e 8.3..

Tabela 8. 2. – Média dos esforços axiais instalados nos pilares no instante em que é atingido o deslocamento de controlo para cada estado limite e para as duas zonas sísmicas – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.

Barra	N médio (kN)						N qp (kN)
	DL Zona 1	DL Zona 2	SD Zona 1	SD Zona 2	NC Zona 1	NC Zona 2	
Pilar 1_1	-336.09	-339.93	-316.46	-316.97	-315.52	-316.30	-334.35
Pilar 1_2	-247.06	-249.72	-233.24	-233.84	-232.08	-233.06	-246.49
Pilar 1_3	-159.76	-160.58	-151.24	-151.92	-149.90	-151.04	-158.31
Pilar 1_4	-71.25	-71.03	-68.73	-68.71	-68.69	-68.73	-70.01
Pilar 2_1	-672.09	-663.55	-711.29	-710.66	-712.35	-711.42	-674.18
Pilar 2_2	-498.25	-492.21	-525.53	-524.72	-527.21	-525.75	-500.42
Pilar 2_3	-321.33	-319.20	-337.75	-336.48	-340.27	-338.09	-325.96
Pilar 2_4	-147.72	-147.47	-152.04	-151.86	-152.55	-152.11	-151.07
Pilar 3_1	-498.37	-497.10	-481.33	-480.61	-482.81	-481.65	-484.97
Pilar 3_2	-369.26	-368.56	-355.44	-355.09	-356.19	-355.59	-354.80
Pilar 3_3	-240.14	-239.87	-231.06	-231.68	-230.01	-230.94	-228.22
Pilar 3_4	-109.51	-109.38	-107.67	-107.70	-107.52	-107.66	-103.60
Pilar 4_1	-199.65	-205.62	-197.13	-197.97	-195.54	-196.83	-212.70
Pilar 4_2	-145.49	-149.56	-145.85	-146.40	-144.58	-145.66	-158.34
Pilar 4_3	-92.67	-94.25	-93.86	-93.83	-93.72	-93.84	-101.41
Pilar 4_4	-39.28	-39.87	-39.32	-39.48	-38.99	-39.26	-43.06

Tabela 8. 3. – Rácios N médio/ N quase permanente – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.

Barra	Rácios N médio/ N quase permanente					
	DL Zona 1	DL Zona 2	SD Zona 1	SD Zona 2	NC Zona 1	NC Zona 2
Pilar 1_1	1.01	1.02	0.95	0.95	0.94	0.95
Pilar 1_2	1.00	1.01	0.95	0.95	0.94	0.95
Pilar 1_3	1.01	1.01	0.96	0.96	0.95	0.95
Pilar 1_4	1.02	1.01	0.98	0.98	0.98	0.98
Pilar 2_1	1.00	0.98	1.06	1.05	1.06	1.06
Pilar 2_2	1.00	0.98	1.05	1.05	1.05	1.05
Pilar 2_3	0.99	0.98	1.04	1.03	1.04	1.04
Pilar 2_4	0.98	0.98	1.01	1.01	1.01	1.01
Pilar 3_1	1.03	1.03	0.99	0.99	1.00	0.99
Pilar 3_2	1.04	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00
Pilar 3_3	1.05	1.05	1.01	1.02	1.01	1.01
Pilar 3_4	1.06	1.06	1.04	1.04	1.04	1.04
Pilar 4_1	0.94	0.97	0.93	0.93	0.92	0.93
Pilar 4_2	0.92	0.94	0.92	0.92	0.91	0.92
Pilar 4_3	0.91	0.93	0.93	0.93	0.92	0.93
Pilar 4_4	0.91	0.93	0.91	0.92	0.91	0.91

As tabelas 8.2. e 8.3. comprovam o facto de os valores dos esforços axiais médios extraídos da análise e os valores quase permanentes desses mesmos esforços serem muito próximos, independentemente do estado limite que se esteja a avaliar. De facto, a média entre os valores de $N_{extremo}$, obtidos para cada um dos dois sentidos de cada análise “pushover”, aproxima-se bastante bem dos valores de N_{qp} (rácios oscilam entre 0,91 e 1,06, como se comprova pela tabela 8.3.). Ora daqui se conclui que o valor de N_{qp} traduz com suficiente aproximação a média dos esforços axiais instalados na estrutura quando esta é sujeita à acção sísmica.

A tabela 8.4. comprova este aspecto no que concerne aos elementos de viga, embora o esforço axial nas vigas seja uma quantidade desprezável. Das análises “pushover” resultam, por vezes, esforços axiais muito significativos nos elementos de viga (cerca de 80kN), alternando de sinal consoante o sentido da análise. No entanto, estes esforços não devem ser assumidos como válidos, uma vez que a aplicação das cargas na análise “pushover” faz-se directamente ao nível dos pisos, conduzindo a resultados disparatados, o que não é de todo equivalente ao efeito que uma dada aceleração de base produz nas vigas quando a análise em causa é dinâmica. Sublinhe-se que qualquer verificação nos elementos de viga deve socorrer-se ou da média dos esforços axiais extraídos da análise “pushover” nos dois sentidos da solicitação horizontal, ou utilizar o valor de N_{qp} , tomando este último um valor nulo na maioria dos casos.

Tabela 8. 4. – Média dos esforços axiais instalados nas vigas no instante em que é atingido o deslocamento de controlo – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.

Barra	N médio						N qp
	DL Zona 1	DL Zona 2	SD Zona 1	SD Zona 2	NC Zona 1	NC Zona 2	
Viga 5	3.85	3.08	4.43	5.20	2.85	4.20	0.00
Viga 6	-2.23	-1.93	-5.65	-6.25	-4.32	-5.48	0.00
Viga 7	2.67	0.93	7.26	7.44	6.47	7.20	0.00
Viga 8	-6.50	-7.28	-8.20	-8.03	-8.35	-8.27	0.00
Viga 13	0.69	1.26	0.33	0.66	-0.48	0.24	0.00
Viga 14	-2.99	-2.96	-2.04	-2.41	-1.56	-1.96	0.00
Viga 15	2.54	0.96	2.40	2.76	1.69	2.28	0.00
Viga 16	-4.95	-5.54	-4.32	-4.44	-4.09	-4.27	0.00
Viga 21	1.89	0.99	0.25	0.57	-0.52	0.16	0.00
Viga 22	-2.01	-1.18	-1.89	-2.26	-1.07	-1.78	0.00
Viga 23	1.03	0.08	1.78	1.94	1.35	1.72	0.00
Viga 24	-3.03	-2.65	-3.55	-3.48	-3.56	-3.56	0.00

As médias dos esforços axiais instalados nas vigas e pilares da estrutura comprovam, assim, o facto de os esforços axiais correspondentes ao deslocamento máximo experimentado pela estrutura não traduzirem a realidade dos esforços experimentados ao longo da excitação sísmica.

8.1.5. FÓRMULA EMPÍRICA VERSUS FÓRMULA TEÓRICA NA AVALIAÇÃO DE θ_u E INFLUÊNCIA DO VALOR DE N

Apresenta-se, de seguida, um estudo comparativo visando avaliar o desempenho das diversas metodologias de verificação sísmica relativamente ao seu desempenho na estimativa das capacidades

últimas dos diferentes elementos estruturais, ao mesmo tempo que se avalia a influência do valor de N assumido na estimativa das capacidades pela abordagem teórica.

Os gráficos seguintes pretendem ilustrar a variação do valor da fórmula empírica versus fórmula teórica para a estimativa da rotação da corda última para o estado limite NC, zona sísmica 1. Cada gráfico corresponde a um piso do pórtico “ICONS” (figuras 8.5.). As barras estão numeradas de acordo com a numeração definida na figura 6.5..

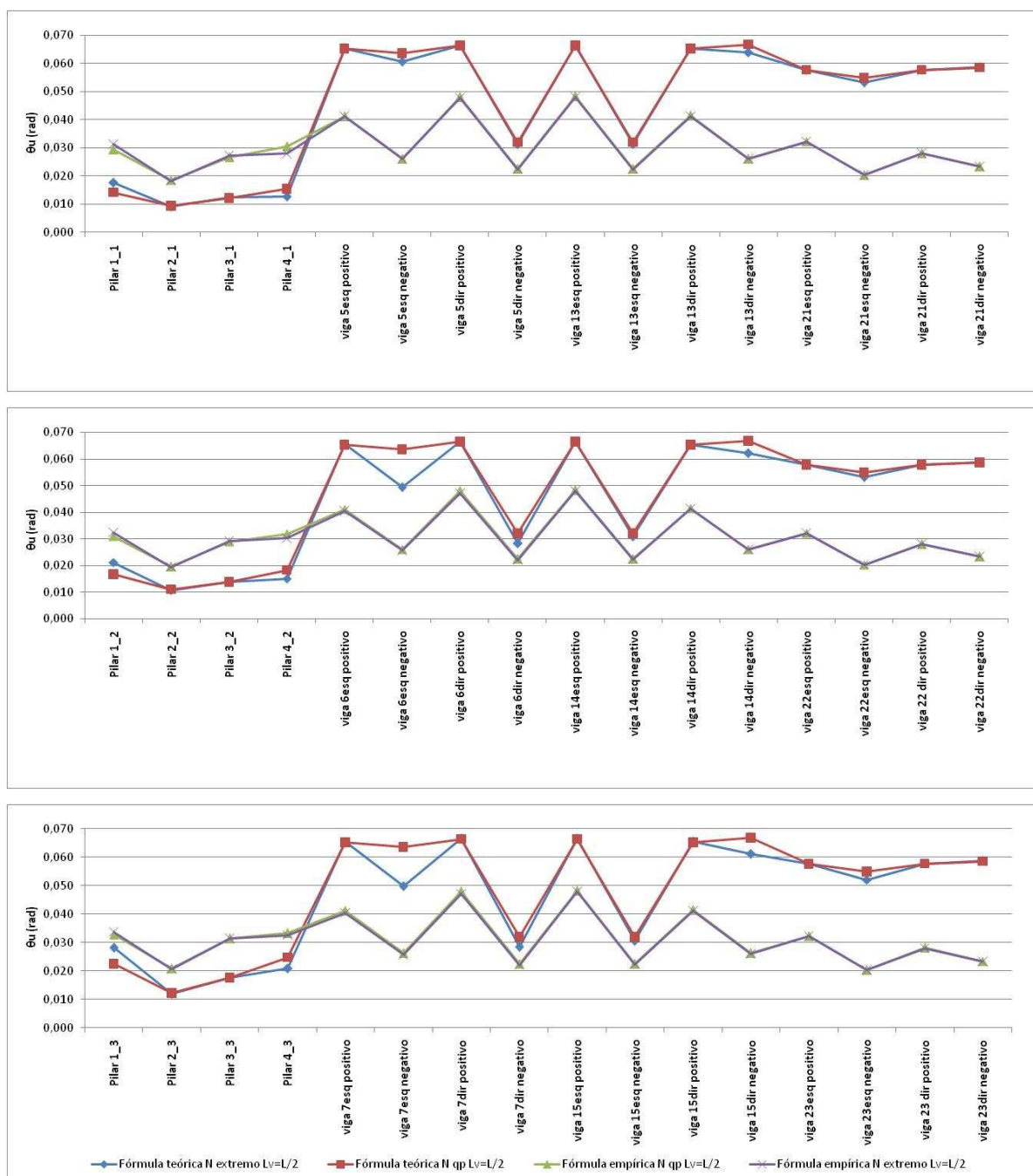


Figura 8. 9. – Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica e empírica prescritas pelo EC8 para $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

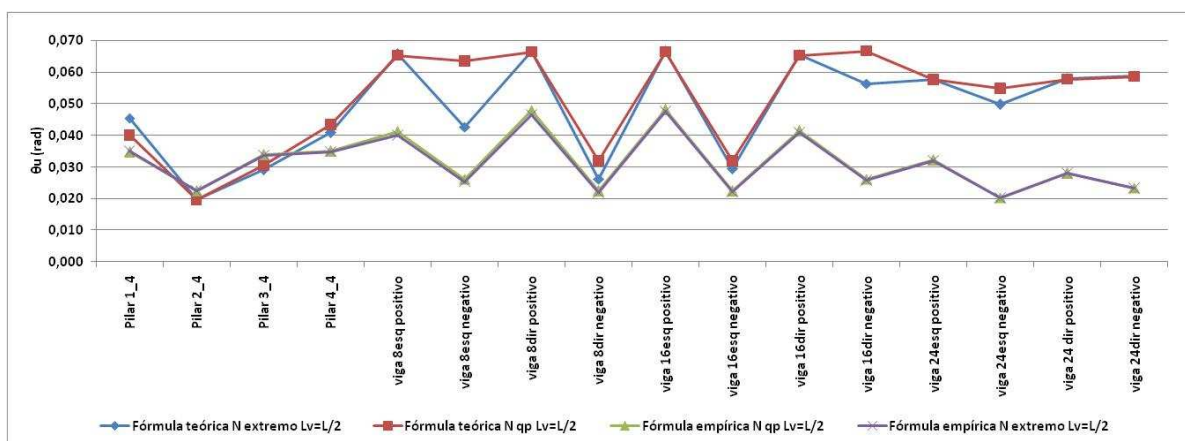


Figura 8. 10. – (continuação) Valores de θ_u por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica e empírica prescritas pelo EC8 para $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

A tabela 8.5. pretende auxiliar a interpretação da figura 8.5. e ilustra a variação dos valores das curvaturas ϕ_y e ϕ_u quando se assume na estimativa das capacidades de cálculo os valores de N instalados no instante em que se atinge o deslocamento máximo para a análise “pushover” com solicitação horizontal de formato modal correspondente ao estado limite NC (zona sísmica 1). Os valores de M_y encontram-se expressos em kN.m e os valores de N em kN, admitindo-se a seguinte notação numérica: Pushover Modal sentido positivo e $N_{extremo} - 1$; Pushover Modal sentido negativo e $N_{extremo} - 2$; Pushover modal e $N_{qp} - 3$.

Tabela 8. 5. – Valores de M_y , ϕ_y e ϕ_u obtidos para diferentes valores de N nos elementos de viga 5, 6, 7 e 8– análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, estado limite NC.

	Pushover Modal sentido positivo - 1				Pushover Modal sentido negativo - 2				Pushover modal N qp - 3		
Barra	M_y	ϕ_y	ϕ_u	$N_{extremo}$	M_y	ϕ_y	ϕ_u	$N_{extremo}$	M_y	ϕ_y	ϕ_u
viga 5esq positivo	29.0	0.003	0.210	-7.80	24.4	0.003	0.210	13.49	27.4	0.003	0.210
viga 5esq negativo	-74.9	0.004	0.194	-7.80	-70.8	0.004	0.222	13.49	-73.4	0.004	0.204
viga 5dir positivo	28.8	0.003	0.214	-7.80	24.3	0.003	0.214	13.49	27.2	0.003	0.214
viga 5dir negativo	-137.4	0.005	0.096	-7.80	-133.7	0.005	0.102	13.49	-136.1	0.005	0.098
viga 6esq positivo	37.2	0.004	0.211	-46.56	19.0	0.003	0.210	37.93	27.4	0.003	0.210
viga 6esq negativo	-82.2	0.004	0.156	-46.56	-66.0	0.004	0.219	37.93	-73.4	0.004	0.204
viga 6dir positivo	36.9	0.004	0.214	-46.56	19.0	0.003	0.214	37.93	27.2	0.003	0.214
viga 6dir negativo	-144.0	0.005	0.085	-46.56	-129.4	0.005	0.111	37.93	-136.1	0.005	0.098
viga 7esq positivo	36.8	0.004	0.211	-44.57	14.6	0.003	0.209	57.51	27.4	0.003	0.210
viga 7esq negativo	-81.8	0.004	0.158	-44.57	-62.0	0.004	0.217	57.51	-73.4	0.004	0.204
viga 7dir positivo	36.5	0.004	0.214	-44.57	14.8	0.003	0.213	57.51	27.2	0.003	0.214
viga 7dir negativo	-143.7	0.005	0.086	-44.57	-126.0	0.004	0.119	57.51	-136.1	0.005	0.098

Tabela 8. 6. – (continuação) Valores de M_y , φ_y e φ_u obtidos para diferentes valores de N nos elementos de viga 5, 6, 7 e 8– análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, estado limite NC.

	Pushover Modal sentido positivo -1				Pushover Modal sentido negativo - 2				Pushover modal Ned qp -3		
Barra	M_y	φ_y	φ_u	$N_{teórico}$	M_y	φ_y	φ_u	$N_{teórico}$	M_y	φ_y	φ_u
viga 8esq positivo	43.7	0.004	0.211	-78.29	13.7	0.003	0.209	61.59	27.4	0.003	0.210
viga 8esq negativo	-88.0	0.004	0.134	-78.29	-61.2	0.004	0.217	61.59	-73.4	0.004	0.204
viga 8dir positivo	43.5	0.004	0.215	-78.29	13.9	0.003	0.213	61.59	27.2	0.003	0.214
viga 8dir negativo	-149.3	0.005	0.078	-78.29	-125.2	0.004	0.121	61.59	-136.1	0.005	0.098

A tabela 8.6. ilustra os rácios entre as curvaturas obtidas para cada uma das três variantes anteriores, para os elementos de viga do pórtico “ICONS”.

Tabela 8. 7. – Rácios de φ_y e φ_u obtidos para as diferentes abordagens de N – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, estado limite NC.

	Rácio 1/3		Rácio 2/3			Rácio 1/3		Rácio 2/3	
	1º piso					2º piso			
Barra	φ _y	φ _u	φ _y	φ _u	Barra	φ _y	φ _u	φ _y	φ _u
viga 5esq positivo	1.010	1.001	0.982	0.999	viga 6esq positivo	1.055	1.004	0.945	0.997
viga 5esq negativo	1.007	0.953	0.988	1.091	viga 6esq negativo	1.041	0.767	0.964	1.076
viga 5dir positivo	1.008	1.000	0.985	0.999	viga 6dir positivo	1.048	1.002	0.955	0.998
viga 5dir negativo	1.005	0.976	0.991	1.044	viga 6dir negativo	1.032	0.872	0.973	1.133
viga 13esq positivo	1.008	1.000	0.993	1.000	viga 14esq positivo	1.013	1.000	0.990	1.000
viga 13esq negativo	1.005	0.977	0.995	1.021	viga 14esq negativo	1.009	0.963	0.994	1.030
viga 13dir positivo	1.010	1.001	0.991	0.999	viga 14dir positivo	1.016	1.001	0.988	0.999
viga 13dir negativo	1.007	0.956	0.994	1.039	viga 14dir negativo	1.011	0.929	0.992	1.037
viga 21esq positivo	1.003	1.000	0.998	1.000	viga 22esq positivo	1.003	1.000	1.000	1.000
viga 21esq negativo	1.002	0.985	0.999	1.009	viga 22esq negativo	1.002	0.987	1.000	1.000
viga 21 dir positivo	1.003	1.000	0.998	1.000	viga 22 dir positivo	1.003	1.000	1.000	1.000
viga 21dir negativo	1.003	1.001	0.998	0.999	viga 22dir negativo	1.003	1.001	1.000	1.000
	Rácio 1/3		Rácio 2/3			Rácio 1/3		Rácio 2/3	
Barra	φ _y	φ _u	φ _y	φ _u	Barra	φ _y	φ _u	φ _y	φ _u
	3º piso					4º piso			
viga 7esq positivo	1.053	1.003	0.907	0.995	viga 8esq positivo	1.089	1.006	0.897	0.995
viga 7esq negativo	1.040	0.775	0.944	1.066	viga 8esq negativo	1.068	0.658	0.940	1.063
viga 7dir positivo	1.046	1.002	0.928	0.998	viga 8dir positivo	1.077	1.003	0.922	0.998
viga 7dir negativo	1.031	0.876	0.959	1.216	viga 8dir negativo	1.054	0.801	0.956	1.234
viga 15esq positivo	1.017	1.001	0.979	0.999	viga 16esq positivo	1.032	1.001	0.975	0.999
viga 15esq negativo	1.011	0.953	0.987	1.063	viga 16esq negativo	1.021	0.912	0.984	1.075
viga 15dir positivo	1.020	1.001	0.974	0.998	viga 16dir positivo	1.037	1.002	0.969	0.998
viga 15dir negativo	1.014	0.911	0.982	1.031	viga 16dir negativo	1.027	0.838	0.979	1.029
viga 23esq positivo	1.007	1.000	0.989	0.999	viga 24esq positivo	1.017	1.001	0.992	1.000
viga 23esq negativo	1.005	0.965	0.992	1.056	viga 24esq negativo	1.012	0.921	0.994	1.041
viga 23 dir positivo	1.008	1.001	0.988	0.999	viga 24 dir positivo	1.018	1.002	0.991	0.999
viga 23dir negativo	1.007	1.002	0.990	0.997	viga 24dir negativo	1.016	1.005	0.992	0.998

Como se pode observar na figura 8.5., os resultados obtidos pelas duas abordagens, empírica e teórica, apresentam diferenças significativas. Para pilares, os valores de θ_u estimados pela fórmula empírica são regra geral superiores ou próximos dos valores calculados pela abordagem teórica (para um N_{qp} e

um valor de $L_v = L/2$). No caso das vigas os resultados invertem-se, sendo a estimativa pela via teórica menos conservativa, porquanto conduz a valores superiores em termos de capacidades últimas de rotação da corda.

Os valores estimados pela fórmula teórica fazendo variar o valor do esforço axial envolvido são relativamente próximos na maioria dos casos, embora nas vigas em que se desenvolvem esforços axiais de compressão relativamente significativos estes valores se afastem. Note-se que a abordagem envolvendo um N_{qp} parte do pressuposto de que o esforço axial instalado nas vigas da estrutura é nulo ou desprezável. As curvaturas φ_y e φ_u são, pois, estimadas desprezando esse esforço axial em todos os elementos de viga. Quando se procede à aplicação dos valores de $N_{extremo}$ instalados no instante em que se atinge o deslocamento máximo experimentado ao longo do episódio sísmico (estes resultados referem-se a valores de N instalados no instante em que a análise “pushover” atinge o valor do deslocamento de controlo previamente estimado, sendo estes resultados referentes a uma análise com formato modal em termos de solicitação horizontal), os valores aproximam-se, salvo nas vigas onde os esforços de compressão ganham expressão. Nesses casos, a capacidade em termos de curvatura última para solicitações no sentido negativo da flexão vem consideravelmente reduzida, atingindo na extremidade da viga 8, para o estado limite NC (zona sísmica 1), o rácio mais gravoso, de cerca de 0,66, face ao valor de curvatura obtido considerando um esforço axial nulo (tabela 8.6.). Note-se que para a extremidade esquerda da viga 5 já não se verifica um desfaseamento tão grande nos valores obtidos, uma vez que os esforços de compressão que a viga experimenta são sempre pequenos (atinge 7,8 kN de esforço axial na análise “pushover” com formato modal de cargas horizontais, sentido positivo, para o estado limite NC (zona sísmica 1)). Só para valores de esforço axial significativos (a viga 8 atinge os 78,29 kN para NC (zona sísmica 1)) é que as curvaturas últimas surgem significativamente diminuídas, muito embora os valores das curvaturas de cedência sejam muito próximos, independentemente do esforço axial envolvido, resultando valores de θ_y igualmente similares. Ora como a fórmula teórica tem na sua expressão uma parcela subtractiva envolvendo φ_y e φ_u , diminuindo φ_u diminui igualmente θ_u . Estão assinalados na tabela 8.6. a amarelo e verde os valores das curvaturas correspondentes às vigas onde é mais notória a influência da consideração de um valor de $N_{extremo}$. Na figura 8.6. são traduzidos graficamente os rácios obtidos para as três abordagens distintas de N (valor quase permanente e valores correspondentes às análises “pushover” no sentido positivo e negativo da carga horizontal solicitante), por forma a visualizar-se a tendência geral de evolução dos mesmos.

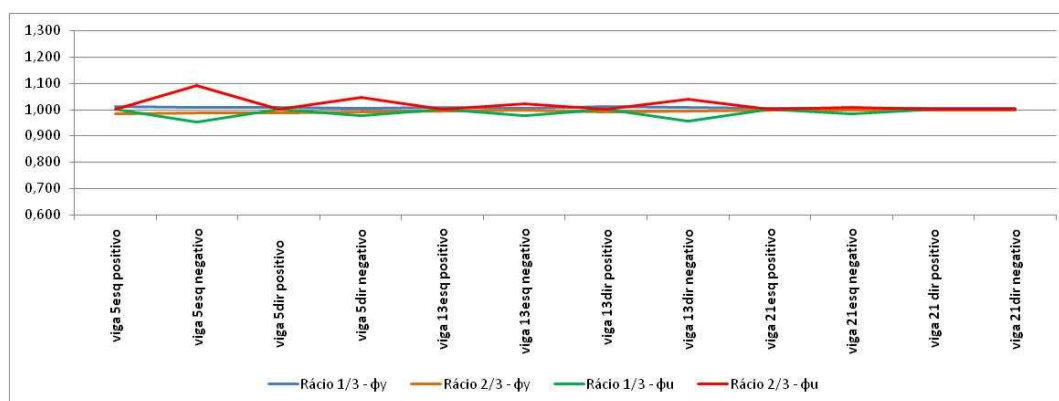


Figura 8. 11. - Rácios de φ_y e φ_u obtidos para as diferentes abordagens de N_{ed} por piso e por elemento de viga – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

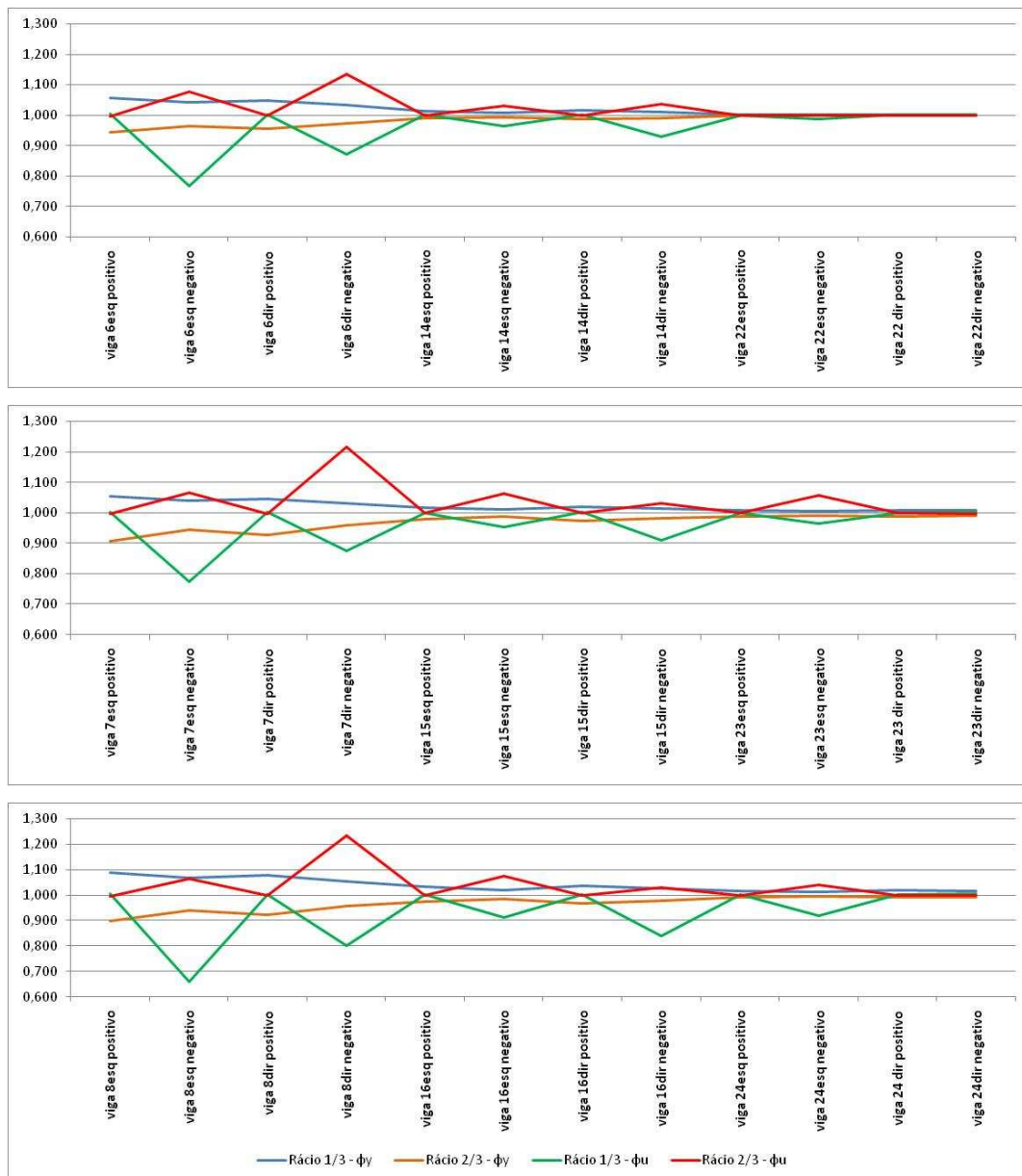


Figura 8. 12. – (continuação) Rácios de ϕ_y e ϕ_u obtidos para as diferentes abordagens de N_{ed} por piso e por elemento de viga – NC zona sísmica 1, análise “pushover” com formato modal em termos de solicitação horizontal.

Da figura 8.6. pode concluir-se que quanto maior o valor do esforço axial de compressão envolvido, maior o rácio obtido, isto é, maior é o valor de ϕ_y relativamente ao valor da mesma variável quando se assume um valor de N_{qp} . Esta tendência é válida para flexão que ocorra quer no sentido negativo quer positivo da convenção de momentos corrente de resistência dos materiais. O valor de ϕ_u , pelo contrário, decresce com o aumento de N em compressão quando o sentido de flexão é negativo (rácios inferiores à unidade), mantendo-se praticamente invariável para situações de flexão no sentido positivo da convenção de momentos (neste caso os rácios são sempre superiores à unidade). Como apenas as vigas 5, 6, 7 e 8 assumem valores de N relevantes (ver tabela 8.5.), apenas as capacidades

referentes a estes elementos estruturais se diferenciam significativamente do valor simplificado correspondente a um N_{qp} (ver figura 8.5.).

Para as análises “pushover” no sentido inverso, as vigas passam a exibir esforços axiais de tracção. Nas situações em que estes esforços de tracção são significativos os valores φ_y diminuem (note-se que a esta situação correspondem rácios sucessivamente decrescentes de φ_y para valores de N sucessivamente crescentes em tracção), verificando-se a mesma tendência de diminuição na variável φ_u , muito embora essa diminuição se demonstre menos gravosa.

Daqui se conclui que a utilização dos valores de $N_{extremo}$ é totalmente desaconselhável, uma vez que produz oscilações gravosas nos valores das capacidades destes elementos estruturais quando se recorre à fórmula teórica, não tendo estes esforços validade prática, uma vez que a aplicação das cargas da análise “pushover” se faz directamente ao nível dos pisos, conduzindo a resultados errados, não sendo estes esforços equivalentes aos máximos que as vigas experimentam quando a análise em causa é dinâmica, como já foi referido anteriormente (ver tabela 8.7.).

Tabela 8. 8. - Esforços axiais instalados nas vigas no instante em que é atingido o deslocamento de controlo para a análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais em cada um dos sentidos da solicitação horizontal e os esforços axiais mínimos e máximos retirados da análise dinâmica não linear – NC, zona sísmica 1.

	N (kN)			
	pushover - sentido positivo da solicitação	pushover - sentido negativo da solicitação	Nmáximo	Nmínimo
Viga 5	-7.80	13.49	31.94	-29.25
Viga 6	-46.56	37.93	17.52	-24.89
Viga 7	-44.57	57.51	10.92	-9.52
Viga 8	-78.29	61.59	6.29	-11.05
Viga 13	-7.47	6.52	60.40	-60.53
Viga 14	-12.32	9.21	39.48	-38.30
Viga 15	-15.53	18.90	22.74	-21.17
Viga 16	-30.46	22.28	12.97	-15.64
Viga 21	-2.46	1.42	13.53	-12.78
Viga 22	-2.14	0.00	9.37	-10.15
Viga 23	-5.74	8.43	6.97	-6.01
Viga 24	-13.38	6.26	2.25	-5.45

8.1.6. ESTIMATIVA DAS CURVATURAS DE CEDÊNCIA PELA VIA TEÓRICA E PELAS FÓRMULAS SIMPLIFICADAS DE PRIESTLEY

Tal como foi referido anteriormente, é possível estimar as curvaturas de cedência para vigas e pilares fazendo uso das fórmulas simplificadas de Priestley. Os gráficos seguintes ilustram as curvaturas obtidas pelo método teórico quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} e as curvaturas obtidas pelas fórmulas simplificadas deduzidas por Priestley (equações [66] e [68]). O objectivo é avaliar se as fórmulas simplificadas conduzem a resultados aceitáveis e se podem ser utilizadas como uma ferramenta expedita para a estimativa deste parâmetro. Cada gráfico da figura 8.7. corresponde a um piso do pórtico.

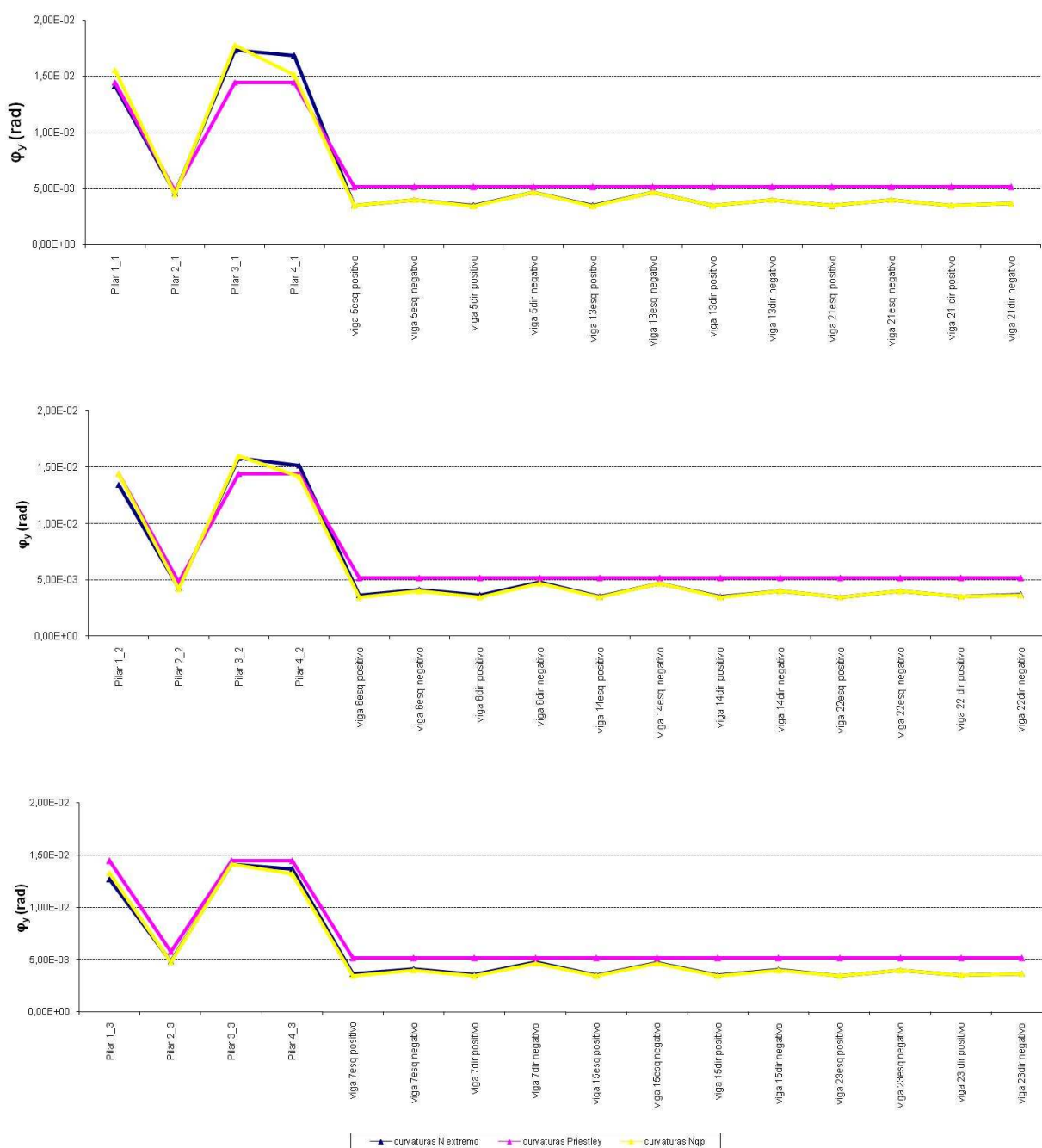


Figura 8. 13. – Valores de ϕ_y obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} e as curvaturas obtidas pelas fórmulas simplificadas deduzidas por Priestley (equações [74] e [76])– NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

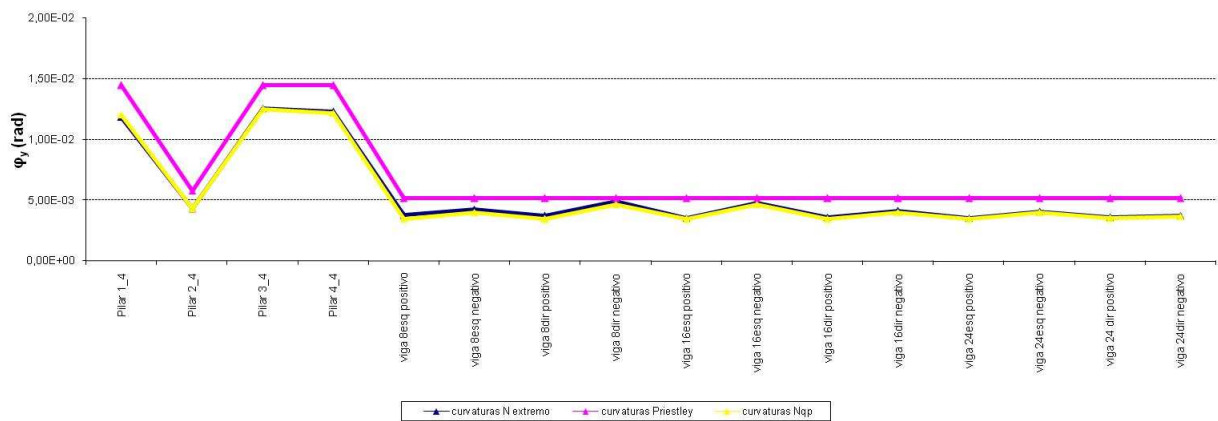


Figura 8. 14. – (continuação) Valores de ϕ_y obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} e as curvaturas obtidas pelas fórmulas simplificadas deduzidas por Priestley (equações [74] e [76])– NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

As curvaturas últimas seguem os rácios já esquematizados anteriormente na figura 8.6. a propósito da influência do valor de N na estimativa das capacidades de rotação da corda últimas pela abordagem teórica regulamentar, resultando para o estado limite NC, zona sísmica 1 e para um “pushover” modal no sentido positivo da solicitação horizontal, os valores de curvaturas ilustrados na figura 8.8..

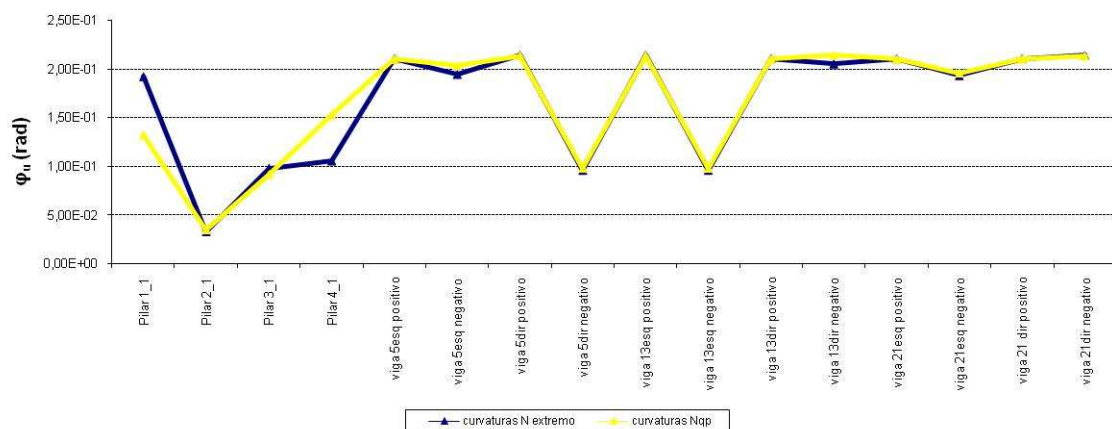


Figura 8. 15. – Valores de ϕ_u obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

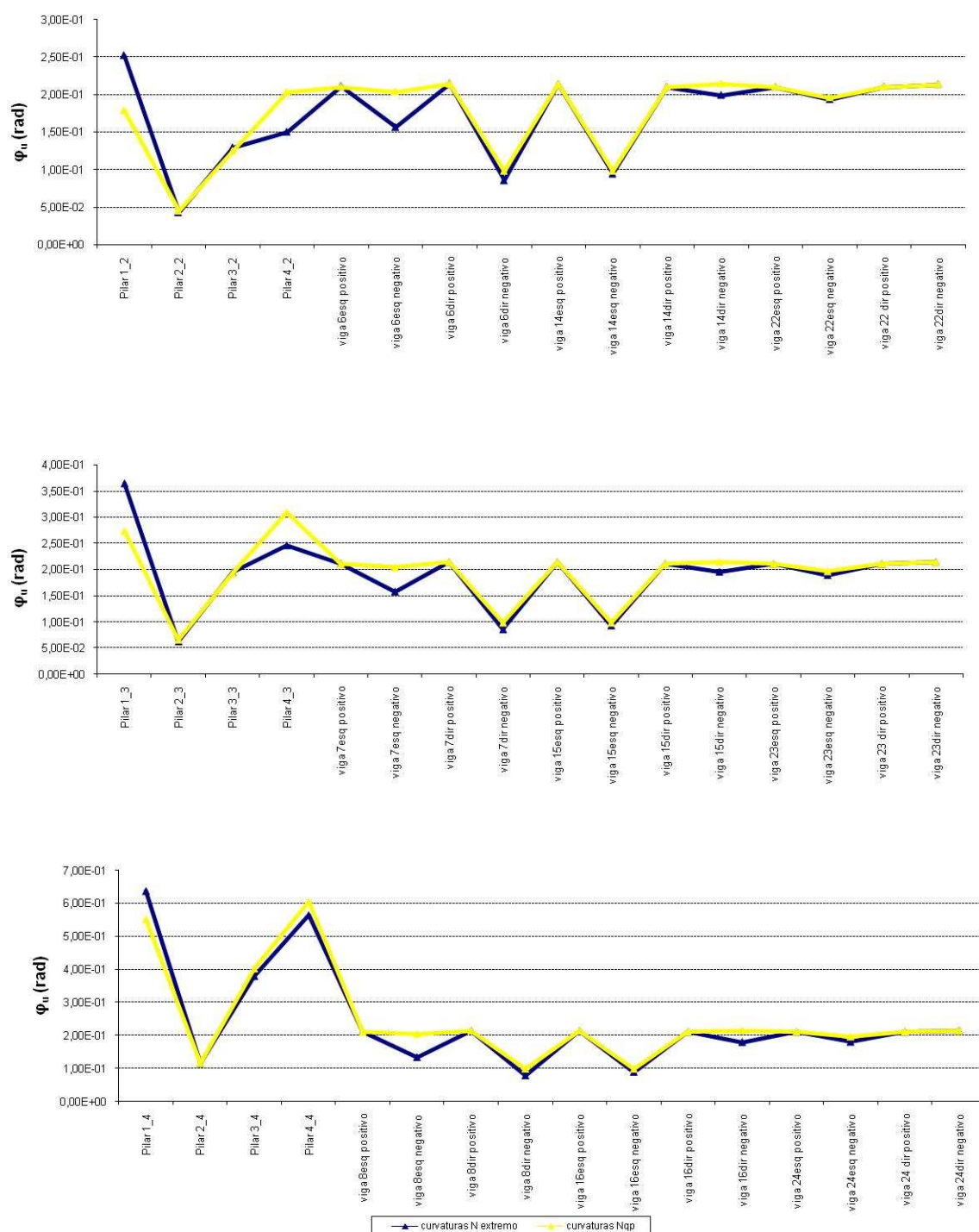


Figura 8. 16. – (continuação) Valores de ϕ_u obtidos quando se considera o $N_{extremo}$, o N_{qp} – NC zona sísmica 1, análise com formato modal em termos de solicitação horizontal.

Da observação da figura 8.7. conclui-se que as curvaturas resultantes da aplicação das fórmulas de Priestley (equações [66] e [68]) tanto conduzem a estimativas por excesso deste parâmetro como a estimativas por defeito no caso dos elementos verticais resistentes; nas vigas, por seu turno, a

utilização destas fórmulas simplificadas conduz invariavelmente a uma estimativa por excesso de φ_y . No entanto, os valores são em ambos os casos razoavelmente próximos.

As curvaturas φ_y e φ_u figuram como termos explícitos nas fórmulas regulamentares para a estimativa de θ_y (equação [62]) e de θ_u (equação [65]), sendo esta última função de θ_y . Recorde-se a fórmula [65]:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right) \right]$$

Podemos separar a equação anterior em dois termos distintos, um deles dado por θ_y e um segundo termo igual a $(\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right)$. A expressão [62], por seu turno, tem o seguinte aspecto:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

, sendo o seu primeiro termo, o mais relevante, directamente proporcional a φ_y .

A figura 8.9. pretende avaliar a influência do método de estimativa de φ_y em cada uma das parcelas da expressão [65], ilustrando graficamente, para cada piso do “ICONS”, o valor de cada componente individual e o consequente valor final assumido por θ_u .

No que concerne aos pilares, se o valor de φ_y resultar num valor abaixo do valor teórico que lhe corresponde, a rotação da corda θ_y será necessariamente menor, muito embora o termo

$(\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right)$ resulte superior, pelo que o valor final da rotação da corda última traduzirá a tendência de evolução do termo mais relevante da expressão [65].

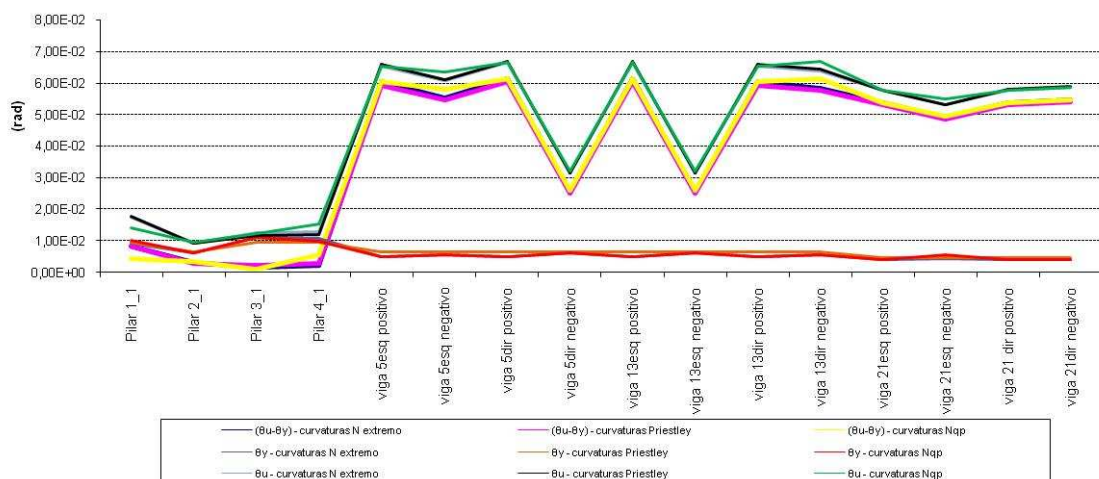


Figura 8. 17. – Valores de θ_u , θ_y e de $(\theta_u - \theta_y)$ por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L / 2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC, zona sísmica 1.

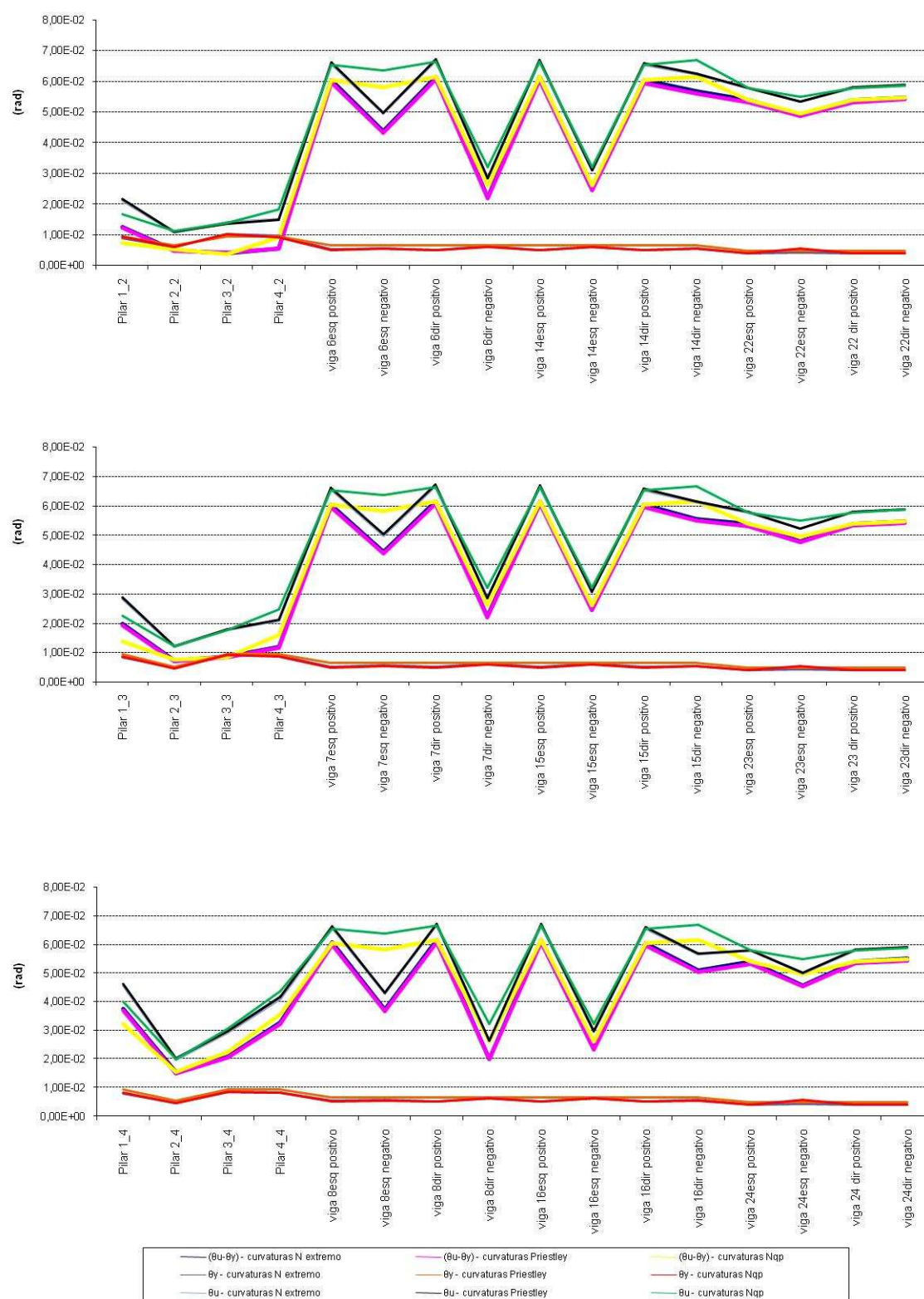


Figura 8. 18. – (continuação) Valores de θ_u , θ_y e de $(\theta_u - \theta_y)$ por piso e por elemento estimados pela fórmula teórica prescrita pelo EC8, considerando $L_v = L/2$ e fazendo variar o valor do esforço axial – NC, zona sísmica 1.

Da figura 8.9. conclui-se que, para a estrutura analisada, não há uma tendência geral de predominância de um termo sobre o outro no que respeita aos elementos verticais resistentes, variando muito de elemento para elemento e consoante a extremidade e o sentido da flexão. Nas vigas, pelo contrário, o termo $(\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}\right)$, primeiro termo da equação [65], é sempre dominante, podendo atingir valores sêxtuplos do primeiro termo da expressão regulamentar.

Note-se que nos pilares da estrutura em estudo em que as curvaturas de cedência calculadas pelas fórmulas de Priestley assumem valores superiores aos valores de curvatura de cedência teóricos (situação que ocorre para elementos verticais com esforços axiais não muito elevados, uma vez que o valor teórico de φ_y cresce com o esforço axial actuante), o primeiro termo da expressão teórica para o cálculo da capacidade em termos de rotação da corda última, θ_y , é quase sempre inferior ao segundo termo, ou até mesmo praticamente coincidente com o segundo termo da expressão [65], como acontece no pilar 3_3. No caso dos pilares que integram os pisos mais baixos do “ICONS”, sujeitos obviamente a esforços axiais mais significativos, as curvaturas teóricas ultrapassam frequentemente os valores sugeridos por Priestley, ocorrendo ainda não raras vezes uma semelhança nas curvaturas obtidas pela abordagem teórica e pela via simplificada. Nestes casos, o termo θ_y assume-se quase

sempre superior ao termo $(\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}\right)$. Nas vigas, como a abordagem de Priestley sobrestima invariavelmente as curvaturas de cedência destes elementos estruturais, o termo θ_y é sempre muito pequeno em relação à segunda parcela.

Uma outra ilação a retirar da figura 8.9. prende-se com o facto de as capacidades em termos de rotação da corda última estimadas pela abordagem teórica quase coincidirem para curvaturas teóricas fazendo uso de um valor de $N_{extremo}$ e curvaturas estimadas pelas fórmulas simplificadas de Priestley, pelo que a abordagem simplificada torna-se bastante convidativa. As discrepâncias entre os valores de θ_u para um $N_{extremo}$ e N_{qp} seguem a tendência já descrita no ponto 8.1.5. Do exposto, conclui-se que a utilização das fórmulas simplificadas de Priestley para o cálculo de φ_y conduz a estimativas fidedignas de θ_u quando comparadas com as capacidades obtidas para uma abordagem teórica da curvatura de cedência envolvendo um $N_{extremo}$. Os valores de θ_y são praticamente coincidentes para as diferentes abordagens do esforço axial de cálculo envolvido quando a curvatura de cedência provém de uma estimativa teórica mais elaborada. Quando θ_y é estimado fazendo uso da curvatura simplificada, os valores obtidos são quase sempre superiores aos valores avaliados pelas outras duas vias (curvaturas teóricas para $N_{extremo}$ e N_{qp}), muito embora para alguns pilares dos pisos 1 e 2 se verifique uma inversão desta tendência. Todavia, estas discrepâncias não são significativas, não comprometendo importantemente qualquer verificação para o estado de limitação de danos, DL.

A utilização das fórmulas simplificadas revela-se, pois, proveitosa, uma vez que evita um processo de cálculo teórico mais moroso, acabando por conduzir a valores de capacidades em termos de rotação da corda muito próximos, qualquer que seja o estado limite pretendido para verificação.

8.1.7. CONCLUSÕES ACERCA DAS METODOLOGIAS PARA ESTIMATIVA DE θ_u

Com base nos resultados demonstrados nos pontos anteriores, é comprovada a possibilidade de se aplicar uma abordagem simplificada na verificação dos mecanismos dúcteis a testar na estrutura, sem grande perda de precisão. Esta abordagem simplificada caracteriza-se, assim, pelas seguintes simplificações: a utilização de um valor de N_{qp} , em detrimento de um valor de esforço axial extremo proveniente da combinação sísmica de acções, o qual nem sequer corresponde eficientemente ao esforço instalado mais frequentemente no elemento estrutural ao longo do episódio sísmico ($N_{extremo}$); um valor de L_v igual a metade do vão do elemento a verificar, ao invés de uma estimativa teórica do vão de corte, nem sempre viável; expressões simplificadas para o cálculo das curvaturas de cedência, socorrendo a análise das fórmulas empíricas de Priestley e subtraindo à verificação da estrutura um procedimento teórico bastante mais moroso e envolvendo um número muito superior de variáveis. Na realidade, a adopção de um valor de L_v igual a $L/2$ é necessária, de forma a evitar resultados erróneos, como foi demonstrado no ponto 8.1.2 e 8.1.3., dada a sensibilidade da fórmula empírica e teórica aos valores assumidos por este parâmetro.

8.1.8. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CONHECIMENTO NA VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

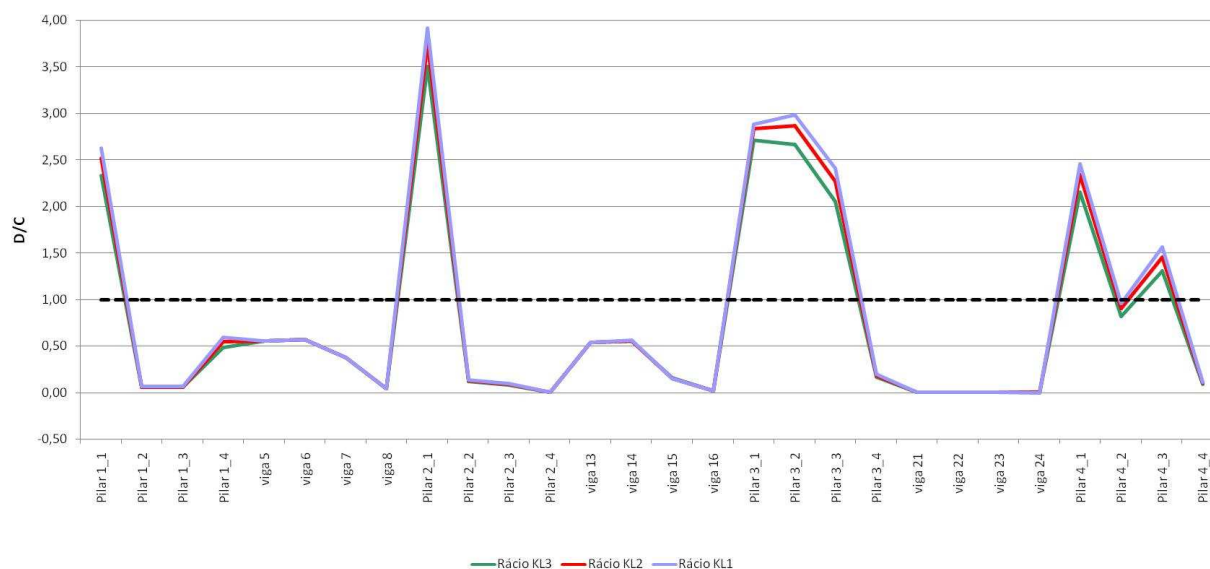
De forma a avaliar a sensibilidade das expressões [65] para estimativa de θ_u e [62] para cálculo de θ_y ao nível de conhecimento que se assume na verificação estrutural, foram calculadas as capacidades para os diferentes elementos estruturais do “ICONS” para os três níveis de conhecimento prescritos pelo EC8: KL1, KL2 e KL3. Os gráficos da figura 8.10. permitem ilustrar a variação do valor da fórmula teórica para a estimativa da rotação da corda última e o valor da capacidade θ_y , fazendo variar o nível de conhecimento da estrutura.



Figura 8. 19. – Valores de θ_y e de θ_u função do nível de conhecimento da estrutura por elemento estrutural para os três níveis de conhecimento propostos pelo EC8 (N_{qp} , $L_v = L/2$).

A consequência em termos de elementos que não verificam a segurança foi abordada graficamente para os resultados obtidos para o estado limite e para a zona sísmica mais gravosos e para uma análise não linear estática com solicitação horizontal de formato modal. Foram estimados os rácios D/C , pelo que os elementos que exibam rácios superiores à unidade corresponderão a elementos que não cumprem as exigências em termos de segurança para o estado limite considerado (figura 8.11.).

Verificação da extremidade esquerda dos elementos estruturais:



Verificação da extremidade direita dos elementos estruturais:

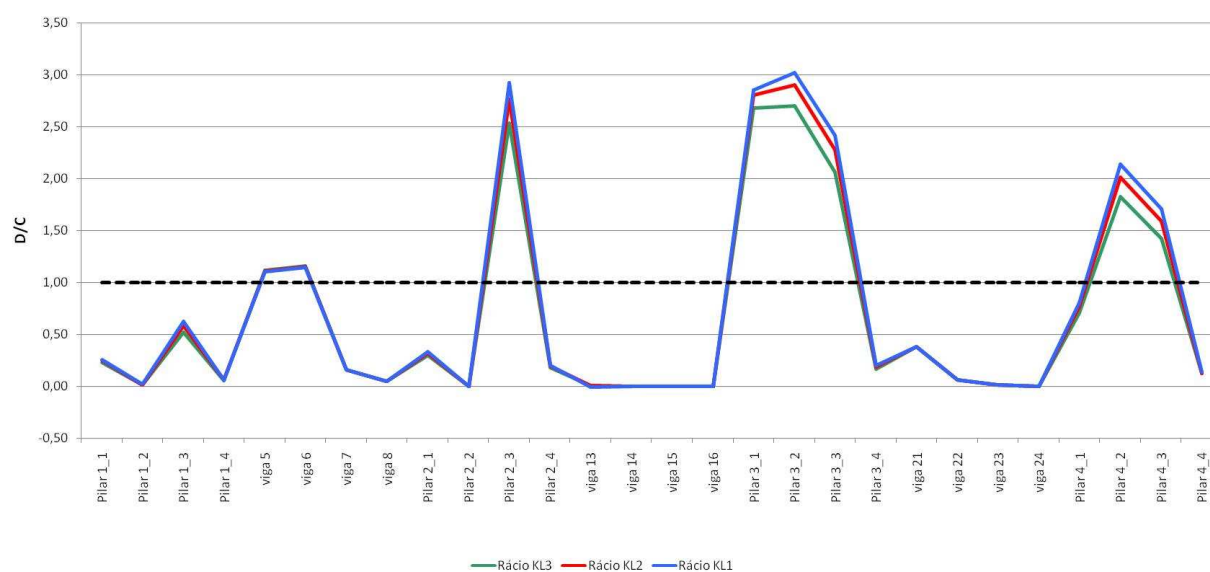


Figura 8. 20. – Rácios por extremidade e por elemento estrutural para os três níveis de conhecimento propostos pelo EC8 – estado limite NC, zona sísmica 1.

Da figura 8.10. conclui-se que os valores das capacidades são muito próximos para diferentes valores de KL. Para o estado limite em causa, o valor de KL considerado na avaliação do pórtico acaba por não comprometer significativamente a verificação do pórtico, uma vez que os rácios obtidos para as extremidades onde é mais visível o efeito da variação do nível de conhecimento correspondem a rácios já muito distanciados da situação de verificação iminente, ou seja, rácios já muito afastados do valor unitário. Todavia, embora as oscilações nos valores das capacidades sejam reduzidas quando se faz variar o nível de conhecimento da estrutura, estas oscilações podem transformar situações de transgressão em termos de deformações admissíveis associadas a um nível de

conhecimento KL1 em situações de verificação para um nível de conhecimento do tipo KL3, para elementos que exibam valores de rotação da corda muito próximas das suas capacidades últimas.

Da observação da figura 8.10. conclui-se ainda que as oscilações são mais relevantes no caso de elementos verticais resistentes, não exibindo as vigas tanta sensibilidade ao nível de conhecimento envolvido na avaliação da estrutura. Note-se ainda na figura 8.11. o pico no gráfico referente ao pilar 2_3, que exibe um rácio próximo de 3. Este rácio tão gravoso prende-se com a ocorrência ao nível do terceiro piso do “ICONS” de uma mudança brusca de rigidez, sendo o pilar 2 o pilar mais rígido, tendo um papel preponderante na rigidez global do pórtico.

8.2. RESPOSTA DA ESTRUTURA À EXCITAÇÃO SÍSMICA

8.2.1. VALIDADE DOS MÉTODOS LINEARES

Para que a análise estática linear seja aplicável, os rácios $\rho = D/C$ devem ser suficientemente uniformes nos elementos primários da estrutura, como anteriormente mencionado. O EC8 considera esta condição satisfeita desde que o rácio $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ não exceda um valor entre 2 e 3 (considerando apenas valores de $\rho \geq 1$). Os resultados obtidos para a zona sísmica mais gravosa constam da tabela 2 do Anexo 2. Foram ainda estimados os valores de ρ para a análise linear por espectro de resposta, originando uma tabela de resultados para cada sentido da aceleração de base. Os valores de $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ obtidos para os diferentes estados limite e para as diferentes considerações de rigidez nos elementos estruturais são esquematizados na figura 8.12..

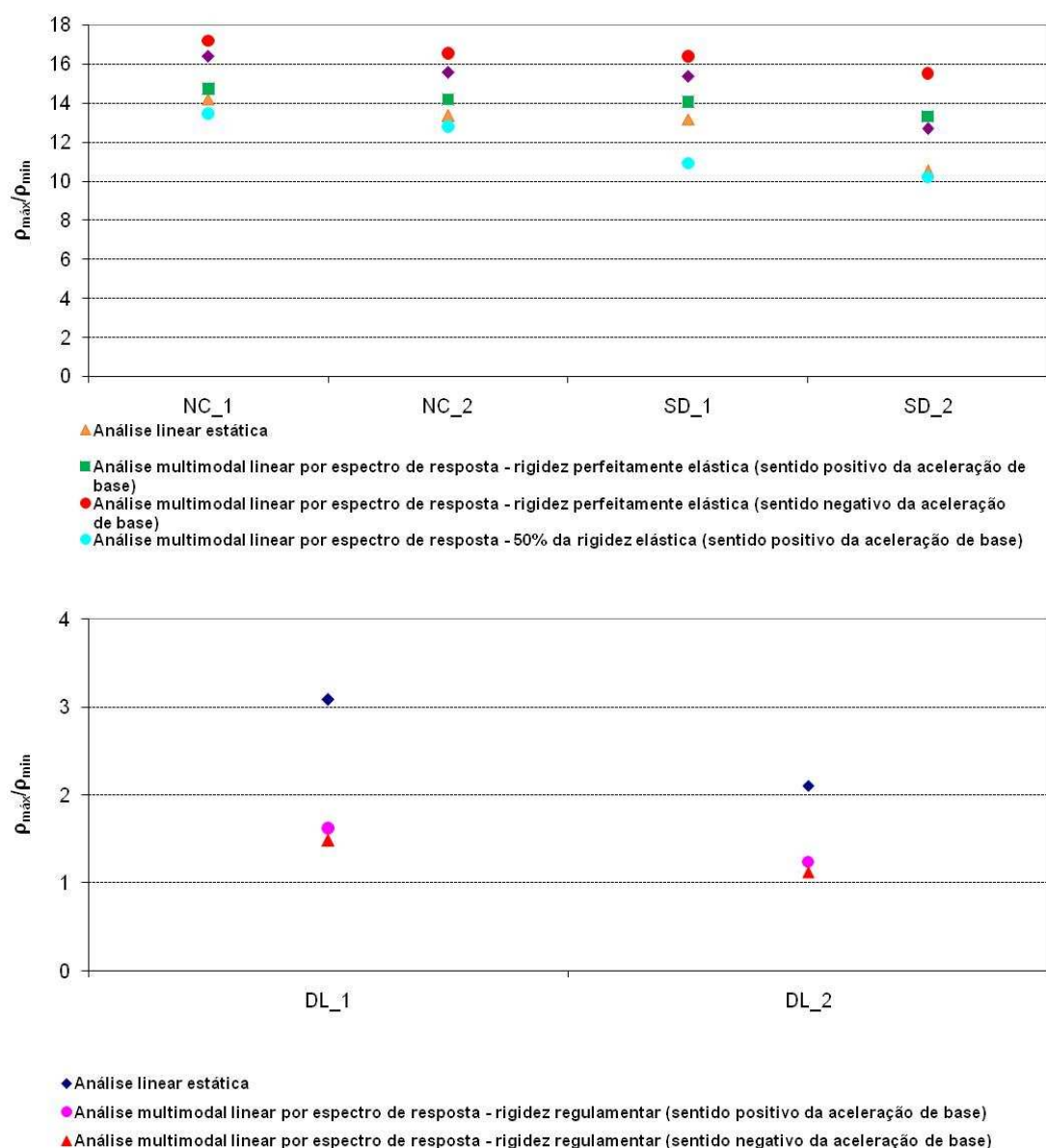


Figura 8. 21. – Valores de $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ obtidos para os diferentes estados limite e para as diferentes considerações de rigidez nos elementos estruturais.

Os resultados obtidos indicam que, para os dois estados limite mais gravosos e para as duas zonas sísmicas 1 e 2, a estrutura falha no cumprimento desta imposição, pelo que a análise linear estática não pode ser utilizada. Da figura 8.12. conclui-se que a aplicação de qualquer análise elástica ao “ICONS” apenas é permitida para o estado de limitação de dano, associado ao menor período de retorno. Os esforços instalados na estrutura para os estados limite NC e SD inviabilizam a aplicação de uma análise linear, uma vez que os rácios obtidos são extremamente elevados face aos valores prescritos na norma (tabela 3 do Anexo 2).

8.2.2. CURVA DE CAPACIDADE PARA O ESTADO LIMITE NC_1 E ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS DE CONTROLO INTERVENIENTES NA ANÁLISE PUSHOVER DO PÓRTICO

Ilustram-se nas figuras 8.13. e 8.14. os deslocamentos em altura da estrutura quando sujeita a uma análise “pushover” com solicitação horizontal de formato modal (sentido positivo da solicitação) e solicitação horizontal uniforme (sentido positivo da solicitação), respectivamente.

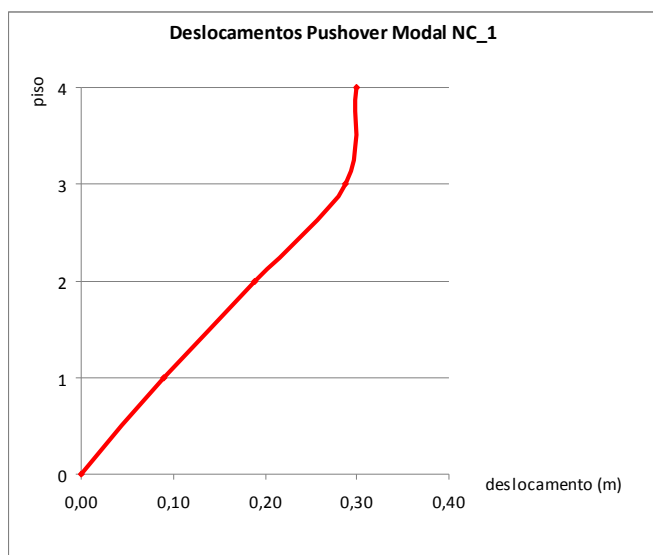


Figura 8. 22. – Padrão de deslocamentos em altura – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais.

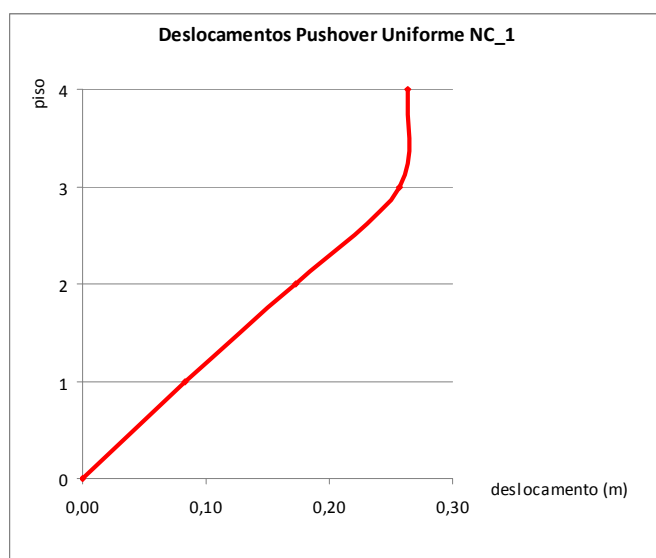


Figura 8. 23. – Padrão de deslocamentos em altura – análise “pushover”, formato uniforme de cargas horizontais.

O deslocamento de controlo para o estado limite mais gravoso e para a zona sísmica mais severa foi obtido, para cada análise “pushover”, pelo processo iterativo já descrito no ponto 4.2 deste trabalho. Foi testada a independência do valor obtido para o deslocamento de controlo relativamente à estimativa inicial do ponto de mecanismo plástico da estrutura. A título de exemplo, o gráfico da figura 8.15. traduz a primeira iteração e o deslocamento de controlo obtido após o processo iterativo para o estado limite NC e para uma análise pushover com formato modal de cargas horizontais. O

gráfico da figura 8.16., por seu turno, admite como primeira iteração um deslocamento em ramo aproximadamente elástico, totalmente arbitrado.

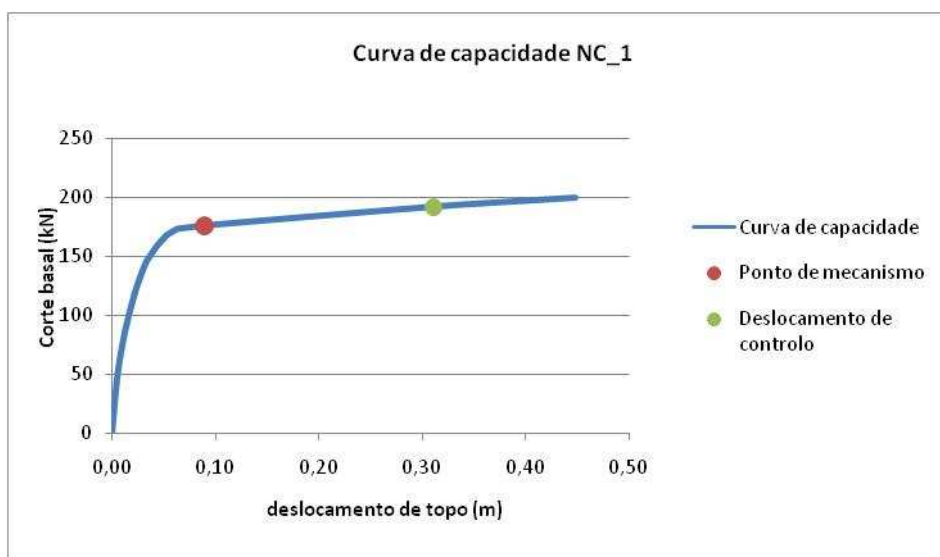


Figura 8. 24. – 1ª e última iterações para determinação do deslocamento de controlo para a análise pushover – ponto de mecanismo estimado pelo programa computacional.

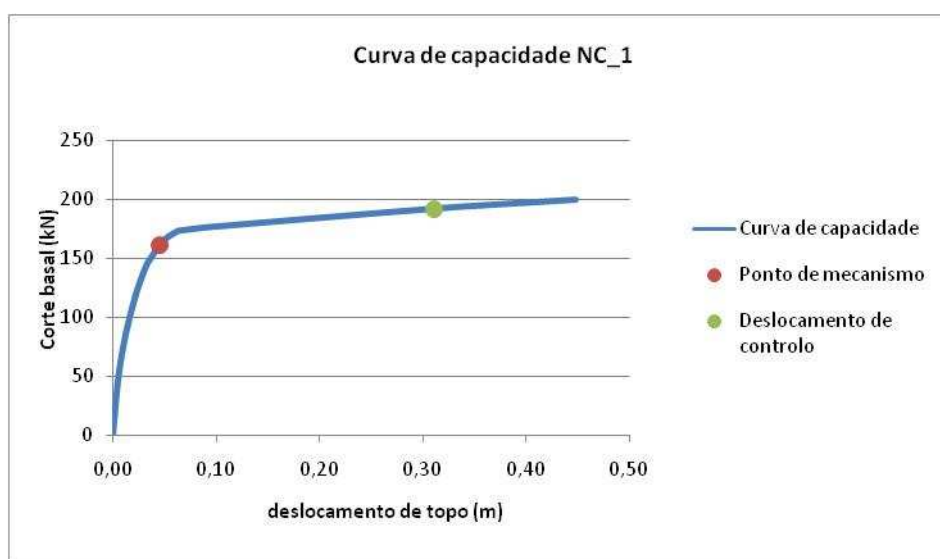


Figura 8. 25. – 1ª e última iterações para determinação do deslocamento de controlo para a análise pushover – ponto de mecanismo arbitrado.

As figuras 8.15. e 8.16. comprovam que o processo iterativo sugerido pelo EC8, embora exigindo um maior número de iterações (logo um processo de convergência mais moroso), acaba por conduzir a solução a um valor de deslocamento de controlo coincidente com o valor obtido pela iteração ilustrada no gráfico da figura 8.15., garantindo a independência do valor final face ao valor adoptado numa primeira iteração.

8.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE “PUSHOVER” ENVOLVENDO OS DOIS FORMATOS DE CARGA PRESCRITOS PELO EC8 (FORMATO MODAL E UNIFORME)

Os resultados obtidos para o estado limite e zona sísmica mais gravosos estão traduzidos graficamente nas figuras 8.17, 8.18., 8.19. e 8.20. para os parâmetros mais relevantes da resposta estrutural, pretendendo-se avaliar em que medida o formato de cargas escolhido influencia a resposta estrutural. A tendência expressa nas figuras traduz o que ocorre na generalidade dos estados limites a verificar (tabelas 8 a 22 do Anexo 1).

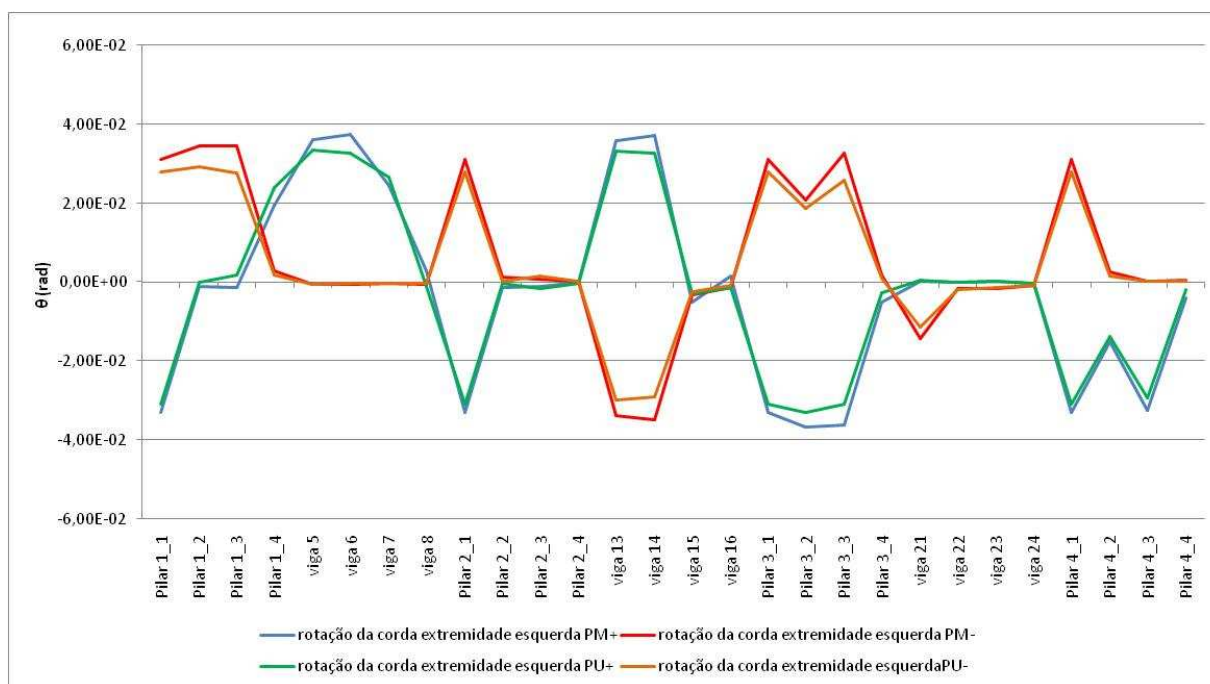


Figura 8. 26. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.

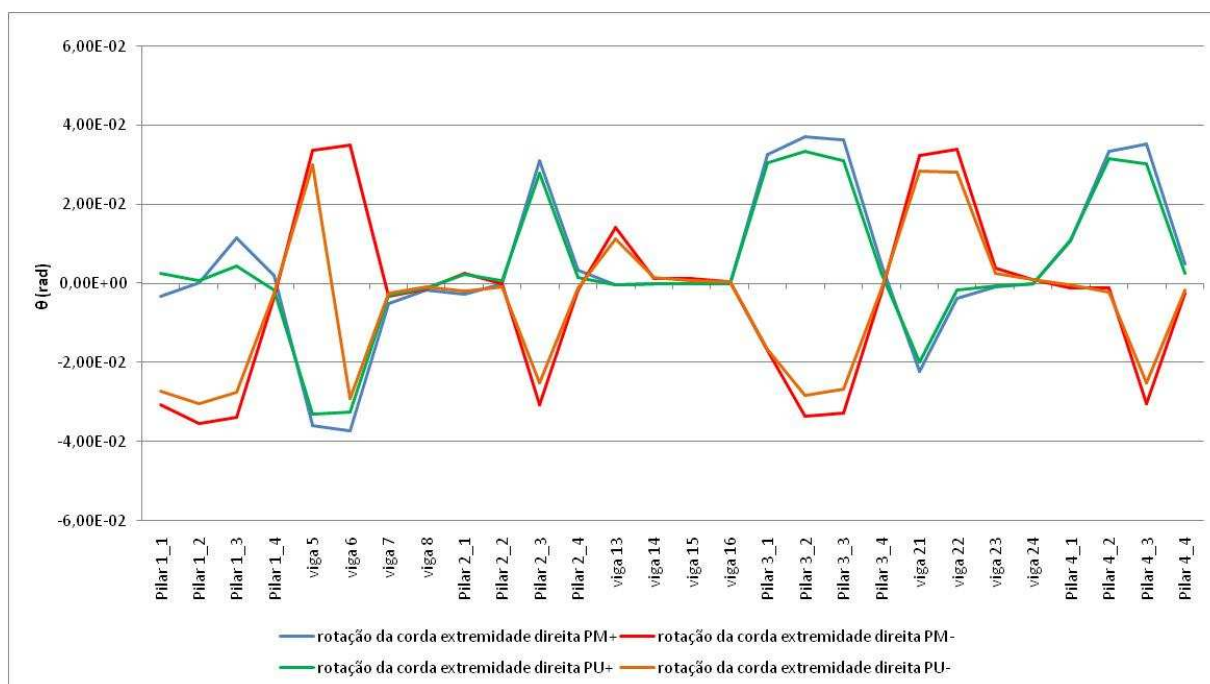


Figura 8. 27. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.

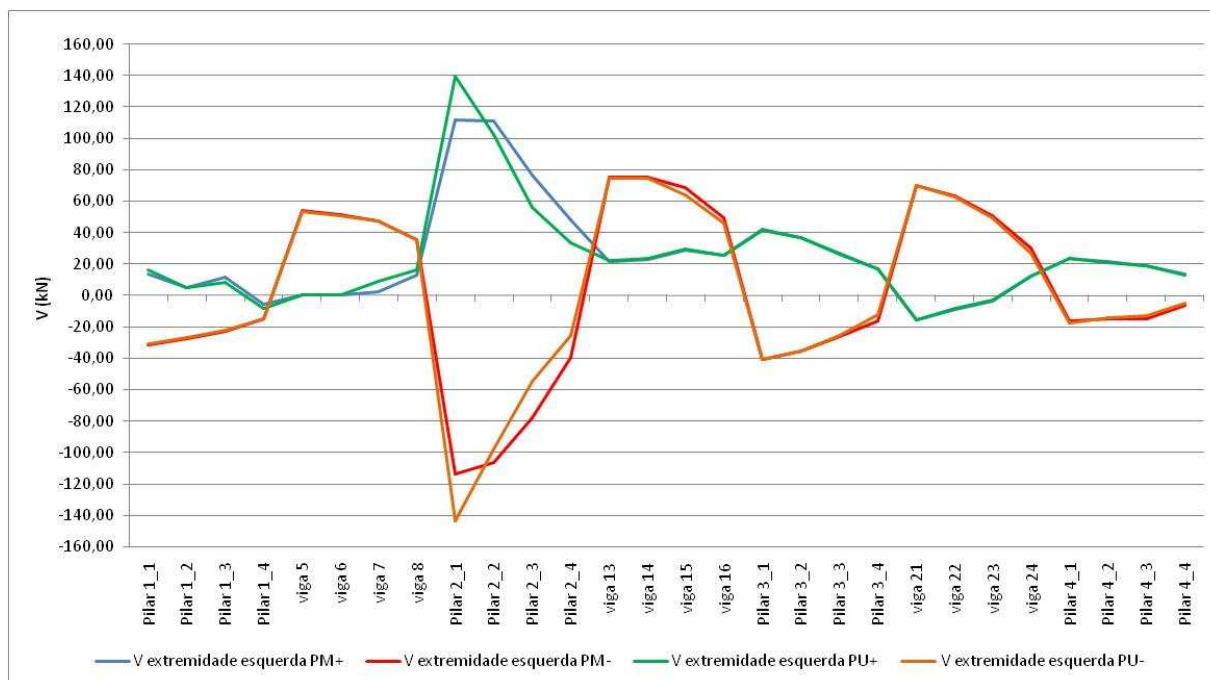


Figura 8. 28. - Esforço transverso para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.

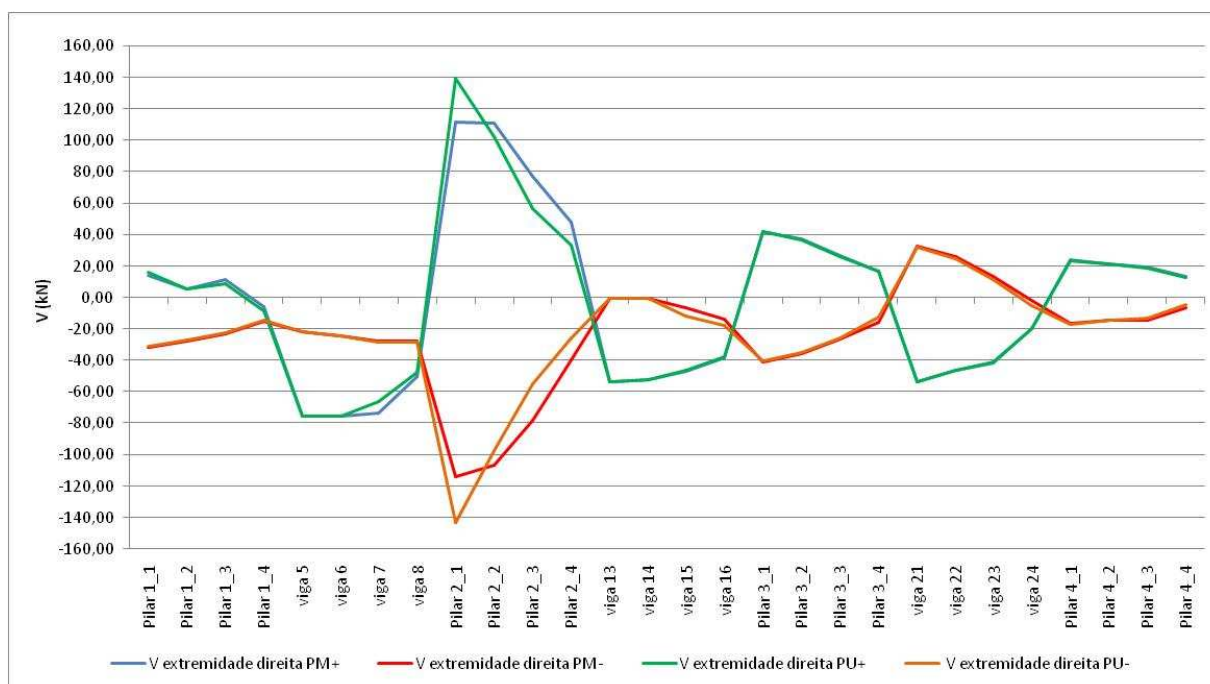


Figura 8. 29. - Esforço transversal para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-) e para a análise “pushover” de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-), NC - zona sísmica 1.

A observação das figuras anteriores permite concluir que o formato de cargas uniforme conduz a esforços de corte superiores, muito embora as deformações resultem inferiores às exibidas quando se recorre a um formato de cargas modal. Assim, uma análise “pushover” com solicitação horizontal de formato modal conduz a rotações da corda com valores mais elevados, ao passo que uma análise “pushover” com solicitação horizontal de formato uniforme conduz a esforços de corte mais elevados.

Uma outra ilação a retirar das figuras 8.19. e 8.20. prende-se com o modo como se conjugam os esforços de corte provenientes da solicitação vertical (invariante) e das diferentes solicitações horizontais (modal e uniforme). Note-se que nas extremidades esquerdas dos elementos de viga os esforços de corte provenientes das duas solicitações somam-se quando o sentido da acção horizontal é negativo, quase se auto-anulando quando o sentido se inverte. Isto é válido qualquer que seja o formato da solicitação horizontal, como se pode concluir da figura 8.19.. De facto, os esforços de corte instalados devido à acção vertical são invariantes, correspondendo às extremidades esquerdas dos elementos estruturais horizontais esforços de corte negativos, ao passo que nas extremidades da direita o esforço transversal é positivo. Ora quando a solicitação sísmica tem o sentido positivo, os esforços de corte ao nível das vigas são positivos, pelo que a sua conjugação com os esforços instalados devido à acção vertical resulta em valores muito reduzidos de esforço transversal, dada a diferença de sinais. Pelo contrário, quando a solicitação sísmica tem o sentido negativo, os esforços de corte ao nível das vigas são negativos, pelo que a sua conjugação com os esforços instalados devido à acção vertical resulta em valores aumentados de esforço transversal, dada a igualdade de sinais. Nas extremidades direitas dos elementos este fenómeno inverte-se, como se verifica na figura 8.20..

8.2.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE “PUSHOVER” ENVOLVENDO AS TRÊS ABORDAGENS DE RIGIDEZ

Foram realizadas análises “pushover” de formato modal e uniforme de solicitação horizontal para três tipos de rigidez distintas: uma rigidez trilinear (ver ponto 4.2.3 deste trabalho), uma rigidez bilinear caracterizada pelo ponto de cedência da rigidez trilinear e uma rigidez definida pelo EC8, esta última só aplicável a verificações do estado limite DL (ver ponto 6.1 deste trabalho).

As figuras 8.21., 8.22. e 8.23. traduzem a evolução dos parâmetros principais da resposta estrutural para a análise “pushover” com formato modal de cargas horizontais (sentido positivo da solicitação horizontal) para o estado limite NC (zona sísmica 1), admitindo duas variantes de rigidez: uma lei bilinear e uma lei trilinear.

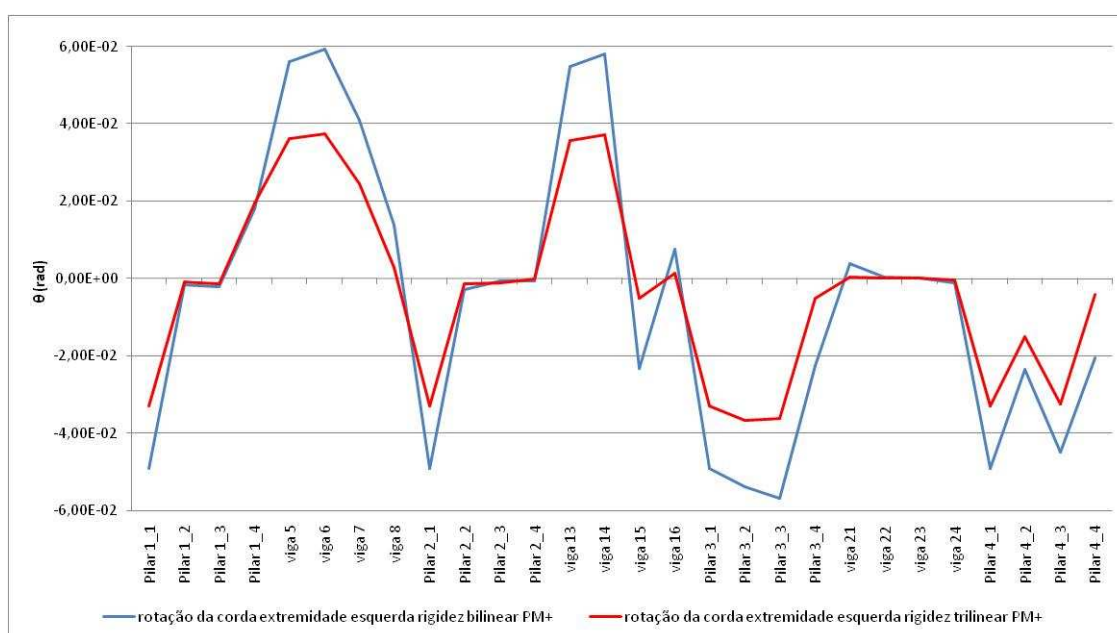


Figura 8. 30. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.

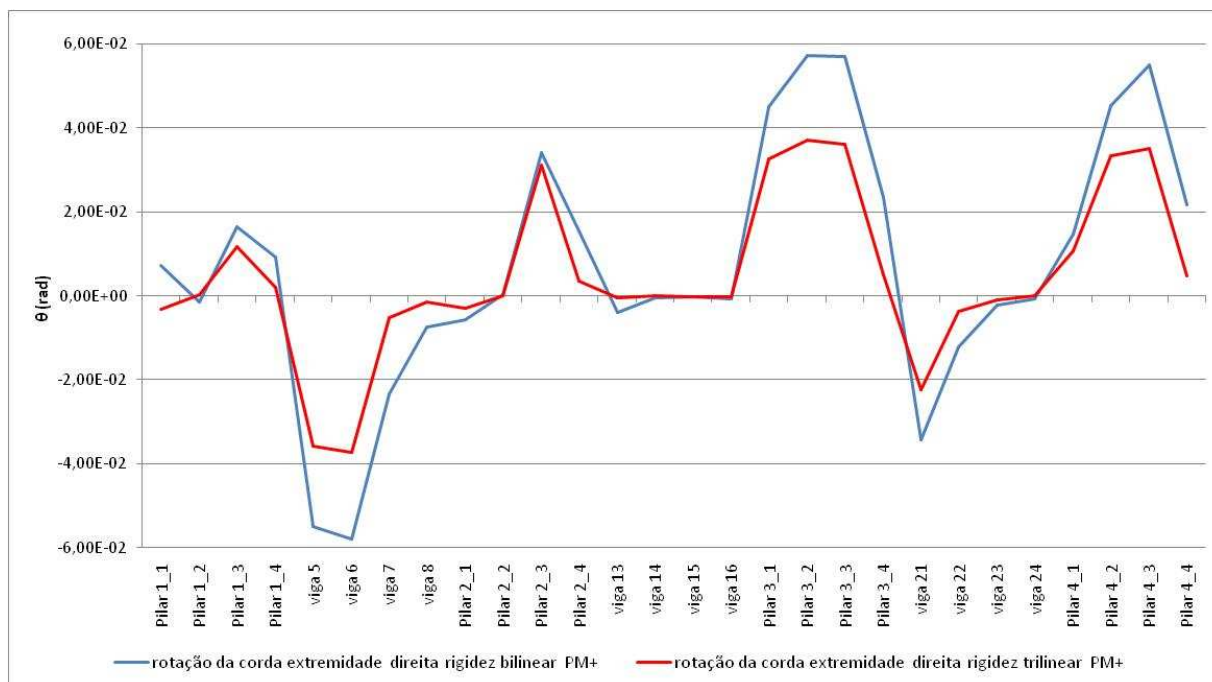


Figura 8. 31. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.

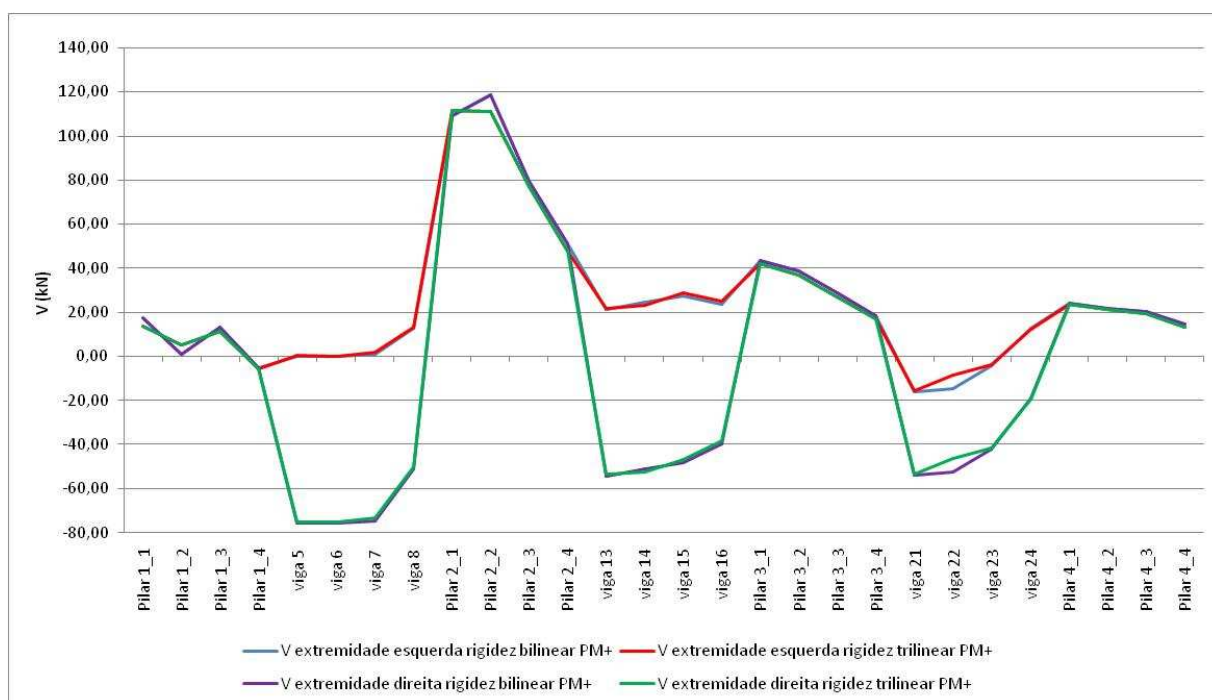


Figura 8. 32. – Esforço transversal para a extremidade direita e esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear e bilinear, NC - zona sísmica 1.

Das figuras 8.21 e 8.22. é possível concluir que a rigidez bilinear conduz a maiores deformações, o que seria de esperar já que a rigidez bilinear está associada a uma lei de comportamento com uma

rigidez inicial reduzida face aos dois primeiros tramos da envolvente trilinear que lhe correspondem. É de referir, contudo, que muito embora o deslocamento de controlo estimado para a análise ao estado limite NC (zona sísmica 1) para uma rigidez bilinear seja superior ao deslocamento de controlo quando a lei de comportamento é trilinear, os esforços de corte são muito próximos, sendo notório na figura 8.23. que os esforços de corte para uma análise bilinear chegam a superar o esforços transversos para a lei trilinear, o que não seria de esperar. Enquanto que para a rigidez bilinear se atinge um deslocamento de controlo de 0,50m, para a rigidez trilinear este valor é reduzido para 0,30m, apesar de o primeiro deslocamento de controlo estar associado a um corte basal idêntico ao primeiro (da ordem dos 190kN). A justificação para este facto prende-se com a ocorrência do ponto de deslocamento de controlo numa zona da curva de capacidade de plasticidade praticamente estabilizada, pelo que grandes variações no valor do deslocamento de controlo acabam por traduzir-se em diferenças muito pequenas nos valores de corte basal que lhes correspondem.

Para explicar o porquê de tamanha discrepância nos valores dos deslocamentos de controlo associados a cada lei de comportamento traduziu-se graficamente o processo de formação de rótulas até se atingir o deslocamento de controlo definido para cada um dos casos (ver figura 8.24. e 8.25.).

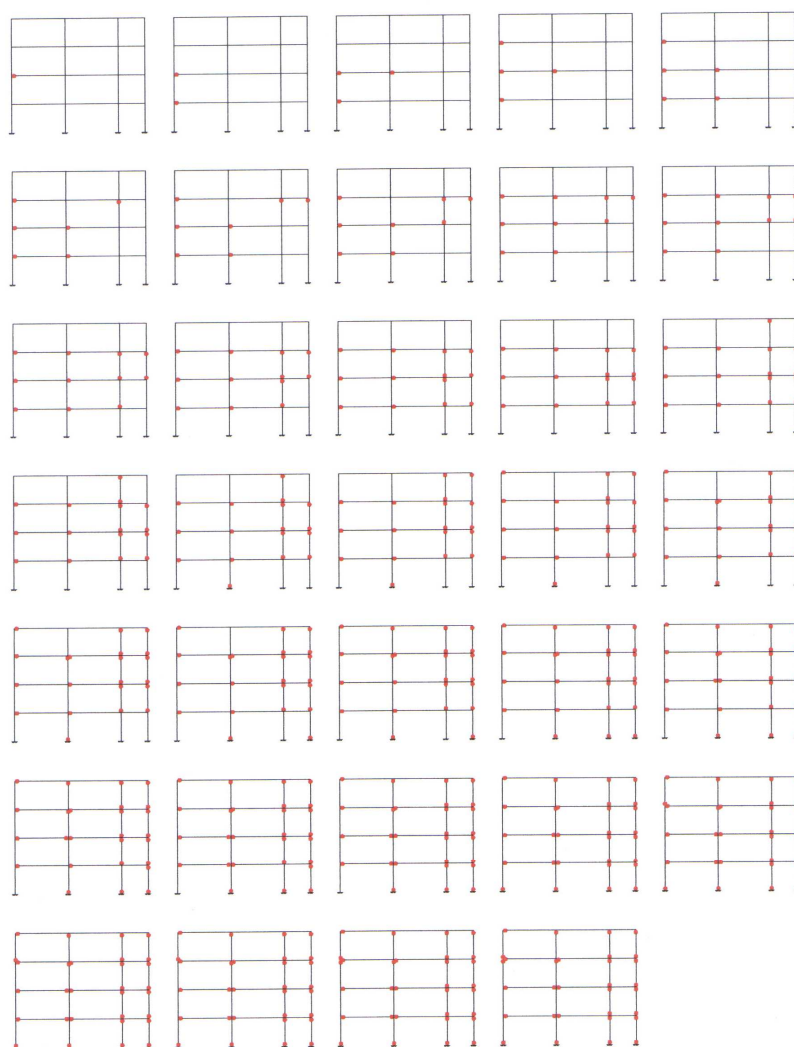


Figura 8. 33. – Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.

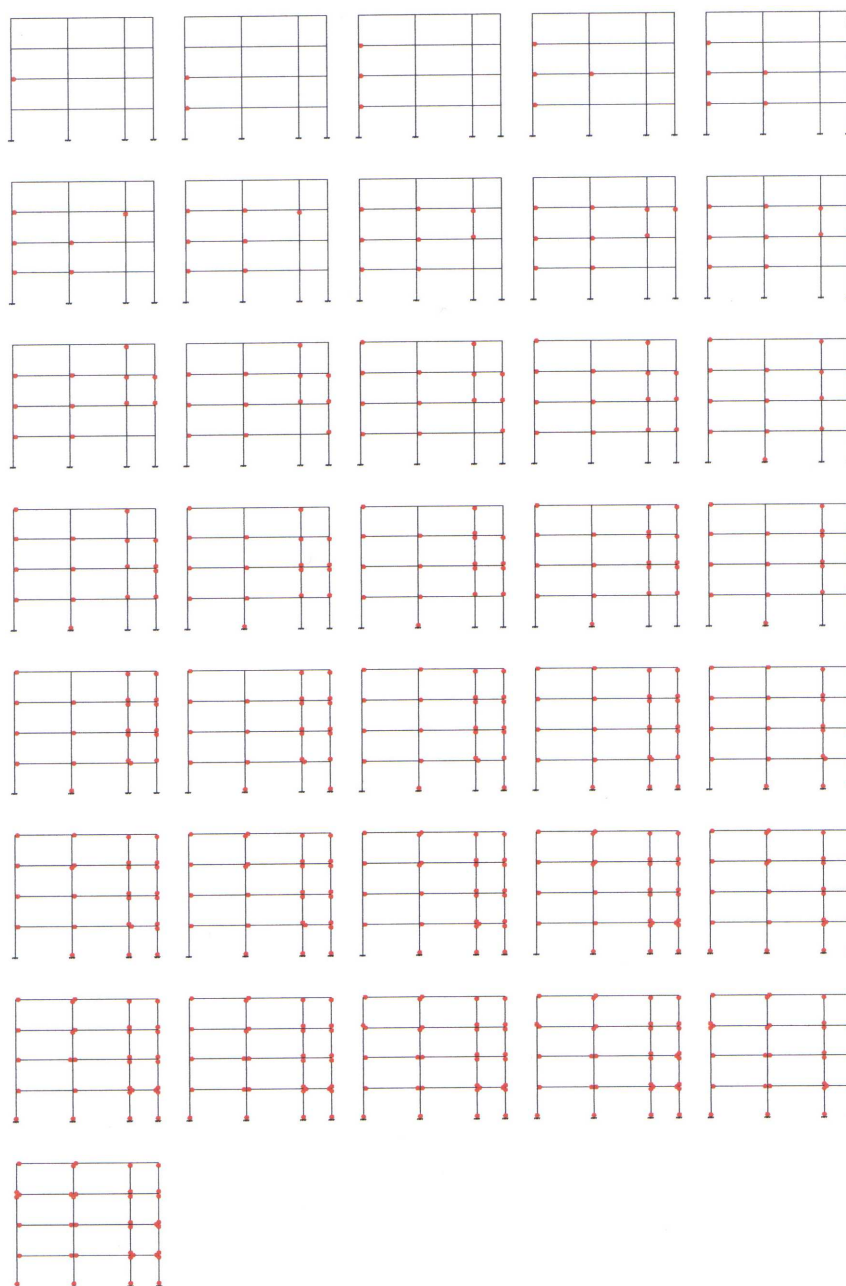


Figura 8. 34. – Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear, NC - zona sísmica 1.

Das figuras 8.24 e 8.25. conclui-se que a formação de rótulas é bastante distinta, verificando-se que para a situação de rigidez bilinear a estrutura exhibe um processo mais longo até que se atinja o deslocamento de controlo. De referir que os deslocamentos de mecanismo que servem de base ao processo iterativo que permite a obtenção dos deslocamentos de controlo exibiam uma tendência idêntica: 0,09m para a rigidez trilinear e 0,38m para a rigidez bilinear.

Ora o diferente processo de formação de rótulas ao longo da estrutura, bem como o facto de os deslocamentos de controlo ocorrerem praticamente numa zona de patamar da curva de capacidade originam deslocamentos de controlo muito distintos.

Avaliaram-se ainda os resultados para o estado limite DL (zona sísmica 1) admitindo a rigidez prescrita pelo EC8 e uma rigidez bilinear extrapolada a partir da envolvente trilinear teórica, obtida através do método descrito no capítulo 4. Os resultados obtidos constam das figuras 8.26., 8.27. e 8.28..

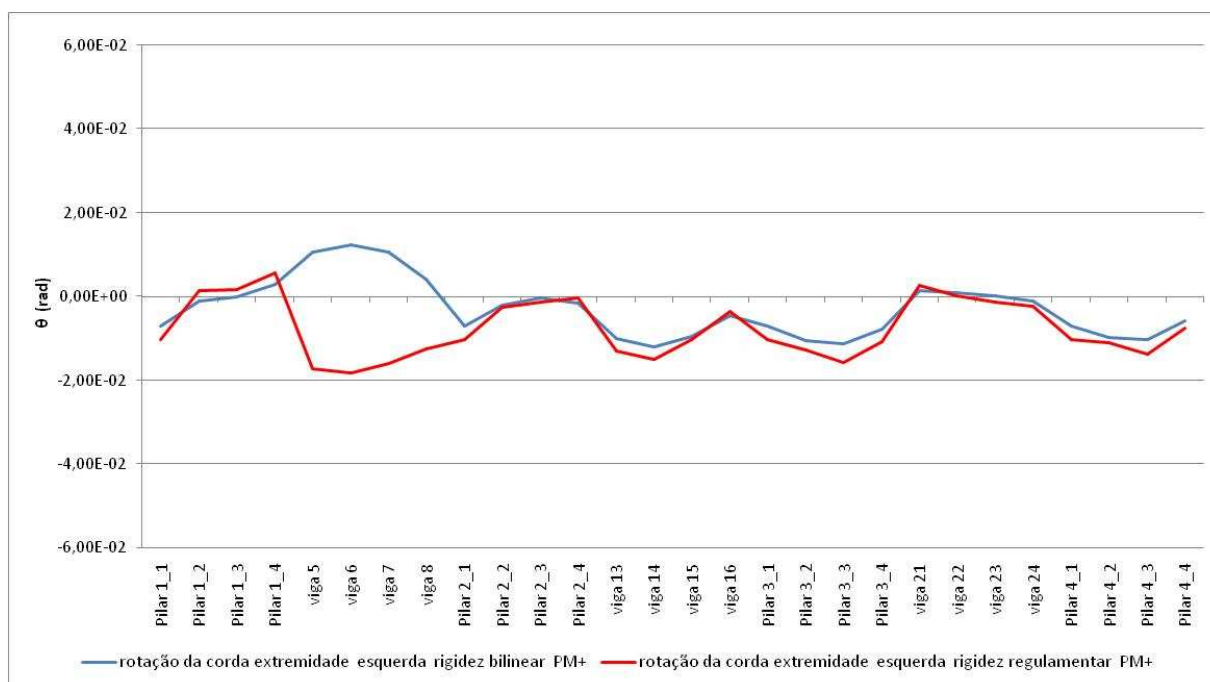


Figura 8. 35. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.

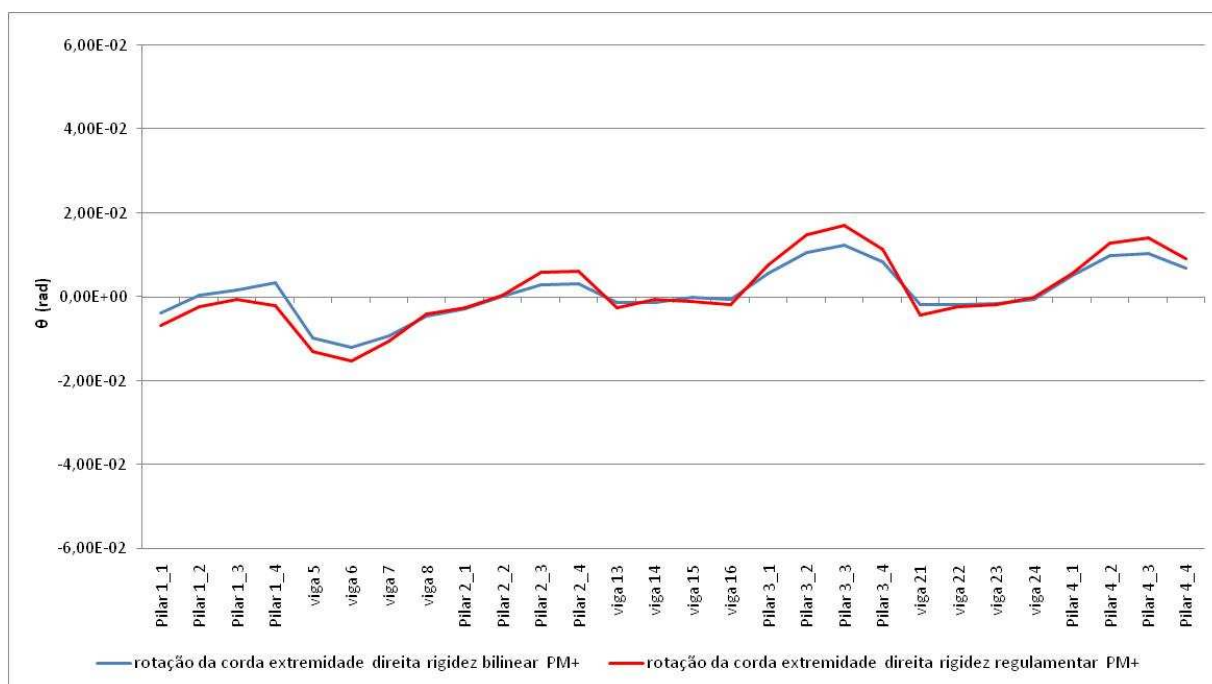


Figura 8. 36. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.

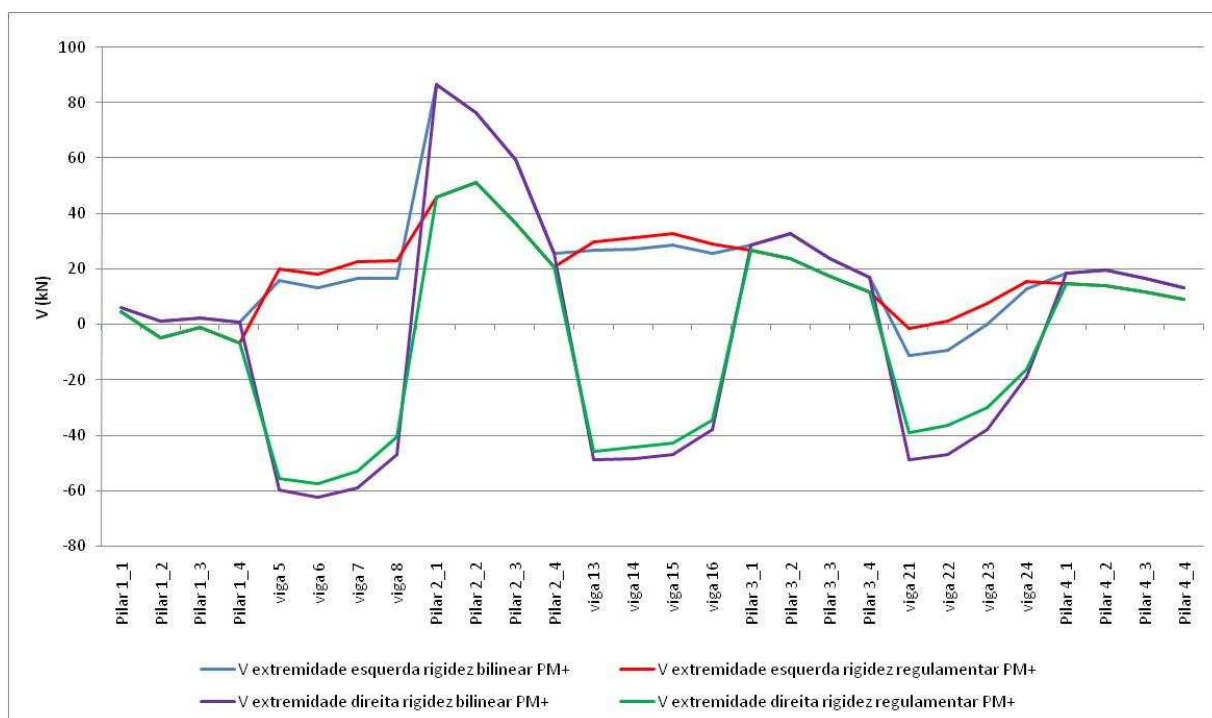


Figura 8. 37. - Esforço transversal para a extremidade esquerda e direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para a rigidez bilinear prescrita pelo EC8 e bilinear teórica, DL - zona sísmica 1.

As rotações da corda nos elementos estruturais são superiores para a análise em que se considera a rigidez regulamentar, uma vez que essa rigidez acaba por vir diminuída face à rigidez bilinear teórica. Note-se que o EC8, ao impor uma rigidez igual a $M_y L_v / (3\theta_y)$ para as análises para o estado limite DL, procura atingir implicitamente a definição teórica de diagrama bilinear, que apenas não é atingida na sua totalidade por o valor de θ_y não ser apenas igual à sua primeira parcela ($\theta_y = \phi_y L_v / 3$), mas ser obtido de uma expressão mais complexa (equação [62]).

Os deslocamentos de controlo obtidos foram de 0,10m para a rigidez bilinear, atingindo os 0,14m para a rigidez regulamentar. A sucessão que caracteriza a formação das rótulas para este estado limite está esquematizada nas figuras 8.29. e 8.30. para cada uma das variantes de rigidez.

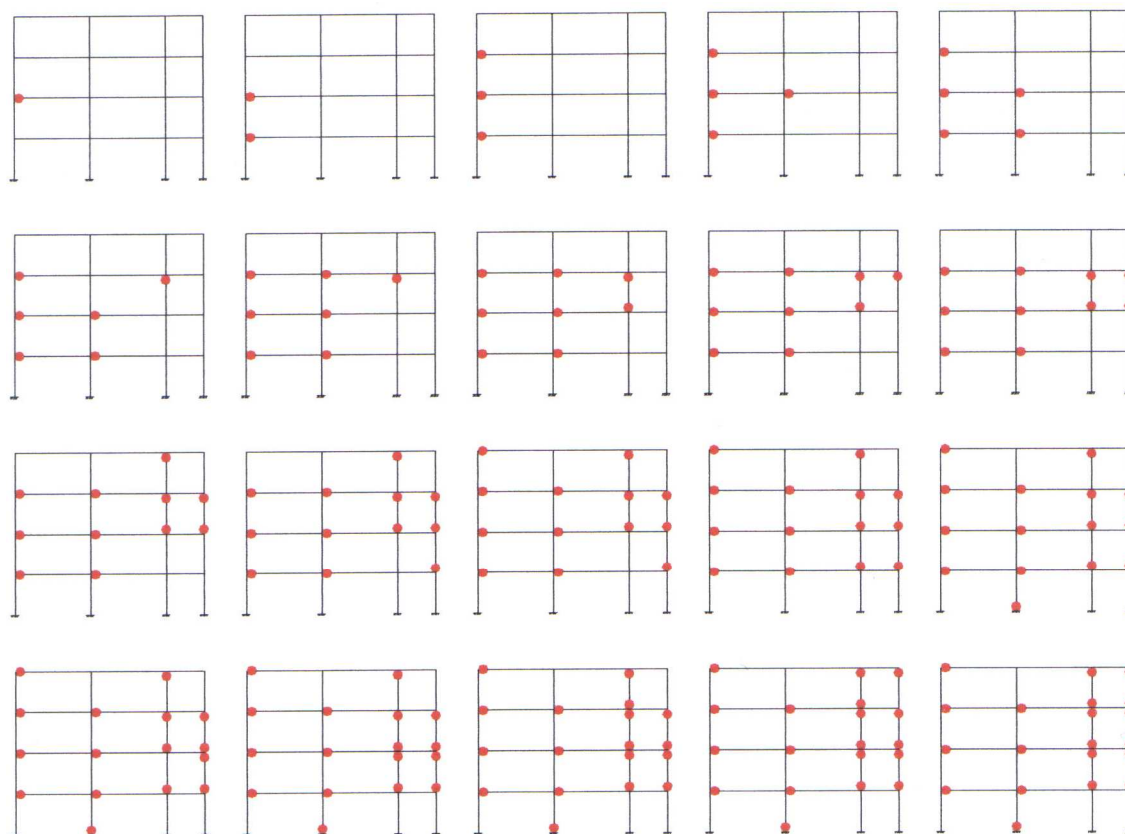


Figura 8. 38. - Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear, DL - zona sísmica 1.

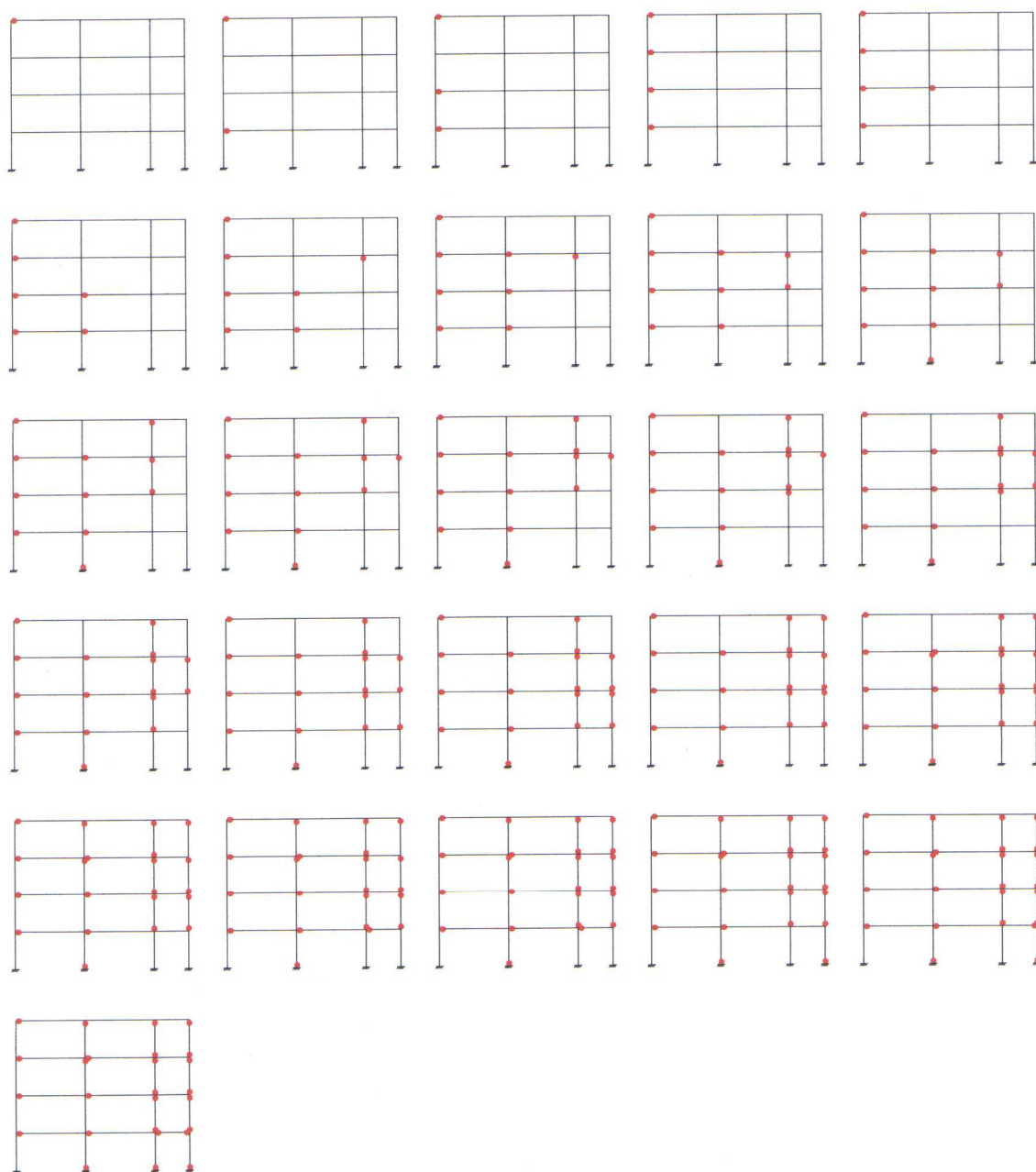


Figura 8. 39. - Processo de formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais do pórtico “ICONS” para a análise “pushover” de formato modal no sentido positivo da solicitação sísmica (PM+) para uma rigidez bilinear regulamentar, DL - zona sísmica 1.

8.2.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR VERSUS ANÁLISE “PUSHOVER”

Dada a elevada complexidade que caracteriza a análise dinâmica não linear, quando comparada com as análises não lineares estáticas, este estudo comparativo pretende fundamentalmente verificar se os resultados obtidos pelos diferentes tipos de análise conduzem a resultados similares.

As figuras 8.31., 8.32., 8.33. e 8.34 pretendem avaliar as diferenças em termos de resposta estrutural consoante o método de cálculo utilizado. São inicialmente comparadas as respostas estruturais para as diferentes abordagens de análise “pushover” (PM+,PM-,PU+,PU-) com as envolventes para esse

mesmos parâmetros retiradas das análises dinâmicas não lineares efectuadas (DNL). Os resultados da análise dinâmica não linear para cada um dos estados limite constam das tabelas 5, 6 e 7 do Anexo 1.

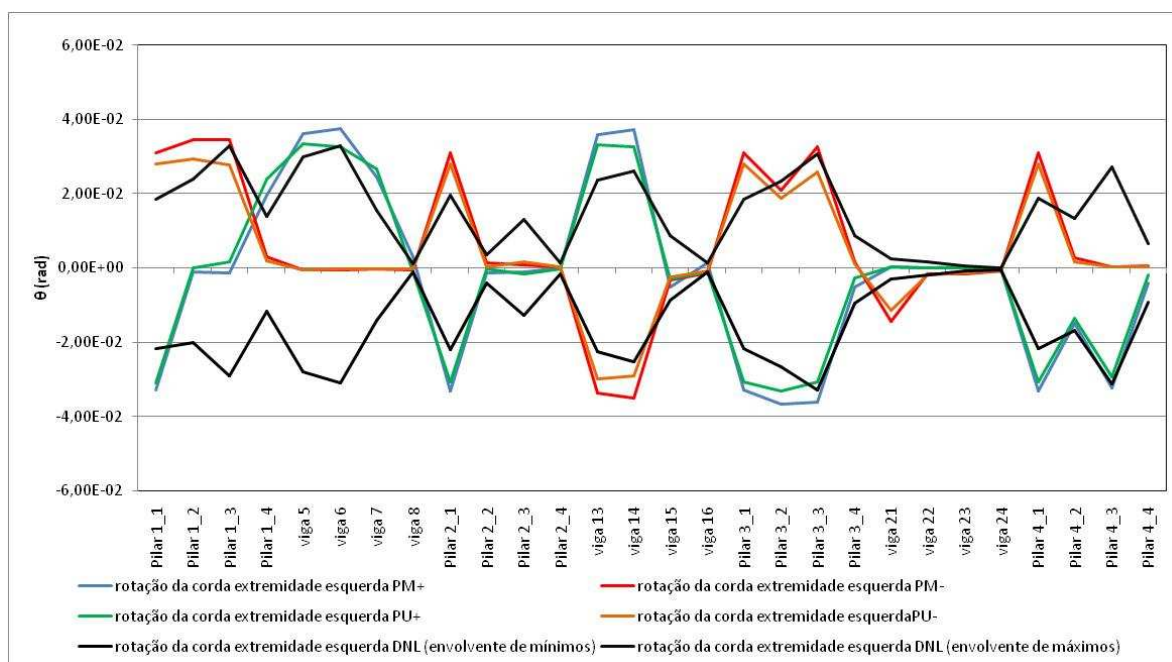


Figura 8. 40. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.

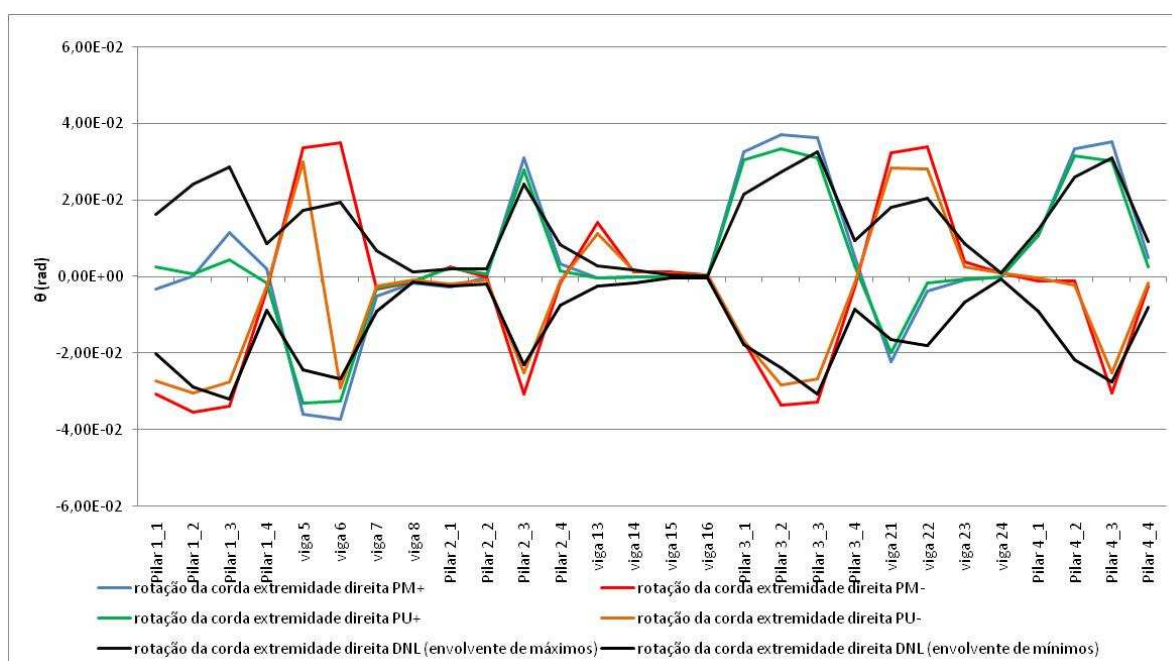


Figura 8. 41. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.

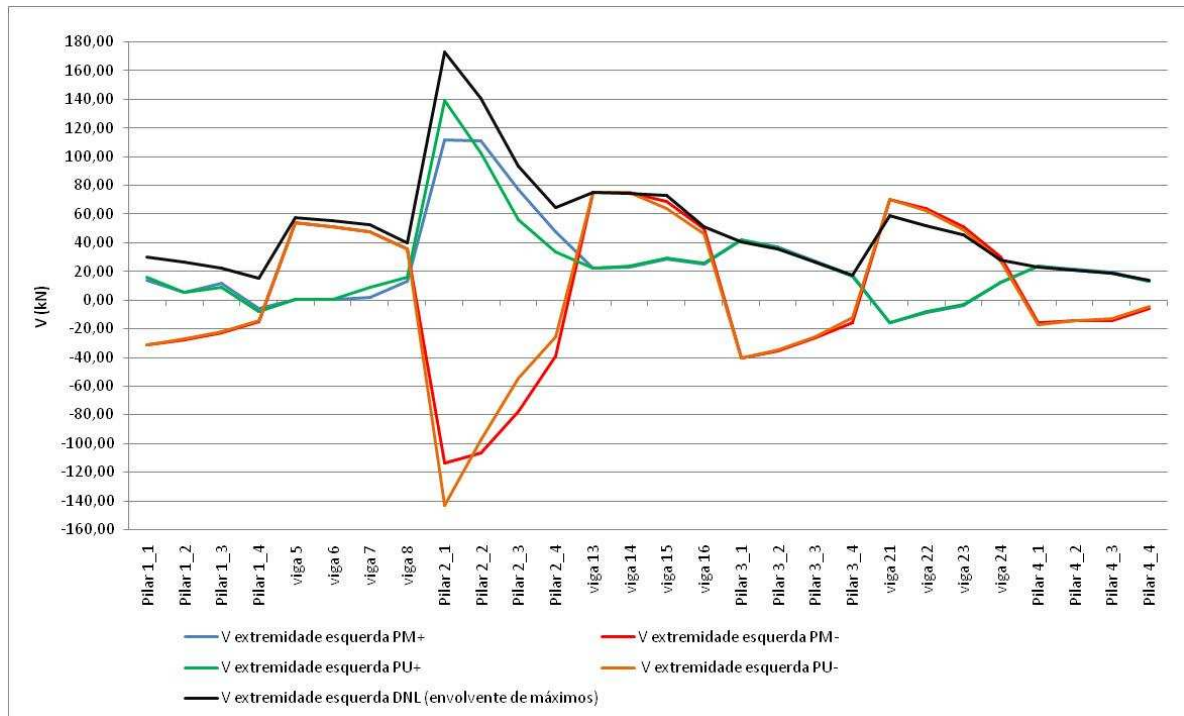


Figura 8. 42. - Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.

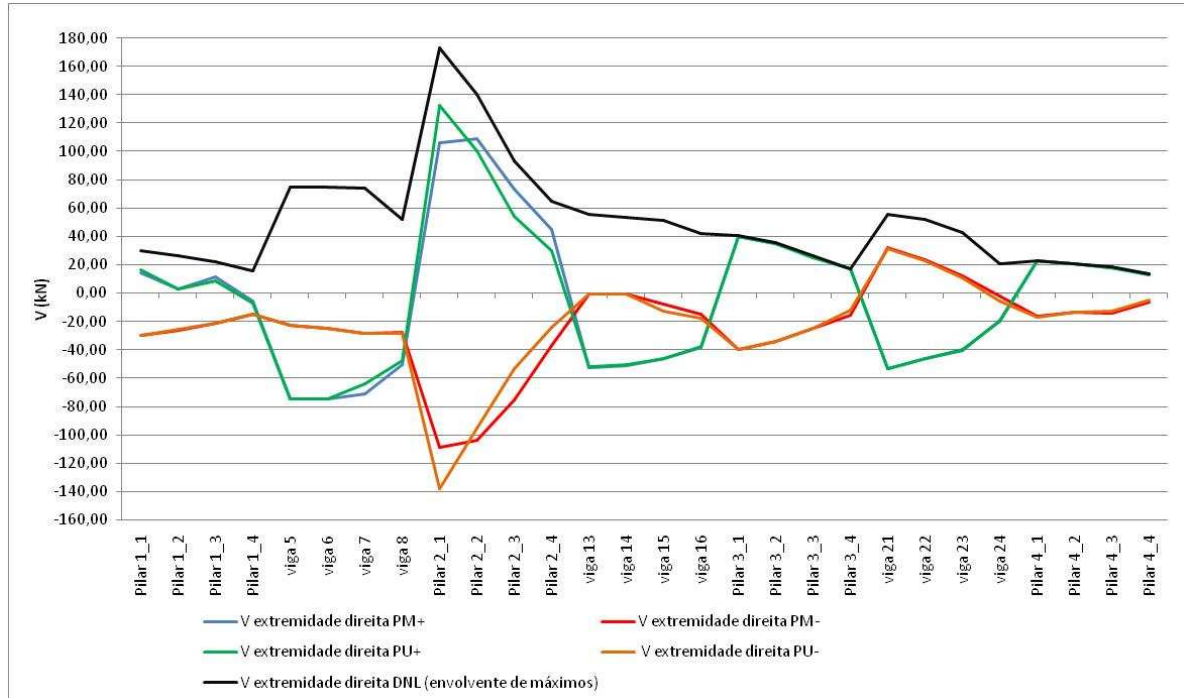


Figura 8. 43. - Esforço transversal para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" para a análise "pushover" de formato modal num e noutro sentido da solicitação sísmica (PM+ e PM-), análise "pushover" de formato uniforme num e noutro sentido da solicitação sísmica (PU+ e PU-) e análise dinâmica não linear (envolventes), NC - zona sísmica 1.

Das figuras 8.31, 8.32., 8.33 e 8.34. conclui-se que a análise “pushover” conduz, para o caso em estudo, a valores de deformação aceitáveis, uma vez que sobrestimam frequentemente as rotações das cordas nas extremidades dos elementos, o que é pelo lado da segurança. Os esforços de corte são relativamente próximos, muito embora a análise dinâmica não linear conduza a valores mais elevados, o que não é pelo lado da segurança para a verificação dos mecanismos frágeis. Note-se que no pilar 2_1 o esforço transversal obtido pela análise dinâmica não linear excede em cerca de 20% o valor do esforço de corte dado pela análise “pushover”, o que já é significativo.

Do referido anteriormente pode concluir-se que a análise “pushover” conduz a resultados aceitáveis, embora nem sempre garanta uma margem de segurança face aos valores obtidos quando se procede a uma análise dinâmica não linear. A facilidade de aplicação que a análise “pushover” exhibe face a qualquer abordagem dinâmica não linear, esta última naturalmente mais complexa e morosa, torna esta ferramenta muito útil para estruturas correntes e relativamente regulares.

8.2.6. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR VERSUS “Q-APPROACH”

A aplicação do método do coeficiente de comportamento envolve, como já foi referido, a aplicação de um espectro de dimensionamento, onde é incorporado o factor q . A acção sísmica é, portanto, reduzida em função do valor que se admite para q .

Compararam-se os resultados obtidos para o estado limite NC (zona sísmica 1) pelo método do coeficiente de comportamento variando a rigidez considerada: rigidez puramente elástica ou 50% da rigidez elástica (ver tabelas 2, 3 e 4 do Anexo 1). Os resultados são comparados com as envolventes retiradas da análise não linear do pórtico e constam das figuras 8.35., 8.36., 8.37. e 8.38..

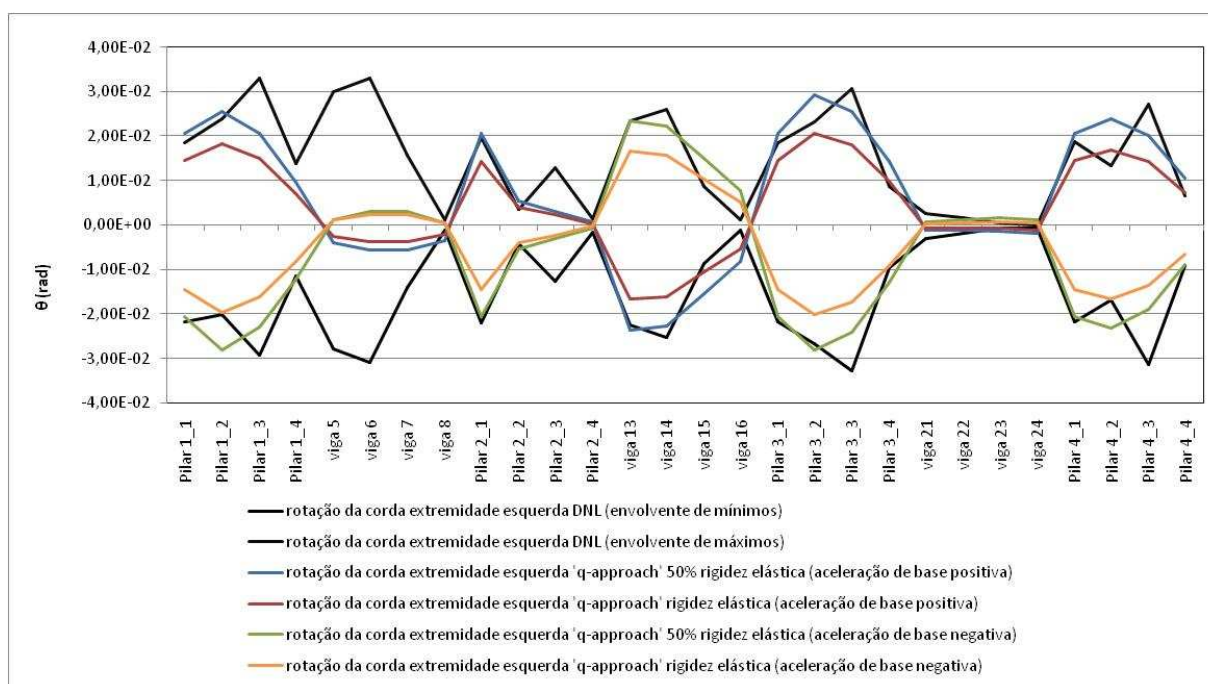


Figura 8. 44. - Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.

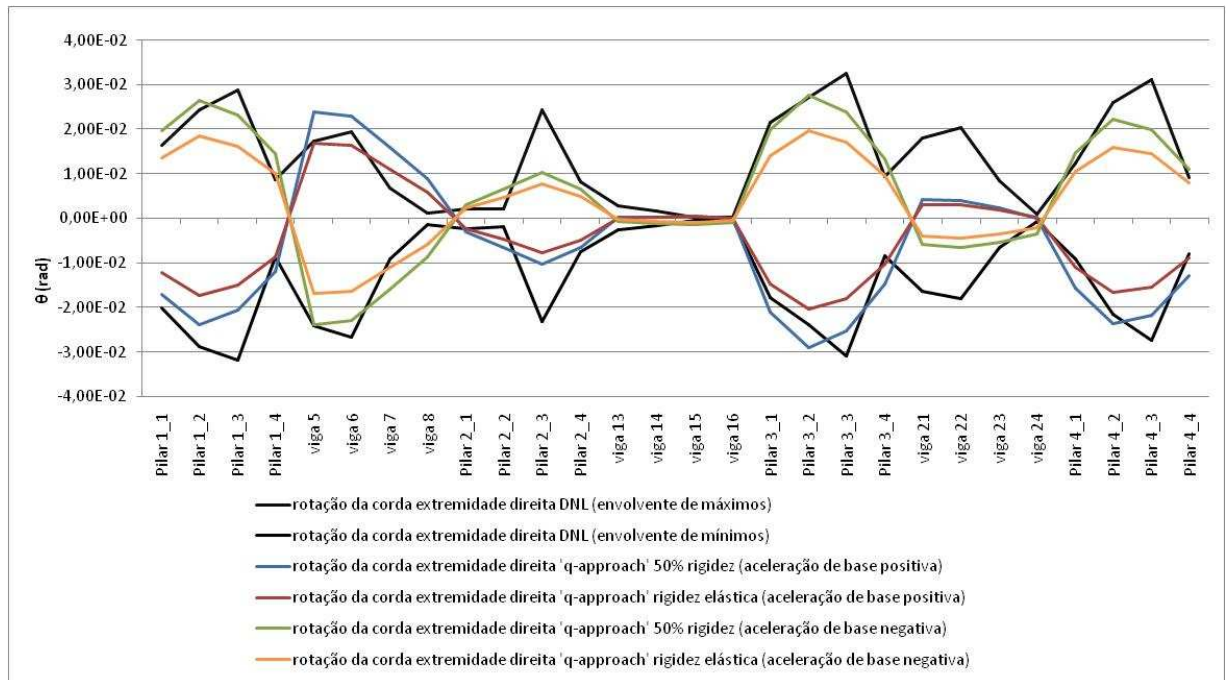


Figura 8. 45. - Rotação da corda para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" pelo método do factor de comportamento ("q-approach") para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.

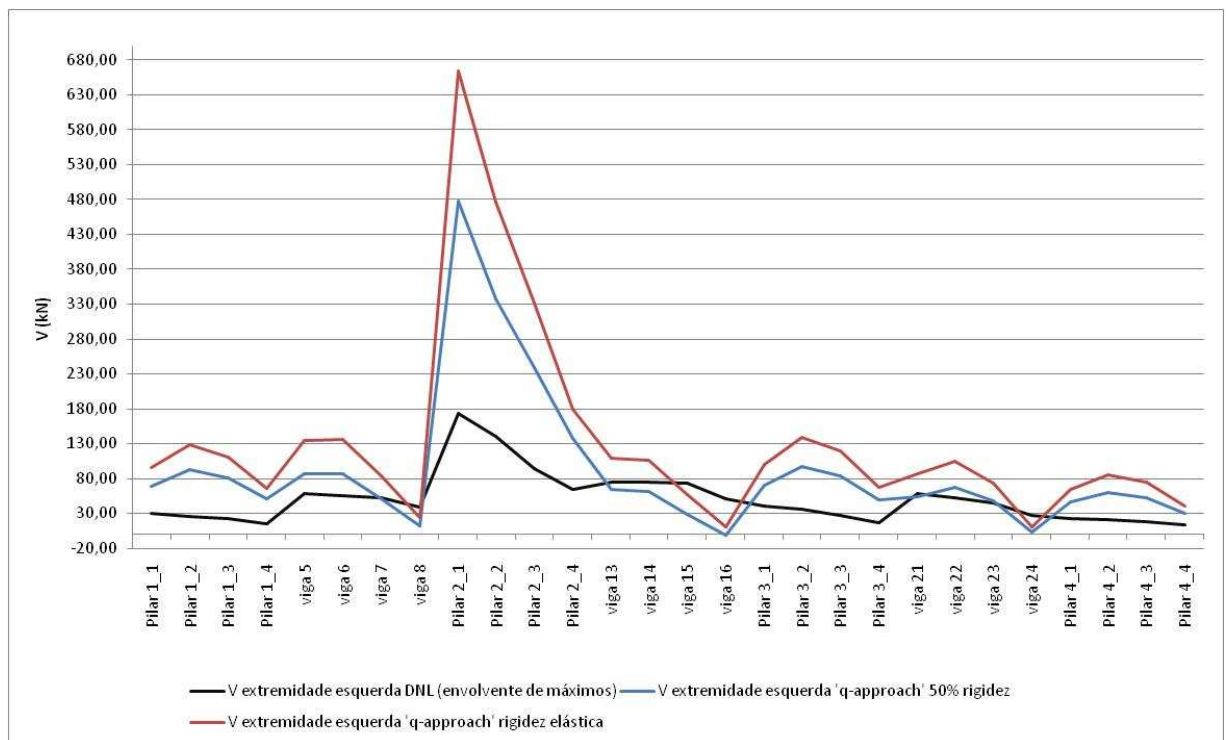


Figura 8. 46. - Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico "ICONS" pelo método do factor de comportamento ("q-approach") para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.

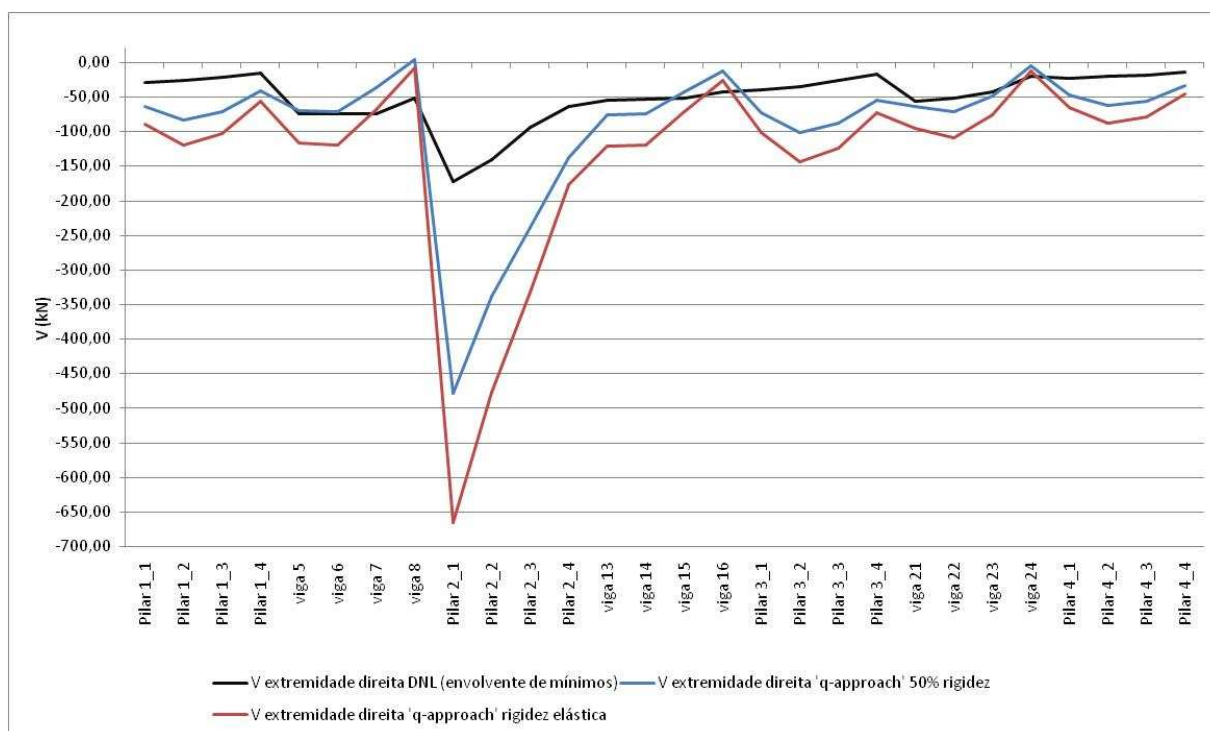


Figura 8. 47. - Esforço transversal para a extremidade direita dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez elástica e 50% da rigidez elástica e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, NC - zona sísmica 1.

A observação das figuras anteriores permite concluir que o método do coeficiente de comportamento não conduz a resultados válidos. Os valores de corte são os obtidos directamente da análise, enquanto que os deslocamentos foram multiplicados posteriormente pelo coeficiente de comportamento (ver ponto 2.4 deste relatório, onde se justifica a adopção de um coeficiente de comportamento unitário para deslocamentos). As deformações surgem por vezes francamente subestimadas (muito embora a consideração de uma rigidez elástica diminuída em 50% favoreça ligeiramente a obtenção de uma resposta estrutural mais próxima da obtida na análise dinâmica não linear, o que é explicitamente sugerido parte 1 do EC8), ao passo que os esforços de corte, resultantes de uma análise puramente elástica e linear, disparam para valores disparatados, que ultrapassam largamente a capacidade máxima das secções estruturais. Por esta razão, é improvável que a designada “q-approach” sugerida pelo regulamento e também sugerida pelo regulamento português ainda em vigor conduzam a resultados eficientes em estruturas correntes, uma vez que as forças internas são obtidas elasticamente e reduzidas posteriormente por um coeficiente de comportamento simplista, devendo conduzir a resultados similares aos obtidos para o pórtico “ICONS”. Daqui se conclui que este método não deve ser utilizado em detrimento de qualquer análise não linear mais cuidada.

Os resultados foram igualmente comparados para o estado limite DL (zona sísmica 1), considerando a rigidez regulamentar prescrita pelo EC8 e comparando os resultados obtidos pelo método do coeficiente de comportamento, por uma análise multimodal linear por espectro de resposta e pela análise dinâmica não linear mais complexa. Os resultados constam das figuras 8.39. e 8.40..

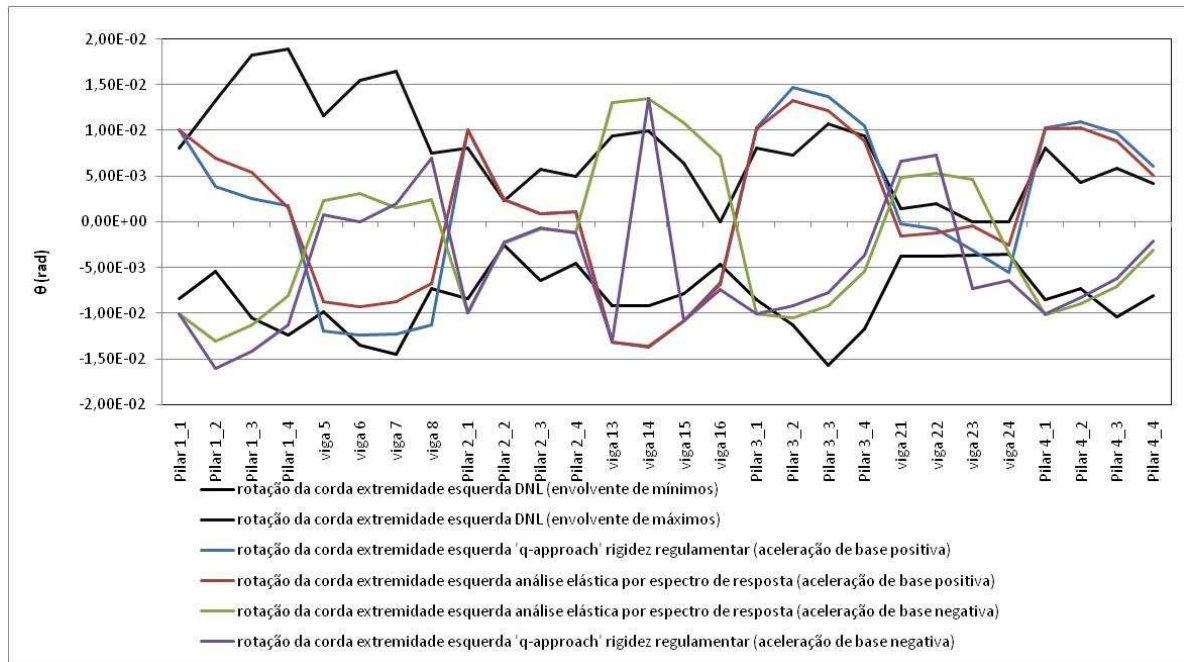


Figura 8. 48.- Rotação da corda para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez regulamentar, pela análise multimodal linear por espectro de resposta para a rigidez regulamentar e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, DL - zona sísmica 1.

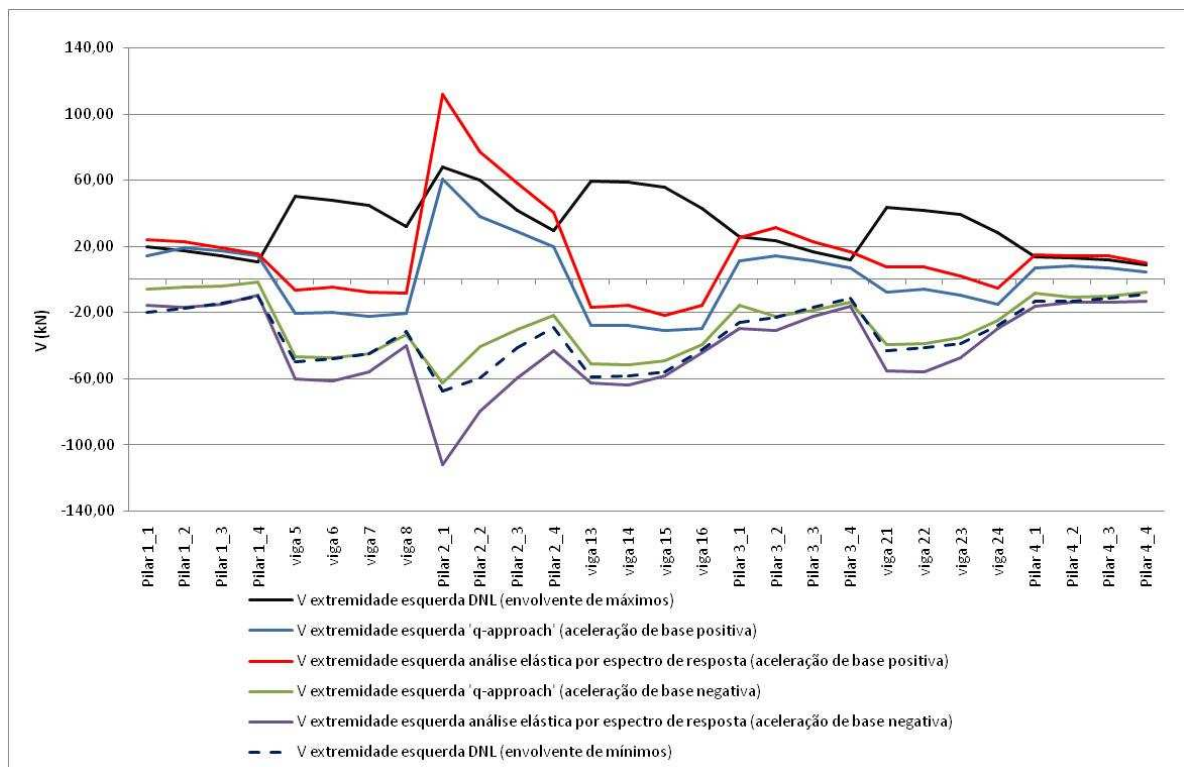


Figura 8. 49. – Esforço transversal para a extremidade esquerda dos elementos estruturais do pórtico “ICONS” pelo método do factor de comportamento (“q-approach”) para a rigidez regulamentar, pela análise multimodal linear por espectro de resposta para a rigidez regulamentar e pela análise dinâmica não linear (envolventes) para a rigidez trilinear, DL - zona sísmica 1.

Da figura 8.39. conclui-se que as deformações se aproximam razoavelmente dos valores obtidos pela análise dinâmica não linear, uma vez que o estado limite DL implica uma aceleração sísmica bastante reduzida em relação à acção sísmica que caracteriza o estado limite NC, pelo que um comportamento em regime elástico caracteriza moderadamente a generalidade dos esforços que se instalam na estrutura. Os métodos lineares elásticos conduzem, para este estado limite, a resultados satisfatórios, não estando, no entanto, sempre pelo lado da segurança, quer no que respeita à avaliação dos mecanismos dúcteis, quer na avaliação dos mecanismos frágeis. Todavia, a simplicidade que caracteriza o método torna-o bastante atraente para análises envolvendo o estado limite DL.

8.2.7. CONCLUSÕES ACERCA DOS MÉTODOS DE ANÁLISE PROPOSTOS PELO EC8-3

Os resultados apresentados nos pontos 8.2.1 até 8.2.6 comprovam a não viabilidade das abordagens elásticas lineares, uma vez que a sua aplicabilidade é muito restrita para os estados de dano mais graves, ao passo que, mesmo quando é passível de se aplicar ao estado limite DL, a resposta estrutural obtida não está pelo lado da segurança.

A análise “pushover” evidencia-se como um método bastante convidativo, dado que conduz a resultados relativamente satisfatórios e não envolve uma abordagem tão complexa como a que caracteriza as análises dinâmicas não lineares. Deve optar-se por testar sempre os dois formatos de solicitação horizontal sugeridos pelo EC8, uma vez que o formato modal conduz a deformações mais graves, ao passo que o formato uniforme de cargas horizontais incrementa os esforços de corte nos elementos estruturais, resultando da combinação das duas variantes de solicitação horizontal uma envolvente da resposta estrutural mais fidedigna e abrangente.

Concluiu-se ainda que pequenas variações de rigidez podem conduzir a resultados muito díspares, podendo corresponder-lhes processos de formação de rótulas bastante diferentes. Embora para o caso em estudo os esforços de corte se aproximassem para a rigidez bilinear e trilinear (NC, zona sísmica 1), as deformações eram claramente mais graves para a rigidez bilinear.

9

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Foram avaliados os procedimentos gerais prescritos pelo EC8 para a estimativa das capacidades e para o cálculo da resposta estrutural. Do presente estudo conclui-se que é possível recorrer a uma abordagem simplificada na estimativa de θ_u para a verificação dos mecanismos dúcteis a testar na estrutura, sem grande perda de precisão. Esta abordagem simplificada caracteriza-se pelas seguintes simplificações: a utilização de um valor de N_{qp} , em detrimento de um valor extremo proveniente da combinação sísmica de acções, o qual nem sequer corresponde eficientemente ao esforço instalado mais frequentemente no elemento estrutural ao longo do episódio sísmico ($N_{extremo}$); um valor de L_v igual a metade do vão do elemento a verificar, ao invés de uma estimativa teórica do vão de corte, nem sempre viável; expressões simplificadas para o cálculo das curvaturas de cedência, socorrendo a análise das fórmulas empíricas de Priestley e subtraindo à verificação da estrutura um procedimento teórico bastante mais moroso e envolvendo um número muito superior de variáveis. Na realidade, a adopção de um valor de L_v igual a $L/2$ é necessária, de forma a evitar resultados erróneos, dada a sensibilidade da fórmula empírica e teórica aos valores assumidos por este parâmetro.

Avaliou-se também a influência de KL na estimativas da capacidades, concluindo-se que o valor de KL considerado na avaliação do pórtico “ICONS” não compromete significativamente a verificação do mesmo, uma vez que os rácios obtidos para as extremidades onde é mais visível o efeito da variação do nível de conhecimento envolvido correspondem a rácios já muito distanciados da situação de verificação iminente, ou seja, rácios já muito afastados do valor unitário. Todavia, embora as oscilações nos valores das capacidades sejam reduzidas quando se faz variar o nível de conhecimento da estrutura, estas oscilações podem transformar situações de transgressão em termos de deformações admissíveis associadas a um nível de conhecimento KL1 em situações de verificação para um nível de conhecimento do tipo KL3, para elementos que exibam valores de rotação da corda muito próximas das suas capacidades últimas. Para o caso em estudo concluiu-se ainda que as oscilações são mais relevantes no caso de elementos verticais resistentes, não exibindo as vigas tanta sensibilidade ao nível de conhecimento envolvido na avaliação da estrutura.

No que concerne à estimativa da resposta estrutural do “ICONS”, os resultados comprovam a não viabilidade das abordagens elásticas lineares, uma vez que a sua aplicabilidade é muito restrita para os estados de dano mais gravosos, ao passo que, mesmo quando é passível de se aplicar ao estado limite DL, a resposta estrutural obtida nem sempre está pelo lado da segurança. Embora a consideração de uma rigidez igual a 50% da rigidez elástica favoreça a aproximação aos resultados da análise dinâmica não linear (rigidez essa sugerida pelo EC8 na sua parte 1), a resposta estrutural distancia-se significativamente.

Os resultados obtidos pela “q-approach” fornecem também valores muito distintos dos da análise dinâmica não linear para os estados limite SD e NC, comprovando o que o próprio EC8 sublinha acerca da não adequabilidade deste método ao estado limite NC. Para o estado limite DL, pelo contrário, os

valores obtidos são razoavelmente próximos dos estimados pela análise dinâmica não linear, pelo que a aplicação do método pode ser bastante útil.

A análise “pushover”, por seu turno, evidencia-se como um método bastante convidativo, dado que conduz a resultados relativamente satisfatórios e não envolve uma abordagem tão complexa como a que caracteriza as análises dinâmicas não lineares. Deve optar-se por testar sempre os dois formatos de solicitação horizontal sugeridos pelo EC8, uma vez que o formato modal conduz a deformações mais gravosas, ao passo que o formato uniforme de cargas horizontais incrementa os esforços de corte nos elementos estruturais, resultando da combinação das duas variantes de solicitação horizontal uma envolvente da resposta estrutural mais fidedigna e abrangente.

A avaliação da estrutura comprova que esta não verifica nenhum dos estados limite exigidos regulamentarmente, pelo que necessitará de uma operação de reforço. O pórtico em estudo pretende representar a maioria das estruturas existentes, dimensionadas sem qualquer abordagem sísmica de projecto, pelo que estas estruturas não exibirão um bom comportamento estrutural quando sujeitas à acção sísmica (ver tabelas 23 a 45 do Anexo 1).

BIBLIOGRAFIA

- Antoniou, S. e Pinho, R. (2004a). *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*. Journal of Earthquake Engineering, Vol 8(4), p. 497-522.
- Antoniou, S. e Pinho, R. (2004b). *Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8 (5), p. 643-661.
- Bento, R. (2003). *Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8*. Instituto Superior Técnico.
- Carvalho, E.C. (2007). *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*. 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 26 a 28 de Setembro de 2007, FEUP, Porto
- CEN (European Committee for Standardization) (2001). *European Prestandard ENV1990: Eurocode 0 – Basis of structural design*. European Committee for standardization, Julho 2001, Brussels.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2004). *Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Abril 2004, CEN, Bruxelas.
- CEN (European Committee for Standardization) (2004). *European Standard ENV1998-1-1: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*. (EN 1998-1:2004), Dezembro 2004, Brussels.
- CEN (European Committee for Standardization) (2004). *European Standard ENV1998-1-1: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings*. (EN 1998-1:2004), Dezembro 2004, Brussels.
- Carvalho, E.C., Coelho, E. and Campos-Costa, A. (1999) *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames - Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions*. ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC, Lisbon.
- Coelho, Ema, Carvalho, E. C. e Silva, M. J. Falcão (2004). *Reparação e reforço de estruturas no Eurocódigo 8*. SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, p. 895-904.
- Fajfar, P. e Gasperic, P. (1996). *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 25, p. 31-46.
- Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998). *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*. Engineering Structures, Vol 20 (4-6), p. 452-464.
- Lawson, R.S., Vance, V. and Krawinkler, H. (1994). *Nonlinear static push-over analysis - why, when, and how?*. Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake
- LessLoss (2005) *LessLoss - Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides. Simple rules for estimation of effective elastic stiffness of RC members for use in linear analyses emulating nonlinear ones*. Technical Report No.59. Integrated Research & Development Project of the European Commission. Engineering Research Institute, Oakland, California, I, Vol I, p. 283-292.
- LessLoss (2007) *LessLoss - Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides. On the probabilistic evaluation of Eurocode 8*. Technical Report No.129. Integrated Research & Development Project of the European Commission. Engineering Research Institute, Oakland, California.

- Lu, Y. Hao, H. Carydis, P. G. e Mouzakis, H. (2000). *Seismic performance of RC frame designed for three ductility levels*. Engineering Structures, Vol 23, p. 537-547.
- Menjivar, M. (2004). *A review of existing pushover methods for 2-D reinforced concrete buildings*. Earthquake Engineering.
- Romão, Xavier (2002). *Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- RSA (1993), *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifício e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, Lisboa.
- Saraiva, João P. e Appleton, Júlio (2006). *Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 – parte 3*. 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Sasaki, K.K., Freeman, S.A. and Paret, T.F. (1998). *Multi-mode pushover procedure (MMP) – a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*. Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Slak, T. e Kilar (2003). V. *Inicial conceptual design of earthquake resistant r/c and masonry buildings according to Eurocode 8*. ERES 2003 - Fourth International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, 22-24 September 2003, Italy, C.A BREBBIA Wessex Institute of Technology, UK & G. Latini University Politecnica delle Marche Italy, Ancona.
- Varum, H. S. A. (1995). *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Varum, H. S. A. (2003). *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor, Universidade de Aveiro.

Anexo 1

Barra	Ned qp (MPa)	Ned real (MPa)	$L_v=L/2$	L_v (teórico)	1	2	Rácio 1/2	3	4	Rácio 1/4
					N_{qp} $L_v=L/2$	$N_{extremo}$ L_v teórico		$N_{extremo}$ $L_v=L/2$	N_{qp} L_v teórico	
Pilar 1_1 esq	0.334	0.229	1.35	2.99	0.0294	0.0414	0.71	0.0314	0.0388	0.76
Pilar 1_1 dir	0.334	0.229	1.35	0.29	0.0294	0.0183	1.60	0.0314	0.0172	1.71
Pilar 2_1 esq	0.674	0.714	1.35	2.83	0.0186	0.0237	0.78	0.0183	0.0241	0.77
Pilar 2_1 dir	0.674	0.714	1.35	0.13	0.0186	0.0080	2.32	0.0183	0.0081	2.29
Pilar 3_1 esq	0.485	0.452	1.35	1.35	0.0267	0.0273	0.98	0.0273	0.0267	1.00
Pilar 3_1 dir	0.485	0.452	1.35	1.35	0.0267	0.0273	0.98	0.0273	0.0267	1.00
Pilar 4_1 esq	0.213	0.311	1.35	1.41	0.0304	0.0284	1.07	0.0280	0.0309	0.99
Pilar 4_1 dir	0.213	0.311	1.35	1.29	0.0304	0.0276	1.10	0.0280	0.0299	1.02
viga 5esq positivo	0.000	0.008	2.50	30.02	0.0412	0.0981	0.42	0.0411	0.0984	0.42
viga 5esq negativo	0.000	0.008	2.50	30.02	0.0262	0.0623	0.42	0.0261	0.0625	0.42
viga 5dir positivo	0.000	0.008	2.50	2.40	0.0480	0.0472	1.02	0.0478	0.0473	1.01
viga 5dir negativo	0.000	0.008	2.50	2.40	0.0225	0.0221	1.02	0.0224	0.0222	1.01
viga 13esq positivo	0.000	0.007	2.50	0.04	0.0482	0.0112	4.31	0.0481	0.0112	4.30
viga 13esq negativo	0.000	0.007	2.50	0.04	0.0225	0.0052	4.31	0.0224	0.0052	4.30
viga 13dir positivo	0.000	0.007	2.50	1.46	0.0415	0.0343	1.21	0.0413	0.0344	1.21
viga 13dir negativo	0.000	0.007	2.50	1.46	0.0262	0.0216	1.21	0.0261	0.0217	1.21
viga 21esq positivo	0.000	0.002	1.25	1.79	0.0323	0.0366	0.88	0.0322	0.0366	0.88
viga 21esq negativo	0.000	0.002	1.25	1.79	0.0204	0.0231	0.88	0.0204	0.0231	0.88
viga 21 dir positivo	0.000	0.002	1.25	1.09	0.0281	0.0267	1.05	0.0281	0.0268	1.05
viga 21dir negativo	0.000	0.002	1.25	1.09	0.0234	0.0223	1.05	0.0234	0.0223	1.05

Tabela 1 – Valores de θ_u estimados pela fórmula empírica do EC8 – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

Barra	Ned qp (MPa)	Ned real (MPa)	$L_v=L/2$	L_v (teórico)	1	2	Rácio 1/2	3	4	Rácio 1/4
					N_{qp} $L_v=L/2$	$N_{extremo}$ L_v teórico		$N_{extremo}$ $L_v=L/2$	N_{qp} L_v teórico	
Pilar 1_2 esq	0.246	0.172	1.35	2.07	0.0310	0.0377	0.82	0.0325	0.0360	0.86
Pilar 1_2 dir	0.246	0.172	1.35	0.63	0.0310	0.0249	1.25	0.0325	0.0238	1.31
Pilar 2_2 esq	0.500	0.529	1.35	1.76	0.0197	0.0214	0.92	0.0195	0.0216	0.91
Pilar 2_2 dir	0.500	0.529	1.35	0.94	0.0197	0.0172	1.15	0.0195	0.0173	1.14
Pilar 3_2 esq	0.355	0.342	1.35	1.35	0.0290	0.0292	0.99	0.0292	0.0290	1.00
Pilar 3_2 dir	0.355	0.342	1.35	1.35	0.0290	0.0292	0.99	0.0292	0.0290	1.00
Pilar 4_2 esq	0.158	0.217	1.35	1.30	0.0318	0.0299	1.06	0.0303	0.0314	1.01
Pilar 4_2 dir	0.158	0.217	1.35	1.40	0.0318	0.0307	1.04	0.0303	0.0322	0.99
viga 6esq positivo	0.000	0.047	2.50	39.94	0.0412	0.1067	0.39	0.0405	0.1087	0.38
viga 6esq negativo	0.000	0.047	2.50	39.94	0.0262	0.0678	0.39	0.0257	0.0691	0.38
viga 6dir positivo	0.000	0.047	2.50	2.41	0.0480	0.0465	1.03	0.0471	0.0473	1.01
viga 6dir negativo	0.000	0.047	2.50	2.41	0.0225	0.0218	1.03	0.0221	0.0222	1.01
viga 14esq positivo	0.000	0.012	2.50	0.03	0.0482	0.0097	5.00	0.0480	0.0097	4.97
viga 14esq negativo	0.000	0.012	2.50	0.03	0.0225	0.0045	5.00	0.0224	0.0045	4.97
viga 14dir positivo	0.000	0.012	2.50	1.39	0.0415	0.0336	1.23	0.0413	0.0337	1.23
viga 14dir negativo	0.000	0.012	2.50	1.39	0.0262	0.0212	1.23	0.0260	0.0213	1.23
viga 22esq positivo	0.000	0.002	1.25	1.55	0.0323	0.0348	0.93	0.0322	0.0348	0.93
viga 22esq negativo	0.000	0.002	1.25	1.55	0.0204	0.0220	0.93	0.0204	0.0220	0.93
viga 22 dir positivo	0.000	0.002	1.25	1.19	0.0281	0.0276	1.02	0.0281	0.0276	1.02
viga 22dir negativo	0.000	0.002	1.25	1.19	0.0234	0.0230	1.02	0.0234	0.0230	1.02

Tabela 1 – (continuação) Valores de θ_u estimados pela fórmula empírica do EC8 – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

Barra	Ned qp (MPa)	Ned real (MPa)	$L_v=L/2$	L_v (teórico)	1	2	Rácio 1/2	3	4	Rácio 1/4
					N_{qp} $L_v=L/2$	$N_{extremo}$ L_v teórico		$N_{extremo}$ $L_v=L/2$	N_{qp} L_v teórico	
Pilar 1_3 esq	0.158	0.116	1.35	0.30	0.0328	0.0200	1.64	0.0337	0.0194	1.69
Pilar 1_3 dir	0.158	0.116	1.35	2.40	0.0328	0.0412	0.80	0.0337	0.0401	0.82
Pilar 2_3 esq	0.326	0.342	1.35	1.01	0.0209	0.0188	1.11	0.0208	0.0189	1.11
Pilar 2_3 dir	0.326	0.342	1.35	1.69	0.0209	0.0224	0.93	0.0208	0.0226	0.92
Pilar 3_3 esq	0.228	0.226	1.35	1.35	0.0314	0.0314	1.00	0.0314	0.0314	1.00
Pilar 3_3 dir	0.228	0.226	1.35	1.35	0.0314	0.0314	1.00	0.0314	0.0314	1.00
Pilar 4_3 esq	0.101	0.130	1.35	1.34	0.0334	0.0325	1.03	0.0326	0.0333	1.00
Pilar 4_3 dir	0.101	0.130	1.35	1.36	0.0334	0.0327	1.02	0.0326	0.0334	1.00
viga 7esq positivo	0.000	0.045	2.50	2.83	0.0412	0.0423	0.97	0.0405	0.0431	0.96
viga 7esq negativo	0.000	0.045	2.50	2.83	0.0262	0.0269	0.97	0.0257	0.0274	0.96
viga 7dir positivo	0.000	0.045	2.50	2.35	0.0480	0.0461	1.04	0.0471	0.0470	1.02
viga 7dir negativo	0.000	0.045	2.50	2.35	0.0225	0.0216	1.04	0.0221	0.0220	1.02
viga 15esq positivo	0.000	0.016	2.50	0.06	0.0482	0.0133	3.63	0.0479	0.0134	3.60
viga 15esq negativo	0.000	0.016	2.50	0.06	0.0225	0.0062	3.63	0.0224	0.0062	3.60
viga 15dir positivo	0.000	0.016	2.50	0.99	0.0415	0.0298	1.39	0.0412	0.0300	1.38
viga 15dir negativo	0.000	0.016	2.50	0.99	0.0262	0.0188	1.39	0.0260	0.0190	1.38
viga 23esq positivo	0.000	0.006	1.25	3.32	0.0323	0.0453	0.71	0.0322	0.0454	0.71
viga 23esq negativo	0.000	0.006	1.25	3.32	0.0204	0.0286	0.71	0.0203	0.0287	0.71
viga 23 dir positivo	0.000	0.006	1.25	1.06	0.0281	0.0264	1.06	0.0280	0.0265	1.06
viga 23dir negativo	0.000	0.006	1.25	1.06	0.0234	0.0220	1.06	0.0233	0.0221	1.06

Tabela 1 – (continuação) Valores de θ_u estimados pela fórmula empírica do EC8 – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

Barra	Ned qp (MPa)	Ned real (MPa)	$L_v=L/2$	L_v (teórico)	1	2	Rácio 1/2	3	4	Rácio 1/4
					N_{qp} $L_v=L/2$	$N_{extremo}$ L_v teórico		$N_{extremo}$ $L_v=L/2$	N_{qp} L_v teórico	
Pilar 1_4 esq	0.070	0.057	1.35	3.67	0.0347	0.0496	0.70	0.0349	0.0492	0.70
Pilar 1_4 dir	0.070	0.057	1.35	0.98	0.0347	0.0312	1.11	0.0349	0.0309	1.12
Pilar 2_4 esq	0.151	0.152	1.35	0.87	0.0224	0.0192	1.17	0.0224	0.0192	1.17
Pilar 2_4 dir	0.151	0.152	1.35	1.83	0.0224	0.0249	0.90	0.0224	0.0249	0.90
Pilar 3_4 esq	0.104	0.111	1.35	1.35	0.0339	0.0338	1.00	0.0338	0.0339	1.00
Pilar 3_4 dir	0.104	0.111	1.35	1.35	0.0339	0.0338	1.00	0.0338	0.0339	1.00
Pilar 4_4 esq	0.043	0.048	1.35	1.35	0.0350	0.0349	1.00	0.0349	0.0350	1.00
Pilar 4_4 dir	0.043	0.048	1.35	1.35	0.0350	0.0349	1.00	0.0349	0.0351	1.00
viga 8esq positivo	0.000	0.078	2.50	0.43	0.0412	0.0216	1.91	0.0400	0.0223	1.85
viga 8esq negativo	0.000	0.078	2.50	0.43	0.0262	0.0137	1.91	0.0254	0.0142	1.85
viga 8dir positivo	0.000	0.078	2.50	1.73	0.0480	0.0409	1.17	0.0465	0.0422	1.14
viga 8dir negativo	0.000	0.078	2.50	1.73	0.0225	0.0192	1.17	0.0218	0.0198	1.14
viga 16esq positivo	0.000	0.030	2.50	0.02	0.0482	0.0085	5.67	0.0476	0.0086	5.60
viga 16esq negativo	0.000	0.030	2.50	0.02	0.0225	0.0040	5.67	0.0222	0.0040	5.60
viga 16dir positivo	0.000	0.030	2.50	0.84	0.0415	0.0280	1.48	0.0410	0.0283	1.46
viga 16dir negativo	0.000	0.030	2.50	0.84	0.0262	0.0177	1.48	0.0259	0.0179	1.46
viga 24esq positivo	0.000	0.013	1.25	0.74	0.0323	0.0268	1.21	0.0321	0.0269	1.20
viga 24esq negativo	0.000	0.013	1.25	0.74	0.0204	0.0169	1.21	0.0203	0.0170	1.20
viga 24 dir positivo	0.000	0.013	1.25	0.93	0.0281	0.0252	1.11	0.0279	0.0253	1.11
viga 24dir negativo	0.000	0.013	1.25	0.93	0.0234	0.0210	1.11	0.0233	0.0211	1.11

Tabela 1 – (continuação) Valores de θ_u estimados pela fórmula empírica do EC8 – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

	NC zona sísmica 1 aceleração de base positiva				NC zona sísmica 1 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	2.06E-02	-1.70E-02	68.45	-63.80	-2.06E-02	1.98E-02	-63.80	68.45
Pilar 1_2	2.54E-02	-2.39E-02	92.65	-83.87	-2.82E-02	2.64E-02	-83.87	92.65
Pilar 1_3	2.05E-02	-2.05E-02	80.53	-71.98	-2.30E-02	2.31E-02	-71.98	80.53
Pilar 1_4	9.53E-03	-1.19E-02	50.57	-41.69	-1.21E-02	1.46E-02	-41.69	50.57
viga 5	-3.88E-03	2.39E-02	86.51	-70.45	1.13E-03	-2.40E-02	-149.44	158.53
viga 6	-5.58E-03	2.31E-02	86.33	-71.51	3.05E-03	-2.30E-02	-149.89	158.94
viga 7	-5.70E-03	1.59E-02	51.63	-36.57	3.00E-03	-1.58E-02	-115.42	123.78
viga 8	-3.40E-03	8.82E-03	12.85	3.04	5.18E-04	-8.63E-03	-64.27	72.54
Pilar 2_1	2.05E-02	-3.11E-03	477.49	-479.02	-2.05E-02	3.16E-03	-479.02	477.49
Pilar 2_2	5.41E-03	-6.49E-03	336.91	-338.59	-5.35E-03	6.50E-03	-338.59	336.91
Pilar 2_3	3.05E-03	-1.03E-02	239.59	-239.41	-3.05E-03	1.03E-02	-239.41	239.59
Pilar 2_4	7.09E-04	-6.45E-03	138.15	-137.24	-6.90E-04	6.49E-03	-137.24	138.15
viga 13	-2.37E-02	2.18E-04	64.86	-76.21	2.35E-02	-6.50E-04	-147.90	144.17
viga 14	-2.27E-02	2.16E-04	62.16	-75.05	2.22E-02	-1.08E-03	-147.25	140.97
viga 15	-1.54E-02	4.03E-04	28.97	-43.37	1.49E-02	-1.41E-03	-115.13	108.21
viga 16	-8.27E-03	9.36E-05	-1.44	-13.45	7.71E-03	-9.34E-04	-72.93	66.08
Pilar 3_1	2.07E-02	-2.10E-02	70.83	-72.83	-2.07E-02	1.98E-02	-72.83	70.83
Pilar 3_2	2.93E-02	-2.89E-02	97.79	-102.04	-2.81E-02	2.76E-02	-102.04	97.79
Pilar 3_3	2.55E-02	-2.53E-02	84.02	-88.80	-2.42E-02	2.38E-02	-88.80	84.02
Pilar 3_4	1.43E-02	-1.48E-02	49.54	-54.62	-1.28E-02	1.33E-02	-54.62	49.54
viga 21	-1.06E-03	4.26E-03	54.05	-64.08	7.25E-04	-5.76E-03	-101.83	91.80
viga 22	-1.25E-03	3.98E-03	67.30	-72.20	1.20E-03	-6.46E-03	-109.95	105.05
viga 23	-1.37E-03	2.28E-03	47.56	-49.61	1.58E-03	-5.42E-03	-87.36	85.31
viga 24	-1.95E-03	5.88E-05	3.20	-5.62	1.20E-03	-3.55E-03	-37.37	34.95
Pilar 4_1	2.07E-02	-1.57E-02	46.21	-47.33	-2.07E-02	1.48E-02	-47.33	46.21
Pilar 4_2	2.39E-02	-2.37E-02	59.50	-62.35	-2.31E-02	2.23E-02	-62.35	59.50
Pilar 4_3	2.03E-02	-2.16E-02	52.76	-56.71	-1.89E-02	2.00E-02	-56.71	52.76
Pilar 4_4	1.06E-02	-1.29E-02	29.73	-34.44	-8.99E-03	1.09E-02	-34.44	29.73

Tabela 2 – Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento ("q-approach") - 50% da rigidez elástica.

	NC zona sísmica 2 aceleração de base positiva				NC zona sísmica 2 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.47E-02	-1.18E-02	49.56	-44.90	-1.47E-02	1.45E-02	-44.90	49.56
Pilar 1_2	1.78E-02	-1.67E-02	67.43	-58.65	-2.05E-02	1.92E-02	-58.65	67.43
Pilar 1_3	1.43E-02	-1.43E-02	58.75	-50.19	-1.68E-02	1.69E-02	-50.19	58.75
Pilar 1_4	6.44E-03	-8.10E-03	37.39	-28.51	-9.00E-03	1.08E-02	-28.51	37.39
viga 5	-3.17E-03	1.71E-02	52.81	-37.74	4.18E-04	-1.71E-02	-115.73	125.82
viga 6	-4.35E-03	1.65E-02	52.58	-38.58	1.81E-03	-1.64E-02	-116.15	126.02
viga 7	-4.45E-03	1.14E-02	27.77	-13.66	1.76E-03	-1.13E-02	-91.56	100.87
viga 8	-2.84E-03	6.33E-03	1.83	12.97	4.12E-05	-6.13E-03	-53.25	62.61
Pilar 2_1	1.47E-02	-2.22E-03	340.84	-342.38	-1.47E-02	2.26E-03	-342.38	340.84
Pilar 2_2	3.88E-03	-4.64E-03	240.41	-242.09	-3.81E-03	4.64E-03	-242.09	240.41
Pilar 2_3	2.18E-03	-7.37E-03	171.16	-170.98	-2.18E-03	7.38E-03	-170.98	171.16
Pilar 2_4	5.08E-04	-4.60E-03	98.81	-97.90	-4.90E-04	4.64E-03	-97.90	98.81
viga 13	-1.70E-02	2.81E-04	34.47	-44.72	1.68E-02	-5.88E-04	-117.51	112.68
viga 14	-1.63E-02	3.00E-05	32.25	-44.19	1.58E-02	-8.96E-04	-117.33	110.11
viga 15	-1.11E-02	1.44E-04	8.39	-21.72	1.06E-02	-1.15E-03	-94.54	86.56
viga 16	-5.98E-03	2.13E-04	-11.66	-2.09	5.43E-03	-8.14E-04	-62.72	54.71
Pilar 3_1	1.48E-02	-1.51E-02	50.31	-52.30	-1.48E-02	1.40E-02	-52.30	50.31
Pilar 3_2	2.11E-02	-2.08E-02	69.24	-73.49	-1.99E-02	1.95E-02	-73.49	69.24
Pilar 3_3	1.84E-02	-1.83E-02	59.33	-64.11	-1.71E-02	1.68E-02	-64.11	59.33
Pilar 3_4	1.04E-02	-1.08E-02	34.66	-39.74	-8.95E-03	9.26E-03	-39.74	34.66
viga 21	-1.02E-03	2.83E-03	31.78	-41.81	7.74E-04	-4.33E-03	-79.56	-88.15
viga 22	-1.24E-03	2.49E-03	41.98	-46.88	1.20E-03	-4.97E-03	-84.63	79.73
viga 23	-1.40E-03	1.18E-03	28.28	-30.34	1.55E-03	-4.32E-03	-68.09	66.03
viga 24	-1.84E-03	5.58E-04	-2.60	0.18	-1.31E-03	-3.05E-03	-31.57	29.15
Pilar 4_1	1.48E-02	-1.13E-02	32.85	-33.97	-1.48E-02	1.05E-02	-33.97	32.85
Pilar 4_2	1.72E-02	-1.71E-02	42.09	-44.94	-1.64E-02	1.58E-02	-44.94	42.09
Pilar 4_3	1.47E-02	-1.57E-02	37.12	-41.08	-1.33E-02	1.40E-02	-41.08	37.12
Pilar 4_4	7.84E-03	-9.49E-03	20.56	-25.27	-6.18E-03	7.53E-03	-25.27	20.56

Tabela 2 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - 50% da rigidez elástica.

	SD zona sísmica 1 aceleração de base positiva				SD zona sísmica 1 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.37E-02	-1.09E-02	46.41	-41.76	-1.37E-02	1.36E-02	-41.76	46.41
Pilar 1_2	1.65E-02	-1.55E-02	63.23	-54.45	-1.92E-02	1.80E-02	-54.45	63.23
Pilar 1_3	1.33E-02	-1.33E-02	55.12	-46.56	-1.58E-02	1.58E-02	-46.56	55.12
Pilar 1_4	5.92E-03	-7.47E-03	35.20	-26.31	-8.49E-03	1.02E-02	-26.31	35.20
viga 5	-3.05E-03	1.60E-02	47.19	-32.29	2.98E-04	-1.60E-02	-110.11	120.37
viga 6	-4.14E-03	1.54E-02	46.96	-33.10	1.61E-03	-1.53E-02	-110.52	120.54
viga 7	-4.25E-03	1.06E-02	23.79	-9.85	1.55E-03	-1.05E-02	-87.58	97.06
viga 8	-2.75E-03	5.91E-03	-0.01	14.62	1.34E-04	-5.72E-03	-51.42	60.95
Pilar 2_1	1.37E-02	-2.07E-03	318.07	-319.60	-1.37E-02	2.11E-03	-319.60	318.07
Pilar 2_2	3.62E-03	-4.33E-03	224.33	-226.01	-3.56E-03	4.33E-03	-226.01	224.33
Pilar 2_3	2.04E-03	-6.87E-03	159.76	-159.58	-2.03E-03	6.89E-03	-159.58	159.76
Pilar 2_4	4.77E-04	-4.29E-03	92.25	-91.34	-4.56E-04	4.33E-03	-91.34	92.25
viga 13	-1.58E-02	2.90E-04	29.40	-39.48	1.56E-02	-5.79E-04	-112.44	107.44
viga 14	-1.52E-02	2.09E-09	27.26	-39.05	1.48E-02	-8.64E-04	-112.35	104.96
viga 15	-1.04E-02	1.01E-04	4.95	-18.11	9.86E-03	-1.10E-03	-91.11	82.95
viga 16	-5.60E-03	2.34E-04	-13.36	-0.20	5.05E-03	-7.94E-04	-61.02	52.82
Pilar 3_1	1.38E-02	-1.42E-02	46.89	-48.88	-1.38E-02	1.30E-02	-48.88	46.89
Pilar 3_2	1.97E-02	-1.95E-02	64.48	-68.73	-1.86E-02	1.82E-02	-68.73	64.48
Pilar 3_3	1.72E-02	-1.71E-02	55.22	-60.00	-1.59E-02	1.56E-02	-60.00	55.22
Pilar 3_4	9.78E-03	-1.01E-02	32.18	-37.26	-8.30E-03	8.59E-03	-37.26	32.18
viga 21	-1.01E-03	2.59E-03	28.07	-38.10	7.82E-04	-4.09E-03	-75.85	65.82
viga 22	-1.24E-03	2.24E-03	37.76	-42.66	1.20E-03	-4.72E-03	-80.41	75.51
viga 23	-1.41E-03	1.00E-03	25.07	-27.12	1.54E-03	-4.13E-03	-64.87	62.82
viga 24	-1.83E-03	6.40E-04	-3.56	1.14	-1.33E-03	-2.97E-03	-30.61	28.19
Pilar 4_1	1.38E-02	-1.06E-02	30.62	-31.74	-1.38E-02	9.75E-03	-31.74	30.62
Pilar 4_2	1.61E-02	-1.60E-02	39.19	-42.04	-1.53E-02	1.47E-02	-42.04	39.19
Pilar 4_3	1.37E-02	-1.47E-02	34.51	-38.47	-1.24E-02	1.30E-02	-38.47	34.51
Pilar 4_4	7.37E-03	-8.92E-03	19.03	-23.75	-5.72E-03	6.96E-03	-23.75	19.03

Tabela 2 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - 50% da rigidez elástica.

	SD zona sísmica 2 aceleração de base positiva				SD zona sísmica 2 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	9.81E-03	-7.38E-03	33.81	-29.16	-9.81E-03	1.01E-02	-29.16	33.81
Pilar 1_2	1.14E-02	-1.07E-02	46.42	-37.64	-1.41E-02	1.32E-02	-37.64	46.42
Pilar 1_3	9.11E-03	-9.10E-03	40.59	-32.04	-1.16E-02	1.17E-02	-32.04	40.59
Pilar 1_4	3.86E-03	-4.95E-03	26.41	-17.53	-6.43E-03	7.65E-03	-17.53	26.41
viga 5	2.57E-03	1.14E-02	24.72	-10.48	1.81E-04	-1.14E-02	-87.64	98.56
viga 6	-3.32E-03	1.10E-02	24.46	-11.15	7.89E-04	-1.10E-02	-88.02	98.59
viga 7	-3.42E-03	7.62E-03	7.88	5.43	7.25E-04	-7.49E-03	-71.67	81.79
viga 8	2.37E-03	-4.25E-03	-7.35	21.24	5.08E-04	-4.06E-03	-44.07	54.33
Pilar 2_1	9.78E-03	-1.47E-03	226.97	-228.51	-9.77E-03	1.51E-03	-228.51	226.97
Pilar 2_2	2.60E-03	-3.09E-03	159.99	-161.67	-2.53E-03	3.10E-03	-161.67	159.99
Pilar 2_3	1.46E-03	-4.91E-03	114.14	-113.96	-1.45E-03	4.93E-03	-113.96	114.14
Pilar 2_4	3.43E-04	-3.06E-03	66.02	-65.12	-3.24E-04	3.10E-03	-65.12	66.02
viga 13	-1.14E-02	3.32E-04	9.14	-18.49	1.11E-02	-5.37E-04	-92.18	86.45
viga 14	-1.09E-02	1.24E-04	7.32	-18.48	1.05E-02	-7.42E-04	-92.40	84.39
viga 15	-7.49E-03	7.16E-05	-8.77	-3.67	6.97E-03	-9.32E-04	-77.39	68.51
viga 16	-4.08E-03	3.13E-04	-20.17	7.38	3.53E-03	-7.13E-04	-54.21	45.25
Pilar 3_1	9.86E-03	-1.03E-02	33.21	-35.20	-9.84E-03	9.16E-03	-35.20	33.21
Pilar 3_2	1.42E-02	-1.41E-02	45.45	-49.70	-1.31E-02	1.28E-02	-49.70	45.45
Pilar 3_3	1.25E-02	-1.25E-02	38.76	-43.54	-1.12E-02	1.09E-02	-43.54	38.76
Pilar 3_4	7.20E-03	-7.44E-03	22.26	-27.34	-5.72E-03	5.92E-03	-27.34	22.26
viga 21	-9.76E-04	1.64E-03	13.23	-23.25	8.14E-04	-3.13E-03	-61.00	-93.30
viga 22	-1.23E-03	1.24E-03	20.88	-25.78	1.21E-03	-3.73E-03	-63.53	58.63
viga 23	-1.43E-03	2.66E-04	12.22	-14.27	1.53E-03	-3.40E-03	-52.02	49.97
viga 24	-1.75E-03	9.72E-04	-7.43	5.01	-1.40E-03	-2.63E-03	-26.75	24.32
Pilar 4_1	9.87E-03	-7.68E-03	21.71	-22.83	-9.85E-03	6.84E-03	-22.83	21.71
Pilar 4_2	1.16E-02	-1.16E-02	27.58	-30.44	-1.08E-02	1.03E-02	-30.44	27.58
Pilar 4_3	1.00E-02	-1.08E-02	24.09	-28.04	-8.65E-03	9.07E-03	-28.04	24.09
Pilar 4_4	5.50E-03	-6.66E-03	12.92	-17.63	-3.85E-03	4.69E-03	-17.63	12.92

Tabela 2 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - 50% da rigidez elástica.

	DL zona sísmica 1 aceleração de base positiva				DL zona sísmica 1 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.01E-02	-1.60E-03	14.08	-5.79	-1.00E-02	1.08E-02	-5.79	14.08
Pilar 1_2	3.92E-03	-3.62E-03	19.31	-4.96	-1.60E-02	1.51E-02	-4.96	19.31
Pilar 1_3	2.56E-03	-2.95E-03	17.39	-4.29	-1.41E-02	1.60E-02	-4.29	17.39
Pilar 1_4	1.74E-03	-5.80E-04	14.43	-1.44	-1.13E-02	1.60E-02	-1.44	14.43
viga 5	-1.19E-02	-1.33E-02	-20.36	29.07	7.90E-04	-1.31E-02	-46.79	54.78
viga 6	-1.24E-02	1.40E-02	-20.12	28.17	3.80E-05	-1.35E-02	-47.66	55.05
viga 7	-1.22E-02	-1.15E-02	-22.66	31.25	2.02E-03	-1.05E-02	-44.81	52.29
viga 8	-1.13E-02	-7.60E-03	-20.36	31.08	6.94E-03	-6.89E-03	-33.50	42.07
Pilar 2_1	1.01E-02	-3.07E-03	60.47	-62.56	-9.93E-03	3.18E-03	-62.56	60.47
Pilar 2_2	2.46E-03	-1.93E-03	37.78	-40.57	-2.24E-03	1.80E-03	-40.57	37.78
Pilar 2_3	9.01E-04	-3.71E-03	28.60	-30.33	-7.01E-04	3.46E-03	-30.33	28.60
Pilar 2_4	1.09E-03	-3.02E-03	19.64	-22.09	-1.16E-03	2.30E-03	-22.09	19.64
viga 13	-1.31E-02	-7.41E-04	-28.20	23.79	-1.31E-02	-6.08E-03	-51.19	47.82
viga 14	-1.37E-02	8.22E-04	-27.68	23.24	1.35E-02	-6.46E-03	-51.87	48.20
viga 15	-1.08E-02	-9.22E-04	-30.90	25.54	-1.08E-02	-6.05E-03	-49.22	45.35
viga 16	-6.59E-03	-3.05E-03	-29.53	22.70	-7.43E-03	-4.86E-03	-39.38	35.39
Pilar 3_1	1.02E-02	-9.53E-03	11.31	-15.99	-1.01E-02	3.92E-03	-15.99	11.31
Pilar 3_2	1.47E-02	-1.46E-02	13.83	-22.45	-9.14E-03	8.75E-03	-22.45	13.83
Pilar 3_3	1.37E-02	-1.54E-02	10.96	-18.86	-7.70E-03	8.21E-03	-18.86	10.96
Pilar 3_4	1.05E-02	-1.26E-02	6.64	-13.62	-3.66E-03	4.93E-03	-13.62	6.64
viga 21	-1.83E-04	3.60E-03	-7.82	-1.63	6.60E-03	-7.42E-03	-39.38	29.93
viga 22	-8.07E-04	3.21E-03	-5.96	-1.44	7.36E-03	-8.85E-03	-39.19	31.79
viga 23	-3.08E-03	1.32E-03	-9.76	2.73	-7.30E-03	-8.83E-03	-35.02	28.00
viga 24	-5.52E-03	2.01E-03	-15.09	6.89	-6.37E-03	-7.51E-03	-24.86	16.66
Pilar 4_1	1.03E-02	-5.77E-03	7.06	-8.59	-1.01E-02	3.11E-03	-8.59	7.06
Pilar 4_2	1.09E-02	-1.06E-02	7.97	-10.92	-8.30E-03	7.24E-03	-10.92	7.97
Pilar 4_3	9.69E-03	-1.10E-02	6.84	-10.31	-6.20E-03	6.66E-03	-10.31	6.84
Pilar 4_4	6.13E-03	-9.07E-03	4.19	-7.74	-2.15E-03	3.80E-03	-7.74	4.19

Tabela 3 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - Estado Limite DL, rigidez regulamentar .

	DL zona sísmica 2 aceleração de base positiva				DL zona sísmica 2 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	7.21E-03	-2.91E-03	11.24	-2.95	-7.16E-03	9.47E-03	-2.95	11.24
Pilar 1_2	1.07E-03	-9.41E-04	15.85	-1.49	-1.32E-02	1.25E-02	-1.49	15.85
Pilar 1_3	1.78E-04	-2.50E-04	14.29	-1.19	-1.17E-02	1.33E-02	-1.19	14.29
Pilar 1_4	3.10E-03	-2.79E-03	12.16	0.83	9.90E-03	-1.38E-02	0.83	12.16
viga 5	-1.03E-02	-9.57E-03	-24.14	32.74	2.38E-03	-9.29E-03	-43.02	51.11
viga 6	-1.06E-02	-1.01E-02	-24.06	32.01	1.73E-03	-9.53E-03	-43.73	51.21
viga 7	-1.08E-02	-8.38E-03	-25.82	34.25	-3.48E-03	-7.36E-03	-41.64	49.28
viga 8	-1.07E-02	-5.53E-03	-22.24	32.65	-7.56E-03	-4.82E-03	-31.62	40.50
Pilar 2_1	7.20E-03	-2.17E-03	42.89	-44.98	-7.08E-03	2.29E-03	-44.98	42.89
Pilar 2_2	1.79E-03	-1.39E-03	26.59	-29.38	-1.57E-03	1.27E-03	-29.38	26.59
Pilar 2_3	6.71E-04	-2.68E-03	20.18	-21.91	-4.75E-04	2.44E-03	-21.91	20.18
Pilar 2_4	7.64E-04	-2.26E-03	13.68	-16.13	-8.44E-04	1.54E-03	-16.13	13.68
viga 13	-9.40E-03	-2.34E-04	-31.48	27.22	-9.32E-03	-5.11E-03	-47.90	44.39
viga 14	-9.80E-03	-2.20E-04	-31.14	26.81	-9.60E-03	-5.42E-03	-48.42	44.64
viga 15	-7.69E-03	-1.65E-03	-33.51	28.37	-7.74E-03	-5.32E-03	-46.60	42.52
viga 16	-4.59E-03	-3.31E-03	-30.94	24.51	-5.43E-03	-4.60E-03	-37.97	33.58
Pilar 3_1	7.35E-03	-7.61E-03	7.41	-12.09	-7.15E-03	2.00E-03	-12.09	7.41
Pilar 3_2	1.13E-02	-1.13E-02	8.65	-17.27	-5.73E-03	5.41E-03	-17.27	8.65
Pilar 3_3	1.07E-02	-1.20E-02	6.70	-14.60	-4.64E-03	4.84E-03	-14.60	6.70
Pilar 3_4	8.52E-03	-1.01E-02	3.74	-10.73	-1.63E-03	2.43E-03	-10.73	3.74
viga 21	-1.10E-03	2.02E-03	-12.33	2.88	-5.68E-03	-5.85E-03	-34.87	-107.10
viga 22	-1.74E-03	1.49E-03	-10.71	3.31	-6.43E-03	-7.13E-03	-34.44	27.04
viga 23	-3.68E-03	1.32E-04	-13.37	6.34	-6.70E-03	-7.38E-03	-31.41	24.39
viga 24	-5.64E-03	2.79E-03	-16.49	8.29	-6.24E-03	-6.72E-03	-23.47	15.26
Pilar 4_1	7.37E-03	-4.51E-03	4.82	-6.35	-7.16E-03	1.84E-03	-6.35	4.82
Pilar 4_2	8.17E-03	-8.04E-03	5.27	-8.22	-5.55E-03	4.69E-03	-8.22	5.27
Pilar 4_3	7.42E-03	-8.44E-03	4.39	-7.86	-3.93E-03	4.14E-03	-7.86	4.39
Pilar 4_4	4.95E-03	-7.23E-03	2.48	-6.04	-9.64E-04	1.96E-03	-6.04	2.48

Tabela 3 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento ("q-approach") - Estado Limite DL, rigidez regulamentar .

	NC zona sísmica 1 aceleração de base positiva				NC zona sísmica 1 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.45E-02	-1.22E-02	95.00	-90.35	-1.45E-02	1.36E-02	-90.35	95.00
Pilar 1_2	1.83E-02	-1.73E-02	129.22	-120.43	-1.97E-02	1.85E-02	-120.43	129.22
Pilar 1_3	1.49E-02	-1.50E-02	111.33	-102.78	-1.62E-02	1.63E-02	-102.78	111.33
Pilar 1_4	7.00E-03	-8.74E-03	65.90	-57.02	-8.28E-03	1.01E-02	-57.02	65.90
viga 5	-2.45E-03	1.69E-02	134.74	-117.57	1.07E-03	-1.69E-02	-197.66	205.64
viga 6	-3.67E-03	1.63E-02	135.30	-119.39	2.40E-03	-1.63E-02	-198.87	206.83
viga 7	-3.73E-03	1.10E-02	83.39	-68.05	2.38E-03	-1.09E-02	-147.18	155.26
viga 8	-2.02E-03	5.85E-03	24.45	-8.93	5.81E-04	-5.75E-03	-75.88	84.50
Pilar 2_1	1.44E-02	-2.27E-03	664.14	-665.68	-1.44E-02	2.29E-03	-665.68	664.14
Pilar 2_2	3.94E-03	-4.64E-03	475.84	-477.52	-3.91E-03	4.64E-03	-477.52	475.84
Pilar 2_3	2.30E-03	-7.70E-03	332.15	-331.97	-2.30E-03	7.71E-03	-331.97	332.15
Pilar 2_4	2.82E-04	-4.91E-03	178.73	-177.83	-2.73E-04	4.93E-03	-177.83	178.73
viga 13	-1.67E-02	1.21E-04	108.73	-121.20	1.66E-02	-3.12E-04	-191.77	189.16
viga 14	-1.60E-02	2.26E-04	105.83	-119.81	1.58E-02	-6.59E-04	-190.91	185.72
viga 15	-1.06E-02	3.91E-04	57.40	-72.04	1.04E-02	-8.92E-04	-143.56	136.88
viga 16	-5.43E-03	6.40E-06	11.40	-25.70	5.15E-03	-5.05E-04	-85.77	78.33
Pilar 3_1	1.45E-02	-1.47E-02	99.75	-101.75	-1.45E-02	1.41E-02	-101.75	99.75
Pilar 3_2	2.07E-02	-2.04E-02	139.26	-143.51	-2.01E-02	1.97E-02	-143.51	139.26
Pilar 3_3	1.81E-02	-1.79E-02	119.00	-123.78	-1.74E-02	1.72E-02	-123.78	119.00
Pilar 3_4	9.94E-03	-1.03E-02	67.37	-72.44	-9.20E-03	9.57E-03	-72.44	67.37
viga 21	-6.26E-04	3.16E-03	86.25	-96.27	2.69E-04	-3.91E-03	-134.02	124.00
viga 22	-6.48E-04	3.07E-03	104.21	-109.11	5.74E-04	-4.31E-03	-146.86	141.96
viga 23	-6.68E-04	1.89E-03	74.06	-76.11	8.07E-04	-3.45E-03	-113.86	111.81
viga 24	-1.11E-03	2.72E-04	10.18	-12.60	4.68E-04	-2.08E-03	-44.35	41.93
Pilar 4_1	1.45E-02	-1.09E-02	64.99	-66.11	-1.45E-02	1.05E-02	-66.11	64.99
Pilar 4_2	1.69E-02	-1.67E-02	84.77	-87.63	-1.65E-02	1.60E-02	-87.63	84.77
Pilar 4_3	1.44E-02	-1.54E-02	74.86	-78.82	-1.37E-02	1.45E-02	-78.82	74.86
Pilar 4_4	7.38E-03	-8.95E-03	40.52	-45.23	-6.56E-03	7.97E-03	-45.23	40.52

Tabela 4 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento ("q-approach") - rigidez elástica.

	NC zona sísmica 2 aceleração de base positiva				NC zona sísmica 2 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.03E-02	-8.53E-03	68.52	-63.87	-1.03E-02	9.91E-03	-63.87	68.52
Pilar 1_2	1.29E-02	-1.22E-02	93.55	-84.77	-1.43E-02	1.34E-02	-84.77	93.55
Pilar 1_3	1.05E-02	-1.05E-02	80.75	-72.19	-1.17E-02	1.18E-02	-72.19	80.75
Pilar 1_4	4.82E-03	-6.05E-03	48.34	-39.46	-6.10E-03	7.40E-03	-39.46	48.34
viga 5	-1.95E-03	1.21E-02	87.25	-71.39	5.72E-04	-1.21E-02	-150.17	159.47
viga 6	-2.80E-03	1.17E-02	87.56	-72.79	1.53E-03	-1.16E-02	-151.13	160.22
viga 7	-2.85E-03	7.87E-03	50.45	-36.15	1.51E-03	-7.81E-03	-114.24	123.36
viga 8	-1.65E-03	4.19E-03	10.12	4.42	2.10E-04	-4.09E-03	-61.54	71.16
Pilar 2_1	1.03E-02	-1.62E-03	474.16	-475.70	-1.03E-02	1.64E-03	-475.70	474.16
Pilar 2_2	2.82E-03	-3.31E-03	339.64	-341.32	-2.79E-03	3.31E-03	-341.32	339.64
Pilar 2_3	1.64E-03	-5.50E-03	237.27	-237.09	-1.64E-03	5.51E-03	-237.09	237.27
Pilar 2_4	2.02E-04	-3.51E-03	127.79	-126.89	-1.93E-04	3.52E-03	-126.89	127.79
viga 13	-1.19E-02	1.49E-04	65.80	-76.86	1.18E-02	-2.85E-04	-148.84	144.82
viga 14	-1.15E-02	9.96E-05	63.43	-76.16	1.13E-02	-5.31E-04	-148.52	142.07
viga 15	-7.63E-03	2.07E-04	28.69	-42.19	7.37E-03	-7.08E-04	-114.85	107.03
viga 16	-3.91E-03	7.96E-05	-2.49	-10.84	3.64E-03	-4.34E-04	-71.89	63.46
Pilar 3_1	1.04E-02	-1.06E-02	70.96	-72.96	-1.04E-02	9.99E-03	-72.96	70.96
Pilar 3_2	1.49E-02	-1.47E-02	98.86	-103.11	-1.43E-02	1.40E-02	-103.11	98.86
Pilar 3_3	1.30E-02	-1.29E-02	84.31	-89.09	-1.24E-02	1.22E-02	-89.09	84.31
Pilar 3_4	7.21E-03	-7.49E-03	47.39	-52.47	-6.47E-03	6.73E-03	-52.47	47.39
viga 21	-5.75E-04	2.15E-03	54.78	-64.80	3.19E-04	-2.90E-03	-102.55	-84.83
viga 22	-6.36E-04	2.02E-03	68.35	-73.24	5.84E-04	-3.26E-03	-110.99	106.10
viga 23	-6.88E-04	1.12E-03	47.21	-49.27	7.87E-04	-2.69E-03	-87.02	84.96
viga 24	-1.02E-03	6.36E-05	2.39	-4.81	5.60E-04	-1.74E-03	-36.56	34.14
Pilar 4_1	1.04E-02	-7.83E-03	46.26	-47.38	-1.04E-02	7.42E-03	-47.38	46.26
Pilar 4_2	1.21E-02	-1.20E-02	60.14	-63.00	-1.17E-02	1.13E-02	-63.00	60.14
Pilar 4_3	1.04E-02	-1.11E-02	52.91	-56.86	-9.67E-03	1.02E-02	-56.86	52.91
Pilar 4_4	5.39E-03	-6.53E-03	28.27	-32.98	-4.57E-03	5.55E-03	-32.98	28.27

Tabela 4 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - rigidez elástica.

	SD zona sísmica 1 aceleração de base positiva				SD zona sísmica 1 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	9.64E-03	-7.91E-03	64.11	-59.46	-9.64E-03	9.29E-03	-59.46	64.11
Pilar 1_2	1.20E-02	-1.13E-02	87.61	-78.83	-1.34E-02	1.26E-02	-78.83	87.61
Pilar 1_3	9.76E-03	-9.77E-03	75.65	-67.09	-1.10E-02	1.11E-02	-67.09	75.65
Pilar 1_4	4.46E-03	-5.60E-03	45.42	-36.54	-5.74E-03	6.95E-03	-36.54	45.42
viga 5	-1.86E-03	1.13E-02	79.34	-63.70	4.88E-04	-1.13E-02	-142.26	151.78
viga 6	-2.65E-03	1.09E-02	79.61	-65.02	1.39E-03	-1.09E-02	-143.17	152.46
viga 7	-2.71E-03	7.35E-03	44.96	-30.83	1.36E-03	-7.29E-03	-108.75	118.04
viga 8	-1.59E-03	3.91E-03	7.73	6.64	1.47E-04	-3.82E-03	-59.16	68.93
Pilar 2_1	9.61E-03	-1.51E-03	442.50	-444.04	-9.60E-03	1.53E-03	-444.04	442.50
Pilar 2_2	2.63E-03	-3.09E-03	316.95	-318.63	-2.60E-03	3.09E-03	-318.63	316.95
Pilar 2_3	1.53E-03	-5.13E-03	221.46	-221.28	-1.53E-03	5.14E-03	-221.28	221.46
Pilar 2_4	1.90E-04	-3.27E-03	119.31	-118.40	-1.82E-04	3.29E-03	-118.40	119.31
viga 13	-1.12E-02	1.53E-04	58.64	-69.47	1.10E-02	-2.81E-04	-141.68	137.43
viga 14	-1.07E-02	7.79E-05	56.37	-68.88	1.05E-02	-5.10E-04	-141.46	134.80
viga 15	-7.13E-03	1.76E-04	23.91	-37.22	6.87E-03	-6.77E-04	-110.07	102.06
viga 16	-3.66E-03	8.96E-05	-4.80	-8.36	3.39E-03	-4.22E-04	-69.58	60.99
Pilar 3_1	9.68E-03	-9.87E-03	66.17	-68.16	-9.67E-03	9.30E-03	-68.16	66.17
Pilar 3_2	1.39E-02	-1.37E-02	92.13	-96.38	-1.33E-02	1.31E-02	-96.38	92.13
Pilar 3_3	1.22E-02	-1.21E-02	78.53	-83.31	-1.15E-02	1.13E-02	-83.31	78.53
Pilar 3_4	6.75E-03	-7.01E-03	44.06	-49.14	-6.01E-03	6.26E-03	-49.14	44.06
viga 21	-5.66E-04	1.98E-03	49.53	-59.56	3.28E-04	-2.73E-03	-97.31	87.28
viga 22	-6.35E-04	1.84E-03	62.37	-67.27	5.85E-04	-3.08E-03	-105.02	100.12
viga 23	-6.92E-04	9.96E-04	42.74	-44.79	7.84E-04	-2.56E-03	-82.54	80.49
viga 24	-1.00E-03	1.19E-04	1.09	-3.51	-5.74E-04	-1.68E-03	-35.26	32.84
Pilar 4_1	9.69E-03	-7.33E-03	43.14	-44.26	-9.68E-03	6.91E-03	-44.26	43.14
Pilar 4_2	1.13E-02	-1.12E-02	56.04	-58.89	-1.09E-02	1.05E-02	-58.89	56.04
Pilar 4_3	9.68E-03	-1.04E-02	49.25	-53.21	-9.01E-03	9.54E-03	-53.21	49.25
Pilar 4_4	5.06E-03	-6.13E-03	26.23	-30.94	-4.23E-03	5.15E-03	-30.94	26.23

Tabela 4 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - rigidez elástica.

	SD zona sísmica 2 aceleração de base positiva				SD zona sísmica 2 aceleração de base negativa			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	6.89E-03	-5.46E-03	46.46	-41.80	-6.89E-03	6.83E-03	-41.80	46.46
Pilar 1_2	8.38E-03	-7.90E-03	63.83	-55.05	-9.74E-03	9.15E-03	-55.05	63.83
Pilar 1_3	6.79E-03	-6.79E-03	55.26	-46.70	-8.04E-03	8.08E-03	-46.70	55.26
Pilar 1_4	3.00E-03	-3.81E-03	33.71	-24.83	-4.28E-03	5.16E-03	-24.83	33.71
viga 5	-1.53E-03	8.03E-03	47.68	-32.92	1.51E-04	-8.05E-03	-110.60	120.99
viga 6	-2.08E-03	7.78E-03	47.78	-33.95	8.11E-04	-7.76E-03	-111.35	121.39
viga 7	-2.13E-03	5.26E-03	23.00	-9.56	7.80E-04	-5.19E-03	-86.79	96.77
viga 8	-1.34E-03	2.81E-03	-1.83	15.54	1.01E-04	-2.71E-03	-49.60	60.03
Pilar 2_1	6.87E-03	-1.07E-03	315.86	-317.39	-6.86E-03	1.10E-03	-317.39	315.86
Pilar 2_2	1.89E-03	-2.21E-03	226.15	-227.83	-1.85E-03	2.21E-03	-227.83	226.15
Pilar 2_3	1.10E-03	-3.67E-03	158.21	-158.03	-1.09E-03	3.68E-03	-158.03	158.21
Pilar 2_4	1.36E-04	-2.33E-03	85.35	-84.44	-1.26E-04	2.35E-03	-84.44	85.35
viga 13	-7.98E-03	1.72E-04	30.03	-39.92	7.88E-03	-2.62E-04	-113.07	107.88
viga 14	-7.69E-03	6.80E-06	28.11	-39.79	7.47E-03	-4.26E-04	-113.20	105.70
viga 15	-5.13E-03	5.52E-05	4.77	-17.32	4.87E-03	-5.56E-04	-90.93	82.16
viga 16	-2.66E-03	1.38E-04	-14.05	1.54	2.38E-03	-3.76E-04	-60.32	51.08
Pilar 3_1	6.91E-03	-7.13E-03	46.98	-48.97	-6.90E-03	6.56E-03	-48.97	46.98
Pilar 3_2	1.00E-02	-9.88E-03	65.20	-69.45	-9.45E-03	9.23E-03	-69.45	65.20
Pilar 3_3	8.79E-03	-8.73E-03	55.41	-60.19	-8.12E-03	7.98E-03	-60.19	55.41
Pilar 3_4	4.93E-03	-5.12E-03	30.75	-35.83	-4.19E-03	4.36E-03	-35.83	30.75
viga 21	-5.33E-04	1.31E-03	28.56	-38.58	3.61E-04	-2.06E-03	-76.33	-91.09
viga 22	-6.29E-04	1.14E-03	38.46	-43.36	5.92E-04	-2.38E-03	-81.11	76.21
viga 23	-7.04E-04	4.88E-04	24.84	-26.89	7.72E-04	-2.05E-03	-64.64	62.59
viga 24	-9.41E-04	3.43E-04	-4.10	1.68	-6.36E-04	-1.46E-03	-30.07	27.65
Pilar 4_1	6.92E-03	-5.29E-03	30.65	-31.77	-6.91E-03	4.87E-03	-31.77	30.65
Pilar 4_2	8.17E-03	-8.11E-03	39.62	-42.47	-7.75E-03	7.44E-03	-42.47	39.62
Pilar 4_3	7.02E-03	-7.53E-03	34.61	-38.57	-6.33E-03	6.69E-03	-38.57	34.61
Pilar 4_4	3.73E-03	-4.52E-03	18.06	-22.77	-2.91E-03	3.54E-03	-22.77	18.06

Tabela 4 – (continuação) Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise linear por espectro de resposta utilizando um espectro envolvendo o coeficiente de comportamento (“q-approach”) - rigidez elástica.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 1_1	extremidade esq zona 1	1.85E-02	-2.18E-02	29.86	412.34	3.34	421.08
	extremidade esq zona 2	1.16E-02	-1.30E-02	29.19	410.76	3.34	421.58
	extremidade dir zona 1	1.63E-02	-2.01E-02	29.86	412.34	3.34	421.08
	extremidade dir zona 2	1.03E-02	-1.36E-02	29.19	410.76	3.34	421.58
Pilar 1_2	extremidade esq zona 1	2.39E-02	-2.00E-02	26.32	299.88	2.46	307.54
	extremidade esq zona 2	1.65E-02	-1.29E-02	25.48	298.31	2.46	308.20
	extremidade dir zona 1	2.43E-02	-2.87E-02	26.32	299.88	2.46	307.54
	extremidade dir zona 2	1.61E-02	-1.99E-02	25.48	298.31	2.46	308.20
Pilar 1_3	extremidade esq zona 1	3.29E-02	-2.92E-02	22.34	190.37	1.58	195.26
	extremidade esq zona 2	2.37E-02	-2.03E-02	21.43	187.62	1.58	195.84
	extremidade dir zona 1	2.87E-02	-3.19E-02	22.34	190.37	1.58	195.26
	extremidade dir zona 2	1.92E-02	-2.18E-02	21.43	187.62	1.58	195.84
Pilar 1_4	extremidade esq zona 1	1.39E-02	-1.15E-02	15.43	82.91	0.70	86.28
	extremidade esq zona 2	1.03E-02	-8.10E-03	15.24	83.25	0.70	86.17
	extremidade dir zona 1	8.70E-03	-8.66E-03	15.43	82.91	0.70	86.28
	extremidade dir zona 2	5.85E-03	-6.14E-03	15.24	83.25	0.70	86.17
Viga 5	extremidade esq zona 1	3.00E-02	-2.78E-02	57.76	-5.42	-31.94	29.25
	extremidade esq zona 2	1.83E-02	-1.66E-02	57.36	-4.61	-27.84	23.99
	extremidade dir zona 1	1.74E-02	-2.42E-02	74.60	-7.30	-31.94	29.25
	extremidade dir zona 2	1.19E-02	-1.49E-02	74.25	-5.27	-27.84	23.99
Viga 6	extremidade esq zona 1	3.30E-02	-3.10E-02	55.47	-4.52	-17.52	24.89
	extremidade esq zona 2	2.12E-02	-1.94E-02	55.34	-2.77	-14.84	20.72
	extremidade dir zona 1	1.94E-02	-2.68E-02	74.75	13.75	-17.52	24.89
	extremidade dir zona 2	1.34E-02	-1.65E-02	74.39	13.41	-14.84	20.72
Viga 7	extremidade esq zona 1	1.56E-02	-1.40E-02	52.83	-7.38	-10.92	9.52
	extremidade esq zona 2	1.13E-02	-1.00E-02	52.43	-6.27	-10.79	8.40
	extremidade dir zona 1	6.88E-03	-9.06E-03	74.20	2.42	-10.92	9.52
	extremidade dir zona 2	5.17E-03	-6.39E-03	73.67	2.69	-10.79	8.40
Viga 8	extremidade esq zona 1	1.15E-03	-1.12E-03	39.47	-3.15	-6.29	11.05
	extremidade esq zona 2	1.01E-03	-1.00E-03	39.33	-2.53	-5.27	10.56
	extremidade dir zona 1	1.24E-03	-1.31E-03	51.90	9.48	-6.29	11.05
	extremidade dir zona 2	1.17E-03	-1.25E-03	51.41	9.13	-5.27	10.56

Tabela 5 –Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite NC, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 2_1	extremidade esq zona 1	1.96E-02	-2.19E-02	172.93	684.42	6.75	710.47
	extremidade esq zona 2	1.23E-02	-1.32E-02	161.76	683.48	6.75	709.70
	extremidade dir zona 1	2.14E-03	-2.40E-03	172.93	684.42	6.75	710.47
	extremidade dir zona 2	1.65E-03	-1.75E-03	161.76	683.48	6.75	709.70
Pilar 2_2	extremidade esq zona 1	3.60E-03	-4.09E-03	140.53	515.34	5.01	527.82
	extremidade esq zona 2	2.73E-03	-2.78E-03	129.07	514.07	5.01	526.24
	extremidade dir zona 1	2.06E-03	-1.85E-03	140.53	515.34	5.01	527.82
	extremidade dir zona 2	1.64E-03	-1.62E-03	129.07	514.07	5.01	526.24
Pilar 2_3	extremidade esq zona 1	1.30E-02	-1.27E-02	93.52	335.95	3.27	341.61
	extremidade esq zona 2	8.67E-03	-8.27E-03	92.34	335.00	3.27	340.29
	extremidade dir zona 1	2.43E-02	-2.31E-02	93.52	335.95	3.27	341.61
	extremidade dir zona 2	1.52E-02	-1.53E-02	92.34	335.00	3.27	340.29
Pilar 2_4	extremidade esq zona 1	1.37E-03	-1.57E-03	64.68	150.75	1.51	154.04
	extremidade esq zona 2	1.01E-03	-1.16E-03	61.96	150.34	1.51	153.24
	extremidade dir zona 1	8.28E-03	-7.54E-03	64.68	150.75	1.51	154.04
	extremidade dir zona 2	5.42E-03	-5.09E-03	61.96	150.34	1.51	153.24
Viga 13	extremidade esq zona 1	2.35E-02	-2.25E-02	74.70	5.62	-60.40	60.53
	extremidade esq zona 2	1.41E-02	-1.44E-02	74.47	2.80	-48.42	50.22
	extremidade dir zona 1	2.87E-03	-2.51E-03	55.72	-14.68	-60.40	60.53
	extremidade dir zona 2	2.82E-03	-2.54E-03	55.09	-13.81	-48.42	50.22
Viga 14	extremidade esq zona 1	2.60E-02	-2.53E-02	74.58	9.81	-39.48	38.30
	extremidade esq zona 2	1.54E-02	-1.58E-02	74.10	5.53	-30.43	31.70
	extremidade dir zona 1	1.66E-03	-1.59E-03	53.18	-11.52	-39.48	38.30
	extremidade dir zona 2	1.14E-03	-9.83E-04	52.58	-2.91	-30.43	31.70
Viga 15	extremidade esq zona 1	8.61E-03	-8.59E-03	72.98	13.33	-22.74	21.17
	extremidade esq zona 2	6.18E-03	-6.18E-03	72.52	12.18	-20.48	19.23
	extremidade dir zona 1	3.65E-04	-4.08E-04	51.33	-12.78	-22.74	21.17
	extremidade dir zona 2	3.03E-04	-3.43E-04	50.95	-11.77	-20.48	19.23
Viga 16	extremidade esq zona 1	1.30E-03	-1.18E-03	50.94	10.62	-12.97	15.64
	extremidade esq zona 2	1.24E-03	-1.11E-03	50.40	10.79	-11.38	14.52
	extremidade dir zona 1	2.22E-04	-2.60E-04	42.24	-4.65	-12.97	15.64
	extremidade dir zona 2	2.25E-04	-2.46E-04	42.14	-3.64	-11.38	14.52

Tabela 5 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite NC, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 3_1	extremidade esq zona 1	1.84E-02	-2.17E-02	40.41	461.30	4.84	532.21
	extremidade esq zona 2	1.15E-02	-1.30E-02	39.15	470.52	4.84	524.51
	extremidade dir zona 1	2.16E-02	-1.79E-02	40.41	461.30	4.84	532.21
	extremidade dir zona 2	1.23E-02	-1.01E-02	39.15	470.52	4.84	524.51
Pilar 3_2	extremidade esq zona 1	2.33E-02	-2.66E-02	35.60	347.81	3.54	393.57
	extremidade esq zona 2	1.34E-02	-1.53E-02	34.11	349.94	3.54	390.25
	extremidade dir zona 1	2.72E-02	-2.38E-02	35.60	347.81	3.54	393.57
	extremidade dir zona 2	1.62E-02	-1.48E-02	34.11	349.94	3.54	390.25
Pilar 3_3	extremidade esq zona 1	3.07E-02	-3.28E-02	26.44	232.16	2.28	261.45
	extremidade esq zona 2	2.07E-02	-2.14E-02	25.26	231.42	2.28	258.87
	extremidade dir zona 1	3.25E-02	-3.08E-02	26.44	232.16	2.28	261.45
	extremidade dir zona 2	2.15E-02	-2.11E-02	25.26	231.42	2.28	258.87
Pilar 3_4	extremidade esq zona 1	8.65E-03	-9.55E-03	17.39	109.76	1.03	118.87
	extremidade esq zona 2	6.02E-03	-6.69E-03	17.14	107.43	1.03	118.66
	extremidade dir zona 1	9.44E-03	-8.41E-03	17.39	109.76	1.03	118.87
	extremidade dir zona 2	6.66E-03	-5.82E-03	17.14	107.43	1.03	118.66
Viga 21	extremidade esq zona 1	2.55E-03	-3.04E-03	59.11	-1.00	-13.53	12.78
	extremidade esq zona 2	2.39E-03	-2.98E-03	58.57	-1.20	-10.71	10.73
	extremidade dir zona 1	1.81E-02	-1.64E-02	55.86	1.03	-13.53	12.78
	extremidade dir zona 2	1.18E-02	-9.97E-03	55.81	-1.34	-10.71	10.73
Viga 22	extremidade esq zona 1	1.55E-03	-1.96E-03	51.83	5.61	-9.37	10.15
	extremidade esq zona 2	1.01E-03	-1.42E-03	51.70	5.14	-6.69	8.81
	extremidade dir zona 1	2.04E-02	-1.80E-02	51.95	-0.77	-9.37	10.15
	extremidade dir zona 2	1.44E-02	-1.23E-02	50.97	-0.03	-6.69	8.81
Viga 23	extremidade esq zona 1	5.35E-04	-6.86E-04	45.29	-0.41	-6.97	6.01
	extremidade esq zona 2	4.81E-04	-6.22E-04	44.38	-0.93	-6.69	5.22
	extremidade dir zona 1	8.53E-03	-6.65E-03	42.81	-1.15	-6.97	6.01
	extremidade dir zona 2	5.95E-03	-4.35E-03	41.56	-2.35	-6.69	5.22
Viga 24	extremidade esq zona 1	0.00E+00	-6.39E-04	27.76	-1.11	-2.25	5.45
	extremidade esq zona 2	0.00E+00	-6.21E-04	27.47	-0.74	-1.45	5.25
	extremidade dir zona 1	8.84E-04	-6.68E-04	20.42	3.57	-2.25	5.45
	extremidade dir zona 2	8.74E-04	-6.56E-04	19.94	3.90	-1.45	5.25

Tabela 5 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite NC, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 4_1	extremidade esq zona 1	1.86E-02	-2.18E-02	23.08	313.51	2.13	318.61
	extremidade esq zona 2	1.17E-02	-1.30E-02	22.44	304.78	2.13	317.23
	extremidade dir zona 1	1.24E-02	-9.08E-03	23.08	313.51	2.13	318.61
	extremidade dir zona 2	8.00E-03	-5.09E-03	22.44	304.78	2.13	317.23
Pilar 4_2	extremidade esq zona 1	1.33E-02	-1.69E-02	20.89	218.24	1.59	223.28
	extremidade esq zona 2	7.47E-03	-1.07E-02	20.10	213.78	1.59	220.66
	extremidade dir zona 1	2.60E-02	-2.16E-02	20.89	218.24	1.59	223.28
	extremidade dir zona 2	1.60E-02	-1.22E-02	20.10	213.78	1.59	220.66
Pilar 4_3	extremidade esq zona 1	2.72E-02	-3.12E-02	18.76	128.47	1.02	131.28
	extremidade esq zona 2	1.65E-02	-2.00E-02	17.74	121.86	1.02	129.81
	extremidade dir zona 1	3.11E-02	-2.74E-02	18.76	128.47	1.02	131.28
	extremidade dir zona 2	1.97E-02	-1.77E-02	17.74	121.86	1.02	129.81
Pilar 4_4	extremidade esq zona 1	6.64E-03	-9.13E-03	13.63	48.36	0.43	48.95
	extremidade esq zona 2	3.79E-03	-5.97E-03	13.40	47.80	0.43	48.47
	extremidade dir zona 1	9.19E-03	-8.02E-03	13.63	48.36	0.43	48.95
	extremidade dir zona 2	6.44E-03	-5.45E-03	13.40	47.80	0.43	48.47

Tabela 5 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite NC, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 1_1	extremidade esq zona 1	1.25E-02	-1.35E-02	29.32	412.96	3.34	421.57
	extremidade esq zona 2	5.89E-03	-6.66E-03	28.56	402.86	3.34	419.74
	extremidade dir zona 1	1.08E-02	-1.41E-02	29.32	412.96	3.34	421.57
	extremidade dir zona 2	3.88E-03	-6.39E-03	28.56	402.86	3.34	419.74
Pilar 1_2	extremidade esq zona 1	1.70E-02	-1.34E-02	25.59	298.60	2.46	307.90
	extremidade esq zona 2	8.69E-03	-5.46E-03	24.67	299.81	2.46	307.67
	extremidade dir zona 1	1.69E-02	-2.07E-02	25.59	298.60	2.46	307.90
	extremidade dir zona 2	7.87E-03	-1.10E-02	24.67	299.81	2.46	307.67
Pilar 1_3	extremidade esq zona 1	2.43E-02	-2.09E-02	21.48	189.04	1.58	195.02
	extremidade esq zona 2	1.36E-02	-1.06E-02	20.56	190.89	1.58	194.96
	extremidade dir zona 1	1.89E-02	-2.18E-02	21.48	189.04	1.58	195.02
	extremidade dir zona 2	9.96E-03	-1.30E-02	20.56	190.89	1.58	194.96
Pilar 1_4	extremidade esq zona 1	9.42E-03	-7.30E-03	15.17	83.77	0.70	85.99
	extremidade esq zona 2	6.81E-03	-4.89E-03	15.06	83.32	0.70	85.88
	extremidade dir zona 1	5.39E-03	-5.64E-03	15.17	83.77	0.70	85.99
	extremidade dir zona 2	4.19E-03	-4.53E-03	15.06	83.32	0.70	85.88
Viga 5	extremidade esq zona 1	1.92E-02	-1.71E-02	57.46	-4.41	-26.09	22.72
	extremidade esq zona 2	8.96E-03	-7.73E-03	57.01	-2.90	-20.55	17.95
	extremidade dir zona 1	1.32E-02	-1.56E-02	74.27	-3.37	-26.09	22.72
	extremidade dir zona 2	6.78E-03	-8.21E-03	74.11	-3.65	-20.55	17.95
Viga 6	extremidade esq zona 1	2.22E-02	-1.99E-02	55.42	-2.67	-13.95	20.34
	extremidade esq zona 2	1.20E-02	-1.06E-02	54.87	-3.63	-11.59	18.26
	extremidade dir zona 1	1.44E-02	-1.70E-02	74.43	12.18	-13.95	20.34
	extremidade dir zona 2	8.13E-03	-9.51E-03	74.22	11.70	-11.59	18.26
Viga 7	extremidade esq zona 1	1.11E-02	-9.67E-03	52.45	-6.93	-10.40	8.17
	extremidade esq zona 2	7.75E-03	-6.62E-03	52.08	-6.30	-9.85	8.24
	extremidade dir zona 1	4.71E-03	-5.98E-03	73.13	3.15	-10.40	8.17
	extremidade dir zona 2	3.82E-03	-4.60E-03	72.76	2.83	-9.85	8.24
Viga 8	extremidade esq zona 1	9.77E-04	-9.63E-04	39.24	-2.83	-4.92	10.64
	extremidade esq zona 2	9.11E-04	-9.16E-04	39.10	-2.92	-4.73	9.89
	extremidade dir zona 1	1.14E-03	-1.23E-03	51.22	9.10	-4.92	10.64
	extremidade dir zona 2	1.13E-03	-1.22E-03	51.05	8.42	-4.73	9.89

Tabela 6 –Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite SD, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 2_1	extremidade esq zona 1	1.32E-02	-1.38E-02	159.47	687.10	6.75	708.60
	extremidade esq zona 2	6.33E-03	-6.78E-03	149.62	683.48	6.75	707.13
	extremidade dir zona 1	1.74E-03	-1.78E-03	159.47	687.10	6.75	708.60
	extremidade dir zona 2	1.25E-03	-1.34E-03	149.62	683.48	6.75	707.13
Pilar 2_2	extremidade esq zona 1	2.83E-03	-2.78E-03	125.81	514.89	5.01	525.16
	extremidade esq zona 2	1.95E-03	-1.86E-03	117.85	514.65	5.01	524.24
	extremidade dir zona 1	1.55E-03	-1.59E-03	125.81	514.89	5.01	525.16
	extremidade dir zona 2	1.22E-03	-1.08E-03	117.85	514.65	5.01	524.24
Pilar 2_3	extremidade esq zona 1	8.32E-03	-8.11E-03	92.31	333.96	3.27	339.51
	extremidade esq zona 2	4.31E-03	-4.42E-03	90.95	333.45	3.27	338.48
	extremidade dir zona 1	1.58E-02	-1.62E-02	92.31	333.96	3.27	339.51
	extremidade dir zona 2	8.08E-03	-7.87E-03	90.95	333.45	3.27	338.48
Pilar 2_4	extremidade esq zona 1	8.29E-04	-1.06E-03	60.98	149.92	1.51	152.99
	extremidade esq zona 2	7.85E-04	-8.24E-04	58.81	149.98	1.51	152.92
	extremidade dir zona 1	5.04E-03	-4.62E-03	60.98	149.92	1.51	152.99
	extremidade dir zona 2	3.83E-03	-3.22E-03	58.81	149.98	1.51	152.92
Viga 13	extremidade esq zona 1	1.46E-02	-1.52E-02	74.58	1.43	-46.27	47.78
	extremidade esq zona 2	7.70E-03	-7.86E-03	74.36	3.19	-36.14	37.16
	extremidade dir zona 1	3.21E-03	-2.58E-03	55.01	-16.27	-46.27	47.78
	extremidade dir zona 2	2.45E-03	-2.01E-03	54.66	-3.02	-36.14	37.16
Viga 14	extremidade esq zona 1	1.62E-02	-1.68E-02	74.24	6.28	-28.63	31.23
	extremidade esq zona 2	9.00E-03	-9.06E-03	73.97	6.15	-24.51	26.39
	extremidade dir zona 1	1.04E-03	-9.43E-04	52.64	-6.08	-28.63	31.23
	extremidade dir zona 2	9.67E-04	-8.44E-04	52.19	-3.55	-24.51	26.39
Viga 15	extremidade esq zona 1	5.91E-03	-5.70E-03	72.50	11.34	-20.17	17.47
	extremidade esq zona 2	4.59E-03	-4.22E-03	71.48	9.32	-18.60	15.30
	extremidade dir zona 1	2.80E-04	-3.31E-04	50.86	-11.65	-20.17	17.47
	extremidade dir zona 2	2.28E-04	-2.36E-04	50.83	-12.49	-18.60	15.30
Viga 16	extremidade esq zona 1	1.22E-03	-1.08E-03	50.11	9.82	-10.71	13.99
	extremidade esq zona 2	1.20E-03	-1.07E-03	49.90	10.30	-9.77	13.53
	extremidade dir zona 1	2.21E-04	-2.41E-04	42.15	-3.98	-10.71	13.99
	extremidade dir zona 2	2.21E-04	-2.39E-04	42.13	-4.09	-9.77	13.53

Tabela 6 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite SD, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 3_1	extremidade esq zona 1	1.24E-02	-1.35E-02	39.24	468.32	4.84	521.18
	extremidade esq zona 2	5.86E-03	-6.64E-03	38.28	470.10	4.84	514.72
	extremidade dir zona 1	1.30E-02	-1.05E-02	39.24	468.32	4.84	521.18
	extremidade dir zona 2	5.66E-03	-4.02E-03	38.28	470.10	4.84	514.72
Pilar 3_2	extremidade esq zona 1	1.39E-02	-1.61E-02	34.18	351.53	3.54	387.58
	extremidade esq zona 2	6.47E-03	-8.10E-03	33.10	349.11	3.54	384.70
	extremidade dir zona 1	1.65E-02	-1.58E-02	34.18	351.53	3.54	387.58
	extremidade dir zona 2	8.92E-03	-7.78E-03	33.10	349.11	3.54	384.70
Pilar 3_3	extremidade esq zona 1	2.11E-02	-2.11E-02	25.31	228.18	2.28	256.80
	extremidade esq zona 2	1.12E-02	-1.20E-02	24.25	230.54	2.28	254.41
	extremidade dir zona 1	2.13E-02	-2.14E-02	25.31	228.18	2.28	256.80
	extremidade dir zona 2	1.23E-02	-1.17E-02	24.25	230.54	2.28	254.41
Pilar 3_4	extremidade esq zona 1	5.44E-03	-6.30E-03	17.09	108.89	1.03	118.51
	extremidade esq zona 2	4.11E-03	-5.08E-03	16.97	110.63	1.03	117.71
	extremidade dir zona 1	6.25E-03	-5.35E-03	17.09	108.89	1.03	118.51
	extremidade dir zona 2	5.10E-03	-3.97E-03	16.97	110.63	1.03	117.71
Viga 21	extremidade esq zona 1	2.57E-03	-3.37E-03	58.62	-1.42	-10.27	10.41
	extremidade esq zona 2	2.01E-03	-2.60E-03	56.30	-1.58	-8.46	8.44
	extremidade dir zona 1	1.28E-02	-1.10E-02	56.86	-0.72	-10.27	10.41
	extremidade dir zona 2	6.14E-03	-4.99E-03	53.69	1.03	-8.46	8.44
Viga 22	extremidade esq zona 1	9.42E-04	-1.26E-03	51.59	5.63	-6.10	8.32
	extremidade esq zona 2	9.09E-04	-1.24E-03	50.77	5.40	-4.98	7.71
	extremidade dir zona 1	1.53E-02	-1.31E-02	50.92	-0.19	-6.10	8.32
	extremidade dir zona 2	8.62E-03	-6.87E-03	50.02	-0.08	-4.98	7.71
Viga 23	extremidade esq zona 1	5.07E-04	-6.40E-04	44.26	-1.25	-6.32	4.87
	extremidade esq zona 2	4.07E-04	-5.62E-04	43.77	-0.89	-5.17	3.91
	extremidade dir zona 1	5.44E-03	-3.88E-03	41.74	-2.42	-6.32	4.87
	extremidade dir zona 2	4.05E-03	-2.76E-03	40.15	-2.71	-5.17	3.91
Viga 24	extremidade esq zona 1	0.00E+00	-6.14E-04	27.45	-0.69	-1.27	5.27
	extremidade esq zona 2	0.00E+00	-6.03E-04	27.25	-0.59	-1.24	5.12
	extremidade dir zona 1	8.69E-04	-6.52E-04	19.69	4.12	-1.27	5.27
	extremidade dir zona 2	8.46E-04	-6.17E-04	19.54	3.98	-1.24	5.12

Tabela 6 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite SD, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 4_1	extremidade esq zona 1	1.27E-02	-1.35E-02	22.51	306.87	2.13	318.53
	extremidade esq zona 2	5.91E-03	-6.66E-03	22.00	293.46	2.13	312.84
	extremidade dir zona 1	8.61E-03	-5.14E-03	22.51	306.87	2.13	318.53
	extremidade dir zona 2	4.58E-03	-2.26E-03	22.00	293.46	2.13	312.84
Pilar 4_2	extremidade esq zona 1	7.60E-03	-1.15E-02	20.22	215.28	1.59	221.00
	extremidade esq zona 2	3.94E-03	-6.83E-03	19.59	210.41	1.59	218.83
	extremidade dir zona 1	1.77E-02	-1.27E-02	20.22	215.28	1.59	221.00
	extremidade dir zona 2	8.88E-03	-5.62E-03	19.59	210.41	1.59	218.83
Pilar 4_3	extremidade esq zona 1	1.66E-02	-2.16E-02	17.83	128.50	1.02	129.82
	extremidade esq zona 2	8.42E-03	-1.14E-02	16.99	114.87	1.02	128.52
	extremidade dir zona 1	1.97E-02	-1.78E-02	17.83	128.50	1.02	129.82
	extremidade dir zona 2	1.06E-02	-8.86E-03	16.99	114.87	1.02	128.52
Pilar 4_4	extremidade esq zona 1	3.47E-03	-5.54E-03	13.36	47.66	0.43	48.31
	extremidade esq zona 2	2.10E-03	-4.08E-03	13.29	47.71	0.43	48.14
	extremidade dir zona 1	6.02E-03	-4.96E-03	13.36	47.66	0.43	48.31
	extremidade dir zona 2	4.87E-03	-3.63E-03	13.29	47.71	0.43	48.14

Tabela 6 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite SD, rigidez trilinear.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 1_1	extremidade esq zona 1	8.10E-03	-8.42E-03	19.84	376.04	3.42	386.59
	extremidade esq zona 2	6.48E-03	-6.88E-03	18.82	373.88	3.42	385.55
	extremidade dir zona 1	4.88E-03	-1.09E-02	19.84	376.04	3.42	386.59
	extremidade dir zona 2	2.89E-03	-8.65E-03	18.82	373.88	3.42	385.55
Pilar 1_2	extremidade esq zona 1	1.33E-02	-5.37E-03	17.28	274.12	2.52	284.40
	extremidade esq zona 2	1.08E-02	-3.24E-03	17.00	275.49	2.52	282.32
	extremidade dir zona 1	8.71E-03	-1.67E-02	17.28	274.12	2.52	284.40
	extremidade dir zona 2	6.15E-03	-1.36E-02	17.00	275.49	2.52	282.32
Pilar 1_3	extremidade esq zona 1	1.83E-02	-1.05E-02	14.33	175.24	1.62	181.45
	extremidade esq zona 2	1.45E-02	-7.25E-03	14.02	176.09	1.62	179.70
	extremidade dir zona 1	1.21E-02	-2.05E-02	14.33	175.24	1.62	181.45
	extremidade dir zona 2	8.37E-03	-1.60E-02	14.02	176.09	1.62	179.70
Pilar 1_4	extremidade esq zona 1	1.89E-02	-1.24E-02	10.56	77.27	0.71	78.94
	extremidade esq zona 2	1.44E-02	-8.04E-03	10.38	76.45	0.71	78.27
	extremidade dir zona 1	9.20E-03	-1.66E-02	10.56	77.27	0.71	78.94
	extremidade dir zona 2	6.57E-03	-1.35E-02	10.38	76.45	0.71	78.27
Viga 5	extremidade esq zona 1	1.17E-02	-9.83E-03	49.81	-0.87	-10.04	8.21
	extremidade esq zona 2	8.64E-03	-7.12E-03	48.81	-2.03	-8.83	6.09
	extremidade dir zona 1	9.08E-03	-9.75E-03	59.80	-1.89	-10.04	8.21
	extremidade dir zona 2	7.34E-03	-7.78E-03	58.38	0.62	-8.83	6.09
Viga 6	extremidade esq zona 1	1.55E-02	-1.35E-02	47.89	-0.86	-5.47	9.14
	extremidade esq zona 2	1.15E-02	-9.69E-03	47.36	0.47	-3.89	8.07
	extremidade dir zona 1	8.87E-03	-1.03E-02	60.02	6.12	-5.47	9.14
	extremidade dir zona 2	7.06E-03	-8.22E-03	58.54	5.42	-3.89	8.07
Viga 7	extremidade esq zona 1	1.65E-02	-1.45E-02	44.88	-0.84	-3.38	5.80
	extremidade esq zona 2	1.17E-02	-1.02E-02	44.02	-1.45	-3.22	5.42
	extremidade dir zona 1	4.28E-03	-7.60E-03	57.52	3.13	-3.38	5.80
	extremidade dir zona 2	3.60E-03	-6.99E-03	56.80	2.91	-3.22	5.42
Viga 8	extremidade esq zona 1	7.55E-03	-7.29E-03	31.77	-0.14	-1.83	7.36
	extremidade esq zona 2	7.13E-03	-6.95E-03	31.53	0.40	-0.93	7.38
	extremidade dir zona 1	0.00E+00	-4.30E-03	44.85	5.36	-1.83	7.36
	extremidade dir zona 2	0.00E+00	-3.96E-03	44.43	5.65	-0.93	7.38

Tabela 7 – Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite DL, rigidez regulamentar.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 2_1	extremidade esq zona 1	8.09E-03	-8.43E-03	67.80	667.58	6.55	678.59
	extremidade esq zona 2	6.47E-03	-6.88E-03	65.30	667.80	6.55	674.89
	extremidade dir zona 1	1.73E-03	-1.67E-03	67.80	667.58	6.55	678.59
	extremidade dir zona 2	1.55E-03	-1.56E-03	65.30	667.80	6.55	674.89
Pilar 2_2	extremidade esq zona 1	2.33E-03	-2.53E-03	59.70	500.07	4.85	506.20
	extremidade esq zona 2	2.02E-03	-2.05E-03	51.82	497.81	4.85	503.04
	extremidade dir zona 1	2.21E-03	-2.15E-03	59.70	500.07	4.85	506.20
	extremidade dir zona 2	1.98E-03	-1.82E-03	51.82	497.81	4.85	503.04
Pilar 2_3	extremidade esq zona 1	5.81E-03	-6.43E-03	41.58	325.19	3.16	331.28
	extremidade esq zona 2	3.54E-03	-4.21E-03	40.78	324.22	3.16	329.61
	extremidade dir zona 1	9.05E-03	-7.06E-03	41.58	325.19	3.16	331.28
	extremidade dir zona 2	5.55E-03	-3.99E-03	40.78	324.22	3.16	329.61
Pilar 2_4	extremidade esq zona 1	5.04E-03	-4.56E-03	29.33	150.93	1.47	154.19
	extremidade esq zona 2	2.55E-03	-2.87E-03	28.72	150.34	1.47	153.62
	extremidade dir zona 1	7.43E-03	-7.21E-03	29.33	150.93	1.47	154.19
	extremidade dir zona 2	5.41E-03	-4.43E-03	28.72	150.34	1.47	153.62
Viga 13	extremidade esq zona 1	9.42E-03	-9.14E-03	58.97	2.37	-18.21	16.35
	extremidade esq zona 2	7.66E-03	-7.39E-03	56.31	5.54	-17.09	12.38
	extremidade dir zona 1	3.23E-03	-2.73E-03	51.02	-3.53	-18.21	16.35
	extremidade dir zona 2	2.61E-03	-2.37E-03	49.99	-8.06	-17.09	12.38
Viga 14	extremidade esq zona 1	9.97E-03	-9.19E-03	58.72	5.74	-7.76	11.44
	extremidade esq zona 2	7.94E-03	-7.69E-03	57.13	4.06	-6.14	9.18
	extremidade dir zona 1	2.84E-03	-2.63E-03	49.91	-1.38	-7.76	11.44
	extremidade dir zona 2	2.74E-03	-2.48E-03	49.25	0.43	-6.14	9.18
Viga 15	extremidade esq zona 1	6.39E-03	-7.85E-03	55.79	2.56	-6.03	7.84
	extremidade esq zona 2	3.47E-03	-6.94E-03	54.69	2.88	-4.96	6.61
	extremidade dir zona 1	2.35E-03	-2.65E-03	47.02	-0.47	-6.03	7.84
	extremidade dir zona 2	2.36E-03	-2.54E-03	46.22	-0.95	-4.96	6.61
Viga 16	extremidade esq zona 1	0.00E+00	-4.62E-03	42.82	4.43	-2.59	6.86
	extremidade esq zona 2	0.00E+00	-4.25E-03	42.38	4.75	-2.03	6.77
	extremidade dir zona 1	0.00E+00	-2.34E-03	34.67	-0.49	-2.59	6.86
	extremidade dir zona 2	0.00E+00	-2.31E-03	34.53	-0.67	-2.03	6.77

Tabela 7 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite DL, rigidez regulamentar.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 3_1	extremidade esq zona 1	8.12E-03	-8.46E-03	25.99	493.43	5.04	510.92
	extremidade esq zona 2	6.51E-03	-6.93E-03	22.47	493.65	5.04	510.39
	extremidade dir zona 1	8.54E-03	-4.96E-03	25.99	493.43	5.04	510.92
	extremidade dir zona 2	7.29E-03	-4.00E-03	22.47	493.65	5.04	510.39
Pilar 3_2	extremidade esq zona 1	7.26E-03	-1.13E-02	23.30	366.94	3.71	377.88
	extremidade esq zona 2	6.02E-03	-9.29E-03	22.89	367.22	3.71	376.15
	extremidade dir zona 1	1.25E-02	-7.78E-03	23.30	366.94	3.71	377.88
	extremidade dir zona 2	1.02E-02	-6.01E-03	22.89	367.22	3.71	376.15
Pilar 3_3	extremidade esq zona 1	1.07E-02	-1.57E-02	16.77	239.43	2.40	245.72
	extremidade esq zona 2	7.36E-03	-1.19E-02	16.41	239.28	2.40	244.17
	extremidade dir zona 1	1.62E-02	-1.12E-02	16.77	239.43	2.40	245.72
	extremidade dir zona 2	1.26E-02	-7.76E-03	16.41	239.28	2.40	244.17
Pilar 3_4	extremidade esq zona 1	9.37E-03	-1.17E-02	11.63	109.40	1.10	113.96
	extremidade esq zona 2	6.01E-03	-9.93E-03	11.48	111.75	1.10	112.93
	extremidade dir zona 1	1.15E-02	-9.45E-03	11.63	109.40	1.10	113.96
	extremidade dir zona 2	9.96E-03	-6.33E-03	11.48	111.75	1.10	112.93
Viga 21	extremidade esq zona 1	1.41E-03	-3.74E-03	43.16	-1.71	-4.87	2.74
	extremidade esq zona 2	1.18E-03	-3.13E-03	41.40	-0.44	-3.92	2.44
	extremidade dir zona 1	7.73E-03	-5.27E-03	35.81	-1.29	-4.87	2.74
	extremidade dir zona 2	5.55E-03	-3.26E-03	33.80	-2.04	-3.92	2.44
Viga 22	extremidade esq zona 1	2.02E-03	-3.76E-03	41.36	3.38	-1.82	4.76
	extremidade esq zona 2	1.81E-03	-3.65E-03	40.85	2.10	-1.55	2.96
	extremidade dir zona 1	8.53E-03	-5.58E-03	32.81	-0.31	-1.82	4.76
	extremidade dir zona 2	6.84E-03	-3.93E-03	32.39	-0.46	-1.55	2.96
Viga 23	extremidade esq zona 1	0.00E+00	-3.67E-03	38.85	1.20	-2.02	3.17
	extremidade esq zona 2	0.00E+00	-3.60E-03	38.50	0.32	-1.28	2.21
	extremidade dir zona 1	9.91E-03	-6.35E-03	27.83	0.58	-2.02	3.17
	extremidade dir zona 2	6.87E-03	-3.84E-03	27.20	0.27	-1.28	2.21
Viga 24	extremidade esq zona 1	0.00E+00	-3.51E-03	28.03	-1.51	-1.78	3.79
	extremidade esq zona 2	0.00E+00	-3.47E-03	27.11	-0.89	-1.00	3.61
	extremidade dir zona 1	5.03E-03	-3.04E-03	16.67	3.65	-1.78	3.79
	extremidade dir zona 2	4.66E-03	-3.03E-03	16.25	3.44	-1.00	3.61

Tabela 7 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite DL, rigidez regulamentar.

Barra	Extremidade/zona sísmica	rotação da corda máxima positiva (rad)	rotação da corda máxima negativa (rad)	V máximo (kN)	N para V máximo (kN)	N mínimo (kN)	N máximo (kN)
Pilar 4_1	extremidade esq zona 1	8.11E-03	-8.47E-03	13.46	251.68	2.05	259.72
	extremidade esq zona 2	6.51E-03	-6.94E-03	12.04	247.81	2.05	256.44
	extremidade dir zona 1	4.90E-03	-2.25E-03	13.46	251.68	2.05	259.72
	extremidade dir zona 2	4.60E-03	-2.02E-03	12.04	247.81	2.05	256.44
Pilar 4_2	extremidade esq zona 1	4.31E-03	-7.26E-03	13.17	181.35	1.51	185.54
	extremidade esq zona 2	4.35E-03	-6.59E-03	12.60	179.11	1.51	183.95
	extremidade dir zona 1	7.42E-03	-4.25E-03	13.17	181.35	1.51	185.54
	extremidade dir zona 2	6.50E-03	-3.91E-03	12.60	179.11	1.51	183.95
Pilar 4_3	extremidade esq zona 1	5.91E-03	-1.04E-02	11.46	110.48	0.96	113.25
	extremidade esq zona 2	4.54E-03	-8.19E-03	11.21	110.60	0.96	112.31
	extremidade dir zona 1	1.31E-02	-6.39E-03	11.46	110.48	0.96	113.25
	extremidade dir zona 2	9.03E-03	-4.89E-03	11.21	110.60	0.96	112.31
Pilar 4_4	extremidade esq zona 1	4.21E-03	-8.03E-03	8.95	44.78	0.40	45.23
	extremidade esq zona 2	3.59E-03	-6.34E-03	8.72	44.42	0.40	44.81
	extremidade dir zona 1	9.18E-03	-7.41E-03	8.95	44.78	0.40	45.23
	extremidade dir zona 2	7.53E-03	-4.85E-03	8.72	44.42	0.40	44.81

Tabela 7 – (continuação) Resposta estrutural obtida da análise dinâmica não linear para o Estado Limite DL, rigidez regulamentar.

	NC zona sísmica 1				NC zona sísmica 2			
	Pushover modal +				Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-4.90E-02	7.20E-03	17.37	17.37	-2.99E-02	6.10E-03	16.56	16.56
Pilar 1_2	-1.70E-03	-1.39E-03	0.74	0.74	-1.17E-03	-1.14E-03	0.08	0.08
Pilar 1_3	-2.14E-03	1.64E-02	13.41	13.41	-1.14E-03	8.23E-03	11.28	11.28
Pilar 1_4	1.80E-02	9.19E-03	-5.18	-5.18	1.09E-02	7.91E-03	-3.90	-3.90
viga 5	5.62E-02	-5.48E-02	-0.08	-75.58	3.60E-02	-3.42E-02	0.73	-74.77
viga 6	5.93E-02	-5.80E-02	-0.20	-75.70	3.83E-02	-3.71E-02	0.62	-74.88
viga 7	4.09E-02	-2.33E-02	1.02	-74.48	2.90E-02	-1.87E-02	4.51	-70.99
viga 8	1.38E-02	-7.41E-03	12.64	-50.86	1.02E-02	-7.11E-03	13.19	-50.31
Pilar 2_1	-4.90E-02	-5.78E-03	109.08	109.08	-2.99E-02	-4.31E-03	102.54	102.54
Pilar 2_2	-2.85E-03	2.56E-04	118.67	118.67	-2.69E-03	1.47E-04	112.62	112.62
Pilar 2_3	-7.15E-04	3.41E-02	79.55	79.55	-1.15E-04	1.85E-02	77.06	77.06
Pilar 2_4	-5.19E-04	1.54E-02	50.98	50.98	-7.81E-04	1.09E-02	46.00	46.00
viga 13	5.49E-02	-3.94E-03	21.02	-54.48	3.43E-02	-3.68E-03	22.66	-52.84
viga 14	5.81E-02	-5.56E-04	24.65	-50.85	-3.72E-02	-1.10E-03	25.46	-50.04
viga 15	-2.33E-02	-2.24E-04	27.40	-48.10	-1.88E-02	-1.54E-04	27.79	-47.71
viga 16	7.48E-03	-7.83E-04	23.77	-39.73	7.21E-03	-8.07E-04	23.83	-39.67
Pilar 3_1	-4.90E-02	4.51E-02	43.36	43.36	-2.98E-02	2.63E-02	40.71	40.71
Pilar 3_2	-5.38E-02	5.72E-02	38.93	38.93	-3.33E-02	3.59E-02	36.08	36.08
Pilar 3_3	-5.68E-02	5.71E-02	28.58	28.58	-3.62E-02	3.72E-02	26.44	26.44
Pilar 3_4	-2.25E-02	2.35E-02	18.32	18.32	-1.78E-02	1.88E-02	17.91	17.91
viga 21	3.88E-03	-3.42E-02	-16.14	-53.89	3.60E-03	-1.77E-02	-15.63	-53.38
viga 22	4.16E-04	-1.22E-02	-14.79	-52.54	9.23E-04	-2.31E-03	-12.26	-50.01
viga 23	3.80E-05	-2.08E-03	-4.20	-41.95	1.51E-04	-1.87E-03	-2.41	-40.16
viga 24	-1.18E-03	-7.88E-04	12.97	-18.78	-1.25E-03	-6.89E-04	13.28	-18.47
Pilar 4_1	-4.90E-02	1.48E-02	24.30	24.30	-2.98E-02	1.21E-02	23.22	23.22
Pilar 4_2	-2.34E-02	4.54E-02	21.84	21.84	-1.91E-02	3.45E-02	21.12	21.12
Pilar 4_3	-4.50E-02	5.50E-02	20.17	20.17	-3.48E-02	3.51E-02	18.85	18.85
Pilar 4_4	-2.04E-02	2.16E-02	14.40	14.40	-1.58E-02	1.69E-02	14.04	14.04

Tabela 8 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez bilinear, Estado Limite NC.

	SD zona sísmica 1				SD zona sísmica 2			
	Pushover modal +				Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-2.70E-02	5.97E-03	16.40	16.40	-1.65E-02	5.62E-03	15.71	15.71
Pilar 1_2	-1.06E-03	-9.96E-04	0.13	0.13	-5.26E-04	-3.59E-04	0.29	0.29
Pilar 1_3	-7.84E-04	7.24E-03	10.26	10.26	-4.14E-04	3.67E-03	6.47	6.47
Pilar 1_4	9.70E-03	7.32E-03	-3.15	-3.15	5.55E-03	5.19E-03	-0.47	-0.47
viga 5	3.30E-02	-3.11E-02	0.85	-74.65	2.21E-02	-1.99E-02	3.42	-72.08
viga 6	3.50E-02	-3.40E-02	0.74	-74.76	2.30E-02	-2.26E-02	1.20	-74.30
viga 7	2.71E-02	-1.81E-02	5.37	-70.13	1.98E-02	-1.56E-02	8.79	-66.71
viga 8	1.01E-02	-7.03E-03	13.29	-50.21	9.12E-03	-6.70E-03	13.69	-49.81
Pilar 2_1	-2.70E-02	-4.10E-03	101.35	101.35	-1.65E-02	-3.40E-03	95.56	95.56
Pilar 2_2	-2.68E-03	1.62E-04	111.38	111.38	-2.52E-03	1.25E-04	105.48	105.48
Pilar 2_3	-2.89E-04	1.62E-02	77.24	77.24	-8.14E-04	7.90E-03	76.89	76.89
Pilar 2_4	-8.99E-04	1.02E-02	44.60	44.60	-1.37E-03	7.51E-03	38.97	38.97
viga 13	3.12E-02	-3.64E-03	22.91	-52.59	-2.00E-02	-3.50E-03	23.80	-51.70
viga 14	-3.41E-02	-1.11E-03	25.65	-49.85	-2.27E-02	-1.14E-03	26.36	-49.14
viga 15	-1.82E-02	-1.44E-04	27.85	-47.65	-1.57E-02	-1.11E-04	28.06	-47.44
viga 16	7.13E-03	-8.09E-04	23.84	-39.66	6.83E-03	-8.19E-04	23.89	-39.61
Pilar 3_1	-2.70E-02	2.34E-02	40.31	40.31	-1.65E-02	1.31E-02	38.87	38.87
Pilar 3_2	-3.02E-02	3.28E-02	35.66	35.66	-1.90E-02	2.15E-02	34.13	34.13
Pilar 3_3	-3.33E-02	3.43E-02	26.13	26.13	-2.24E-02	2.35E-02	24.99	24.99
Pilar 3_4	-1.71E-02	1.81E-02	17.85	17.85	-1.41E-02	1.51E-02	17.58	17.58
viga 21	3.56E-03	-1.52E-02	-15.55	-53.30	3.41E-03	-6.12E-03	-15.26	-53.01
viga 22	9.29E-04	-2.25E-03	-11.91	-49.66	9.50E-04	-2.05E-03	-10.63	-48.38
viga 23	1.67E-04	-1.84E-03	-2.14	-39.89	2.25E-04	-1.72E-03	-1.13	-38.88
viga 24	-1.26E-03	-6.74E-04	13.32	-18.43	-1.30E-03	-6.19E-04	13.51	-18.24
Pilar 4_1	-2.70E-02	1.17E-02	23.05	23.05	-1.65E-02	1.04E-02	22.47	22.47
Pilar 4_2	-1.85E-02	3.15E-02	20.95	20.95	-1.63E-02	2.03E-02	20.32	20.32
Pilar 4_3	-3.19E-02	3.23E-02	18.60	18.60	-2.13E-02	2.15E-02	17.66	17.66
Pilar 4_4	-1.51E-02	1.61E-02	13.98	13.98	-1.21E-02	1.31E-02	13.75	13.75

Tabela 9 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez bilinear, Estado Limite SD.

	DL zona sísmica 1 Pushover modal +				DL zona sísmica 2 Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-6.95E-03	-3.78E-03	6.15	6.15	-4.37E-03	-2.81E-03	3.03	3.03
Pilar 1_2	-1.14E-03	4.30E-04	1.25	1.25	-1.17E-03	4.77E-04	1.22	1.22
Pilar 1_3	-3.99E-05	1.60E-03	2.46	2.46	-1.44E-04	9.97E-04	1.35	1.35
Pilar 1_4	2.92E-03	3.51E-03	0.77	0.77	2.25E-03	2.85E-03	0.80	0.80
viga 5	1.07E-02	-9.81E-03	15.82	-59.68	7.15E-03	-6.77E-03	19.55	-55.95
viga 6	1.23E-02	-1.19E-02	13.24	-62.26	8.77E-03	-8.30E-03	17.59	-57.91
viga 7	1.07E-02	-9.30E-03	16.47	-59.03	7.66E-03	-6.34E-03	20.01	-55.49
viga 8	4.25E-03	-4.43E-03	16.46	-47.04	2.58E-03	-3.02E-03	18.23	-45.27
Pilar 2_1	-6.92E-03	-2.90E-03	86.60	86.60	-4.34E-03	-2.46E-03	88.01	88.01
Pilar 2_2	-1.93E-03	1.88E-04	76.42	76.42	-1.47E-03	8.86E-05	60.86	60.86
Pilar 2_3	-2.45E-04	2.89E-03	59.29	59.29	-2.57E-04	2.24E-03	47.22	47.22
Pilar 2_4	-1.62E-03	3.27E-03	25.62	25.62	-9.81E-04	2.36E-03	21.42	21.42
viga 13	-9.93E-03	-1.42E-03	26.73	-48.77	-6.90E-03	-8.39E-04	27.58	-47.92
viga 14	-1.21E-02	-1.19E-03	27.05	-48.45	-8.55E-03	-1.13E-03	27.37	-48.13
viga 15	-9.52E-03	-1.39E-04	28.48	-47.02	-6.60E-03	-1.93E-04	28.64	-46.86
viga 16	-4.65E-03	-6.61E-04	25.59	-37.91	-3.29E-03	-3.95E-04	27.96	-35.54
Pilar 3_1	-6.95E-03	5.63E-03	28.70	28.70	-4.44E-03	3.71E-03	18.58	18.58
Pilar 3_2	-1.04E-02	1.07E-02	32.81	32.81	-7.39E-03	7.19E-03	31.53	31.53
Pilar 3_3	-1.12E-02	1.23E-02	23.81	23.81	-7.67E-03	8.64E-03	23.43	23.43
Pilar 3_4	-7.66E-03	8.49E-03	17.01	17.01	-5.37E-03	5.98E-03	16.37	16.37
viga 21	1.32E-03	-1.87E-03	-11.31	-49.06	6.91E-04	-1.45E-03	-2.98	-40.73
viga 22	9.67E-04	-1.86E-03	-9.32	-47.07	8.54E-04	-1.69E-03	-8.28	-46.03
viga 23	2.25E-04	-1.57E-03	-0.10	-37.85	2.30E-04	-1.16E-03	2.22	-35.53
viga 24	-1.16E-03	-4.83E-04	12.95	-18.80	-9.44E-04	-3.95E-05	13.12	-18.63
Pilar 4_1	-6.95E-03	5.07E-03	18.59	18.59	-4.45E-03	2.96E-03	11.45	11.45
Pilar 4_2	-9.79E-03	9.77E-03	19.51	19.51	-6.61E-03	6.33E-03	18.78	18.78
Pilar 4_3	-1.03E-02	1.05E-02	16.70	16.70	-6.82E-03	7.24E-03	16.40	16.40
Pilar 4_4	-5.85E-03	6.83E-03	13.25	13.25	-3.96E-03	4.99E-03	10.39	10.39

Tabela 10 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez bilinear, Estado Limite DL.

	NC zona sísmica 1				NC zona sísmica 2			
	Pushover modal +				Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-3.30E-02	-3.22E-03	13.90	13.90	-1.99E-02	-2.55E-03	14.29	14.29
Pilar 1_2	-9.62E-04	2.40E-04	5.15	5.15	-7.32E-04	3.23E-04	2.83	2.83
Pilar 1_3	-1.28E-03	1.16E-02	11.30	11.30	-8.25E-04	3.47E-03	11.56	11.56
Pilar 1_4	1.95E-02	2.09E-03	-5.82	-5.82	1.48E-02	1.94E-03	-5.73	-5.73
viga 5	3.62E-02	-3.58E-02	0.22	-75.28	2.25E-02	-2.19E-02	0.77	-74.73
viga 6	3.74E-02	-3.72E-02	0.17	-75.33	2.36E-02	-2.32E-02	0.72	-74.78
viga 7	2.45E-02	-5.09E-03	2.01	-73.49	1.93E-02	-4.64E-03	4.59	-70.91
viga 8	2.95E-03	-1.52E-03	13.17	-50.33	2.56E-03	-1.51E-03	13.33	-50.17
Pilar 2_1	-3.30E-02	-2.81E-03	111.44	111.44	-1.99E-02	-1.98E-03	105.89	105.89
Pilar 2_2	-1.35E-03	1.32E-06	111.10	111.10	-1.28E-03	4.01E-05	108.97	108.97
Pilar 2_3	-1.02E-03	3.11E-02	76.87	76.87	-4.38E-04	1.81E-02	73.69	73.69
Pilar 2_4	-8.06E-05	3.49E-03	47.84	47.84	-1.57E-04	2.98E-03	44.88	44.88
viga 13	3.58E-02	-3.77E-04	21.88	-53.62	2.19E-02	-7.03E-04	23.04	-52.46
viga 14	3.72E-02	-2.10E-05	23.08	-52.42	-2.32E-02	-1.86E-04	24.58	-50.92
viga 15	-5.06E-03	-6.97E-05	28.84	-46.66	-4.61E-03	-6.89E-05	28.94	-46.56
viga 16	1.49E-03	-1.27E-04	25.22	-38.28	1.48E-03	-1.28E-04	25.26	-38.24
Pilar 3_1	-3.30E-02	3.26E-02	42.06	42.06	-1.99E-02	1.92E-02	40.19	40.19
Pilar 3_2	-3.68E-02	3.72E-02	37.05	37.05	-2.25E-02	2.30E-02	35.08	35.08
Pilar 3_3	-3.62E-02	3.62E-02	26.87	26.87	-2.26E-02	2.28E-02	25.41	25.41
Pilar 3_4	-5.04E-03	5.10E-03	17.07	17.07	-4.52E-03	4.58E-03	17.03	17.03
viga 21	3.42E-04	-2.22E-02	-15.72	-53.47	-4.52E-03	4.58E-03	-15.38	-53.13
viga 22	9.41E-05	-3.75E-03	-8.73	-46.48	1.11E-04	-1.47E-03	-8.43	-46.18
viga 23	1.70E-04	-8.22E-04	-3.89	-41.64	1.72E-04	-7.09E-04	-2.62	-40.37
viga 24	-2.51E-04	-3.47E-05	12.29	-19.46	-2.55E-04	-4.11E-05	12.28	-19.47
Pilar 4_1	-3.30E-02	1.08E-02	23.73	23.73	-1.99E-02	8.90E-03	22.98	22.98
Pilar 4_2	-1.50E-02	3.34E-02	21.27	21.27	-1.22E-02	2.17E-02	20.57	20.57
Pilar 4_3	-3.23E-02	3.52E-02	19.13	19.13	-2.12E-02	2.19E-02	18.03	18.03
Pilar 4_4	-4.05E-03	4.88E-03	13.38	13.38	-3.63E-03	4.36E-03	13.35	13.35

Tabela 11 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite NC.

	SD zona sísmica 1				SD zona sísmica 2			
	Pushover modal +				Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-1.79E-02	-2.45E-03	14.35	14.35	-1.13E-02	2.11E-03	14.57	14.57
Pilar 1_2	-6.99E-04	3.46E-04	2.44	2.44	-5.89E-04	-4.24E-04	1.13	1.13
Pilar 1_3	-7.60E-04	3.38E-03	11.57	11.57	-5.41E-04	3.08E-03	11.59	11.59
Pilar 1_4	1.29E-02	1.90E-03	-5.64	-5.64	6.51E-03	1.76E-03	-5.35	-5.35
viga 5	2.04E-02	-1.98E-02	0.86	-74.64	1.34E-02	-1.27E-02	1.14	-74.36
viga 6	2.15E-02	-2.11E-02	0.81	-74.69	1.44E-02	-1.39E-02	1.09	-74.41
viga 7	1.74E-02	-4.61E-03	5.05	-70.45	1.08E-02	-4.52E-03	6.59	-68.91
viga 8	2.56E-03	-1.51E-03	13.34	-50.16	2.57E-03	-1.49E-03	13.36	-50.14
Pilar 2_1	-1.79E-02	-1.85E-03	105.00	105.00	-1.13E-02	-1.43E-03	102.03	102.03
Pilar 2_2	-1.27E-03	4.41E-05	108.66	108.66	-1.24E-03	5.69E-05	107.64	107.64
Pilar 2_3	-3.45E-04	1.61E-02	73.23	73.23	-3.37E-05	9.39E-03	71.66	71.66
Pilar 2_4	-1.72E-04	2.94E-03	44.33	44.33	-2.24E-04	2.81E-03	42.50	42.50
viga 13	1.98E-02	-7.52E-04	23.22	-52.28	-1.27E-02	-9.96E-04	23.61	-51.89
viga 14	-2.11E-02	-1.99E-04	24.86	-50.64	-1.39E-02	-2.40E-04	25.81	-49.69
viga 15	-4.59E-03	-6.91E-05	28.95	-46.55	-4.50E-03	-6.99E-05	28.97	-46.53
viga 16	1.48E-03	-1.28E-04	25.26	-38.24	1.47E-03	-1.28E-04	25.29	-38.21
Pilar 3_1	-1.79E-02	1.72E-02	39.90	39.90	-1.13E-02	1.03E-02	38.94	38.94
Pilar 3_2	-2.03E-02	2.09E-02	34.78	34.78	-1.30E-02	1.37E-02	33.78	33.78
Pilar 3_3	-2.05E-02	2.08E-02	25.19	25.19	-1.36E-02	1.40E-02	24.46	24.46
Pilar 3_4	-4.47E-03	4.54E-03	17.02	17.02	-4.34E-03	4.40E-03	17.01	17.01
viga 21	7.17E-04	-9.30E-03	-15.33	-53.08	9.60E-04	-3.93E-03	-14.71	-52.46
viga 22	1.24E-04	-1.42E-03	-8.46	-46.21	1.65E-04	-1.27E-03	-8.56	-46.31
viga 23	1.73E-04	-6.93E-04	-2.41	-40.16	1.75E-04	-6.38E-04	-1.73	-39.48
viga 24	-2.56E-04	-4.17E-05	12.27	-19.48	-2.57E-04	-4.48E-05	12.25	-19.50
Pilar 4_1	-1.79E-02	8.62E-03	22.87	22.87	-1.13E-02	7.31E-03	22.46	22.46
Pilar 4_2	-1.17E-02	1.96E-02	20.45	20.45	-9.99E-03	1.26E-02	20.03	20.03
Pilar 4_3	-1.92E-02	1.99E-02	17.85	17.85	-1.25E-02	1.31E-02	17.25	17.25
Pilar 4_4	-3.61E-03	4.32E-03	13.34	13.34	-3.52E-03	4.19E-03	13.33	13.33

Tabela 12 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite SD.

	DL zona sísmica 1 Pushover modal +				DL zona sísmica 2 Pushover modal +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-1.02E-02	-6.78E-03	4.68	4.68	-7.01E-03	-5.74E-03	1.73	1.73
Pilar 1_2	1.46E-03	-2.39E-03	-4.78	-4.78	1.46E-03	-2.10E-03	-4.42	-4.42
Pilar 1_3	1.66E-03	-6.81E-04	-1.07	-1.07	2.20E-03	-1.59E-04	-2.56	-2.56
Pilar 1_4	5.57E-03	-1.97E-03	-6.73	-6.73	4.33E-03	-2.69E-03	-6.27	-6.27
viga 5	-1.71E-02	-1.30E-02	20.00	-55.50	-1.29E-02	-9.41E-03	23.37	-52.13
viga 6	-1.81E-02	-1.53E-02	18.10	-57.40	-1.36E-02	-1.09E-02	22.12	-53.38
viga 7	-1.59E-02	-1.06E-02	22.60	-52.90	-1.17E-02	-8.27E-03	24.87	-50.63
viga 8	-1.24E-02	-4.11E-03	22.85	-40.65	-1.01E-02	-3.83E-03	23.16	-40.34
Pilar 2_1	-1.02E-02	-2.66E-03	45.76	45.76	-7.00E-03	2.30E-03	45.22	45.22
Pilar 2_2	-2.49E-03	3.23E-04	51.24	51.24	-1.86E-03	4.17E-04	41.47	41.47
Pilar 2_3	-1.20E-03	5.97E-03	36.66	36.66	-4.15E-04	3.23E-03	31.29	31.29
Pilar 2_4	-3.89E-04	6.24E-03	20.67	20.67	-1.02E-03	3.51E-03	16.76	16.76
viga 13	-1.29E-02	-2.64E-03	29.62	-45.88	-9.29E-03	-1.13E-03	31.05	-44.45
viga 14	-1.50E-02	-4.74E-04	31.25	-44.25	-1.07E-02	-4.80E-04	31.49	-44.01
viga 15	-1.02E-02	-9.85E-04	32.63	-42.87	-7.86E-03	-9.52E-04	32.74	-42.76
viga 16	-3.52E-03	-1.85E-03	28.92	-34.58	-3.29E-03	-1.80E-03	29.25	-34.25
Pilar 3_1	-1.02E-02	7.53E-03	26.76	26.76	-7.02E-03	5.88E-03	21.13	21.13
Pilar 3_2	-1.27E-02	1.48E-02	23.74	23.74	-9.95E-03	1.06E-02	23.27	23.27
Pilar 3_3	-1.57E-02	1.71E-02	17.14	17.14	-1.07E-02	1.20E-02	16.61	16.61
Pilar 3_4	-1.07E-02	1.15E-02	11.84	11.84	-7.71E-03	8.53E-03	11.58	11.58
viga 21	2.56E-03	-4.30E-03	-1.53	-39.28	1.03E-03	-2.16E-03	0.28	-37.47
viga 22	3.02E-04	-2.25E-03	1.21	-36.54	2.79E-04	-2.09E-03	1.83	-35.92
viga 23	-1.29E-03	-1.74E-03	7.71	-30.04	-1.29E-03	-1.49E-03	8.59	-29.16
viga 24	-2.28E-03	-1.85E-04	15.51	-16.24	-2.27E-03	-7.11E-05	15.58	-16.17
Pilar 4_1	-1.02E-02	5.78E-03	14.78	14.78	-7.03E-03	4.76E-03	12.76	12.76
Pilar 4_2	-1.09E-02	1.29E-02	13.80	13.80	-8.81E-03	8.76E-03	13.51	13.51
Pilar 4_3	-1.38E-02	1.41E-02	11.84	11.84	-8.85E-03	9.25E-03	11.41	11.41
Pilar 4_4	-7.64E-03	9.03E-03	9.09	9.09	-4.90E-03	6.16E-03	8.58	8.58

Tabela 13 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez regulamentar, Estado Limite DL.

	NC zona sísmica 1				NC zona sísmica 2			
	Pushover uniforme +				Pushover uniforme +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-3.08E-02	2.56E-03	15.95	15.95	-1.87E-02	1.96E-03	16.23	16.23
Pilar 1_2	-4.49E-07	7.54E-04	5.30	5.30	-1.55E-04	5.81E-04	2.94	2.94
Pilar 1_3	1.77E-03	4.36E-03	8.51	8.51	1.35E-03	3.44E-03	8.67	8.67
Pilar 1_4	2.39E-02	-1.54E-03	-8.32	-8.32	1.26E-02	1.40E-03	-7.38	-7.38
viga 5	3.34E-02	-3.31E-02	0.34	-75.16	2.06E-02	-2.01E-02	0.85	-74.65
viga 6	3.27E-02	-3.26E-02	0.36	-75.14	1.99E-02	-1.97E-02	0.87	-74.63
viga 7	2.66E-02	-2.99E-03	9.04	-66.46	1.51E-02	-2.95E-03	11.35	-64.15
viga 8	-1.15E-03	-1.21E-03	16.05	-47.45	1.19E-03	-1.13E-03	16.15	-47.35
Pilar 2_1	-3.08E-02	2.24E-03	139.31	139.31	-1.86E-02	1.48E-03	132.77	132.77
Pilar 2_2	-3.39E-04	8.30E-04	102.33	102.33	-3.33E-04	8.30E-04	100.73	100.73
Pilar 2_3	-1.68E-03	2.80E-02	56.35	56.35	-1.08E-03	1.56E-02	54.27	54.27
Pilar 2_4	-3.31E-04	1.46E-03	33.27	33.27	-3.87E-04	1.44E-03	30.20	30.20
viga 13	3.31E-02	-4.46E-04	22.13	-53.37	2.01E-02	-7.50E-04	23.21	-52.29
viga 14	3.26E-02	-1.39E-04	23.33	-52.17	-1.97E-02	-2.14E-04	25.03	-50.47
viga 15	-2.98E-03	-3.65E-05	29.18	-46.32	-2.94E-03	-3.87E-05	29.20	-46.30
viga 16	-1.19E-03	-1.15E-04	25.65	-37.85	-1.11E-03	-1.14E-04	25.76	-37.74
Pilar 3_1	-3.08E-02	3.04E-02	41.74	41.74	-1.86E-02	1.79E-02	40.00	40.00
Pilar 3_2	-3.30E-02	3.33E-02	36.51	36.51	-1.97E-02	2.03E-02	34.69	34.69
Pilar 3_3	-3.08E-02	3.10E-02	26.29	26.29	-1.84E-02	1.86E-02	24.96	24.96
Pilar 3_4	-2.68E-03	2.76E-03	16.86	16.86	-2.58E-03	2.66E-03	16.85	16.85
viga 21	4.09E-04	-1.98E-02	-15.64	-53.39	7.14E-04	-9.37E-03	-15.32	-53.07
viga 22	6.30E-05	-1.67E-03	-8.29	-46.04	1.39E-04	-1.39E-03	-8.46	-46.21
viga 23	1.40E-04	-6.55E-04	-3.27	-41.02	1.44E-04	-5.58E-04	-1.99	-39.74
viga 24	-2.43E-04	-4.27E-05	12.11	-19.64	-2.43E-04	-4.66E-05	12.02	-19.73
Pilar 4_1	-3.08E-02	1.10E-02	23.63	23.63	-1.86E-02	9.24E-03	22.93	22.93
Pilar 4_2	-1.36E-02	3.17E-02	21.12	21.12	-1.11E-02	1.90E-02	20.39	20.39
Pilar 4_3	-2.92E-02	3.02E-02	18.76	18.76	-1.71E-02	1.79E-02	17.67	17.67
Pilar 4_4	-1.88E-03	2.56E-03	12.73	12.73	-1.88E-03	2.47E-03	12.72	12.72

Tabela 14 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite NC.

	SD zona sísmica 1				SD zona sísmica 2			
	Pushover uniforme +				Pushover uniforme +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-1.72E-02	1.89E-03	16.27	16.27	-1.14E-02	1.61E-03	16.40	16.40
Pilar 1_2	-1.75E-04	5.59E-04	2.65	2.65	2.50E-04	4.74E-04	1.53	1.53
Pilar 1_3	1.29E-03	3.38E-03	8.68	8.68	-1.10E-03	3.12E-03	8.75	8.75
Pilar 1_4	1.11E-02	1.38E-03	-7.26	-7.26	5.62E-03	1.32E-03	-6.80	-6.80
viga 5	1.91E-02	-1.86E-02	0.92	-74.58	1.31E-02	-1.25E-02	1.16	-74.34
viga 6	1.84E-02	-1.81E-02	0.93	-74.57	1.23E-02	-1.20E-02	1.18	-74.32
viga 7	1.37E-02	-2.95E-03	11.63	-63.87	8.14E-03	-2.93E-03	12.75	-62.75
viga 8	1.19E-03	-1.12E-03	16.16	-47.34	1.21E-03	-1.09E-03	16.19	-47.31
Pilar 2_1	-1.72E-02	1.39E-03	131.98	131.98	-1.14E-02	1.04E-03	128.90	128.90
Pilar 2_2	-3.32E-04	8.29E-04	100.54	100.54	-3.28E-04	8.26E-04	99.79	99.79
Pilar 2_3	-1.00E-03	1.42E-02	54.02	54.02	-7.24E-04	8.34E-03	53.04	53.04
Pilar 2_4	-3.94E-04	1.44E-03	29.82	29.82	-4.21E-04	1.43E-03	28.34	28.34
viga 13	-1.86E-02	-8.02E-04	23.30	-52.20	-1.25E-02	-1.02E-03	23.62	-51.88
viga 14	-1.81E-02	-2.23E-04	25.24	-50.26	-1.20E-02	-2.59E-04	26.05	-49.45
viga 15	-2.94E-03	-3.90E-05	29.21	-46.29	-2.92E-03	-4.04E-05	29.22	-46.28
viga 16	-1.11E-03	-1.14E-04	25.77	-37.73	-1.07E-03	-1.13E-04	25.83	-37.67
Pilar 3_1	-1.72E-02	1.64E-02	39.79	39.79	-1.14E-02	1.04E-02	38.96	38.96
Pilar 3_2	-1.81E-02	1.87E-02	34.47	34.47	-1.18E-02	1.25E-02	33.61	33.61
Pilar 3_3	-1.69E-02	1.71E-02	24.80	24.80	-1.10E-02	1.13E-02	24.18	24.18
Pilar 3_4	-2.57E-03	2.65E-03	16.85	16.85	-2.53E-03	2.61E-03	16.85	16.85
viga 21	7.66E-04	-8.18E-03	-15.20	-52.95	9.83E-04	-3.60E-03	-14.62	-52.37
viga 22	1.48E-04	-1.36E-03	-8.48	-46.23	1.82E-04	-1.23E-03	-8.56	-46.31
viga 23	1.45E-04	-5.47E-04	-1.83	-39.58	1.47E-04	-5.01E-04	-1.24	-38.99
viga 24	-2.43E-04	-4.73E-05	12.00	-19.75	-2.44E-04	-5.01E-05	11.95	-19.80
Pilar 4_1	-1.72E-02	8.96E-03	22.84	22.84	-1.14E-02	7.79E-03	22.49	22.49
Pilar 4_2	-1.07E-02	1.75E-02	20.30	20.30	-9.15E-03	1.15E-02	19.94	19.94
Pilar 4_3	-1.57E-02	1.64E-02	17.54	17.54	-9.95E-03	1.07E-02	17.02	17.02
Pilar 4_4	-1.88E-03	2.45E-03	12.72	12.72	-1.88E-03	2.41E-03	12.72	12.72

Tabela 15 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite SD.

	DL zona sísmica 1				DL zona sísmica 2			
	Pushover uniforme +				Pushover uniforme +			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	-1.23E-02	-6.61E-03	7.80	7.80	-7.97E-03	-5.46E-03	3.42	3.42
Pilar 1_2	3.55E-03	-6.00E-04	-5.15	-5.15	2.80E-03	-1.01E-03	-4.73	-4.73
Pilar 1_3	2.88E-03	-1.02E-03	-2.02	-2.02	2.85E-03	-2.07E-04	-3.32	-3.32
Pilar 1_4	5.70E-03	-2.10E-03	-6.96	-6.96	4.12E-03	-3.02E-03	-6.37	-6.37
viga 5	-1.90E-02	-1.42E-02	18.85	-56.65	-1.35E-02	-9.69E-03	23.08	-52.42
viga 6	-1.62E-02	-1.40E-02	19.30	-56.20	-1.18E-02	-9.58E-03	23.39	-52.11
viga 7	-1.24E-02	-7.81E-03	25.25	-50.25	-9.30E-03	-5.89E-03	27.06	-48.44
viga 8	-8.91E-03	-3.44E-03	23.58	-39.92	-8.28E-03	-2.62E-03	24.29	-39.21
Pilar 2_1	-1.22E-02	1.83E-03	58.19	58.19	-7.87E-03	1.72E-03	53.15	53.15
Pilar 2_2	-1.22E-03	1.48E-03	49.06	49.06	-9.72E-04	1.15E-03	38.65	38.65
Pilar 2_3	-6.46E-04	5.69E-03	27.71	27.71	-5.94E-04	3.23E-03	22.65	22.65
Pilar 2_4	-1.16E-03	3.30E-03	14.37	14.37	-7.72E-04	2.58E-03	12.17	12.17
viga 13	-1.40E-02	-3.01E-03	29.27	-46.23	-9.58E-03	-1.48E-03	30.77	-44.73
viga 14	-1.38E-02	-4.76E-04	31.33	-44.17	-9.38E-03	-4.81E-04	31.57	-43.93
viga 15	-7.38E-03	-8.86E-04	32.71	-42.79	-5.51E-03	-8.21E-04	32.78	-42.72
viga 16	-2.88E-03	-1.70E-03	29.61	-33.89	-2.12E-03	-1.46E-03	30.35	-33.15
Pilar 3_1	-1.22E-02	9.16E-03	27.58	27.58	-7.86E-03	6.37E-03	23.32	23.32
Pilar 3_2	-1.22E-02	1.47E-02	23.70	23.70	-9.02E-03	1.00E-02	23.17	23.17
Pilar 3_3	-1.26E-02	1.39E-02	16.81	16.81	-8.30E-03	9.55E-03	16.35	16.35
Pilar 3_4	-7.04E-03	7.81E-03	11.51	11.51	-5.51E-03	6.11E-03	11.23	11.23
viga 21	2.92E-03	-6.18E-03	-1.59	-39.34	1.37E-03	-2.40E-03	-0.93	-38.68
viga 22	2.85E-04	-2.18E-03	1.42	-36.33	2.56E-04	-2.01E-03	2.01	-35.74
viga 23	-1.22E-03	-1.38E-03	8.86	-28.89	-1.20E-03	-9.68E-04	10.31	-27.44
viga 24	-2.16E-03	-8.02E-05	15.82	-15.93	-1.97E-03	-5.45E-04	16.51	-15.24
Pilar 4_1	-1.22E-02	5.90E-03	15.01	15.01	-7.86E-03	5.34E-03	14.28	14.28
Pilar 4_2	-8.96E-03	1.28E-02	13.71	13.71	-7.98E-03	8.24E-03	13.45	13.45
Pilar 4_3	-1.07E-02	1.13E-02	11.59	11.59	-6.53E-03	7.37E-03	11.23	11.23
Pilar 4_4	-4.41E-03	5.71E-03	7.92	7.92	-3.33E-03	4.68E-03	6.26	6.26

Tabela 16 –Valores de θ e de esforço transversal obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal - rigidez regulamentar, Estado Limite DL.

	NC zona sísmica 1				NC zona sísmica 2			
	Pushover modal -				Pushover modal -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	3.11E-02	-3.06E-02	-31.54	-31.54	1.86E-02	-1.77E-02	-30.06	-30.06
Pilar 1_2	3.45E-02	-3.55E-02	-27.53	-27.53	2.07E-02	-2.17E-02	-26.03	-26.03
Pilar 1_3	3.45E-02	-3.39E-02	-22.74	-22.74	2.12E-02	-2.11E-02	-21.47	-21.47
Pilar 1_4	2.92E-03	-3.46E-03	-15.02	-15.02	2.61E-03	-3.08E-03	-15.00	-15.00
viga 5	-5.08E-04	3.38E-02	53.85	-21.65	-8.87E-04	2.04E-02	52.91	-22.59
viga 6	-4.34E-04	3.50E-02	51.40	-24.10	-2.86E-05	-2.15E-02	50.52	-24.98
viga 7	-1.37E-04	-3.34E-03	47.60	-27.90	-6.95E-05	-2.96E-03	47.24	-28.26
viga 8	-4.11E-04	-1.29E-03	35.61	-27.89	-4.02E-04	-1.17E-03	35.52	-27.98
Pilar 2_1	3.11E-02	2.66E-03	-113.62	-113.62	1.86E-02	1.86E-03	-108.61	-108.61
Pilar 2_2	1.27E-03	-5.88E-05	-106.64	-106.64	1.20E-03	-8.80E-05	-103.78	-103.78
Pilar 2_3	9.16E-04	-3.07E-02	-77.92	-77.92	3.38E-04	-1.82E-02	-75.55	-75.55
Pilar 2_4	2.88E-04	-1.76E-03	-39.31	-39.31	2.81E-04	-1.51E-03	-36.89	-36.89
viga 13	-3.37E-02	1.41E-02	75.06	-0.44	-2.04E-02	5.20E-03	74.58	-0.92
viga 14	-3.49E-02	1.34E-03	74.96	-0.54	-2.15E-02	2.05E-03	74.57	-0.93
viga 15	-3.27E-03	1.20E-03	68.83	-6.67	-2.89E-03	9.26E-04	67.45	-8.05
viga 16	-1.22E-03	3.60E-04	49.46	-14.04	-1.10E-03	3.59E-04	48.61	-14.89
Pilar 3_1	3.11E-02	-1.69E-02	-40.79	-40.79	1.86E-02	-1.33E-02	-39.67	-39.67
Pilar 3_2	2.09E-02	-3.36E-02	-35.70	-35.70	1.64E-02	-1.95E-02	-34.41	-34.41
Pilar 3_3	3.26E-02	-3.28E-02	-26.49	-26.49	1.91E-02	-2.02E-02	-25.08	-25.08
Pilar 3_4	1.78E-03	-2.62E-03	-16.02	-16.02	1.68E-03	-2.25E-03	-15.60	-15.60
viga 21	-1.43E-02	3.25E-02	70.30	32.55	-5.40E-03	1.94E-02	69.53	31.78
viga 22	-1.68E-03	3.40E-02	63.51	25.76	-2.39E-03	2.08E-02	61.30	23.55
viga 23	-1.62E-03	3.94E-03	50.93	13.18	-1.33E-03	3.31E-03	49.96	12.21
viga 24	-8.04E-04	9.08E-04	30.03	-1.72	-7.97E-04	8.83E-04	29.50	-2.25
Pilar 4_1	3.11E-02	-1.21E-03	-16.12	-16.12	1.85E-02	-6.56E-04	-16.07	-16.07
Pilar 4_2	2.73E-03	-1.25E-03	-14.70	-14.70	2.41E-03	-1.11E-03	-13.34	-13.34
Pilar 4_3	2.71E-04	-3.04E-02	-14.69	-14.69	6.73E-04	-1.82E-02	-14.36	-14.36
Pilar 4_4	5.41E-04	-2.51E-03	-6.26	-6.26	2.93E-04	-2.16E-03	-6.23	-6.23

Tabela 17 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite NC.

	SD zona sísmica 1				SD zona sísmica 2			
	Pushover modal -				Pushover modal -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.68E-02	-1.59E-02	-29.85	-29.85	1.07E-02	-9.61E-03	-29.13	-29.13
Pilar 1_2	1.88E-02	-1.97E-02	-25.83	-25.83	1.21E-02	-1.30E-02	-25.10	-25.10
Pilar 1_3	1.94E-02	-1.93E-02	-21.30	-21.30	1.29E-02	-1.31E-02	-20.68	-20.68
Pilar 1_4	2.58E-03	-3.04E-03	-14.99	-14.99	2.51E-03	-2.93E-03	-14.99	-14.99
viga 5	-9.40E-04	1.85E-02	52.78	-22.72	-1.12E-03	-1.21E-02	52.32	-23.18
viga 6	-2.84E-05	-1.96E-02	50.39	-25.11	-2.25E-04	-1.31E-02	49.97	-25.53
viga 7	-5.95E-05	-2.92E-03	47.19	-28.31	-2.31E-05	-2.81E-03	47.01	-28.49
viga 8	-4.01E-04	-1.15E-03	35.51	-27.99	-3.96E-04	-1.09E-03	35.46	-28.04
Pilar 2_1	1.68E-02	1.74E-03	-107.93	-107.93	1.07E-02	-1.36E-03	-105.59	-105.59
Pilar 2_2	1.19E-03	-9.20E-05	-103.40	-103.40	1.15E-03	-1.06E-04	-102.13	-102.13
Pilar 2_3	2.58E-04	-1.65E-02	-75.19	-75.19	1.01E-05	-1.03E-02	-73.83	-73.83
Pilar 2_4	2.78E-04	-1.49E-03	-36.57	-36.57	2.79E-04	-1.44E-03	-35.31	-35.31
viga 13	-1.85E-02	4.80E-03	74.52	-0.98	-1.20E-02	5.10E-03	74.32	-1.18
viga 14	-1.96E-02	2.15E-03	74.52	-0.98	-1.31E-02	2.50E-03	74.33	-1.17
viga 15	-2.85E-03	8.87E-04	67.29	-8.21	-2.74E-03	8.04E-04	66.48	-9.02
viga 16	-1.08E-03	3.57E-04	48.46	-15.04	-1.02E-03	3.50E-04	48.05	-15.45
Pilar 3_1	1.68E-02	-1.20E-02	-39.45	-39.45	1.07E-02	-5.59E-03	-38.57	-38.57
Pilar 3_2	1.49E-02	-1.75E-02	-34.17	-34.17	8.10E-03	-1.07E-02	-33.23	-33.23
Pilar 3_3	1.72E-02	-1.84E-02	-24.89	-24.89	1.06E-02	-1.23E-02	-24.20	-24.20
Pilar 3_4	1.68E-03	-2.21E-03	-15.48	-15.48	1.66E-03	-2.11E-03	-15.10	-15.10
viga 21	-5.00E-03	1.75E-02	69.27	31.52	-5.29E-03	1.12E-02	68.08	30.33
viga 22	-2.49E-03	1.89E-02	60.99	23.24	-2.83E-03	1.25E-02	59.91	22.16
viga 23	-1.29E-03	3.24E-03	49.83	12.08	-1.21E-03	3.02E-03	49.53	11.78
viga 24	-7.93E-04	8.80E-04	29.39	-2.36	-7.83E-04	8.73E-04	29.09	-2.66
Pilar 4_1	1.68E-02	-5.82E-04	-16.05	-16.05	1.07E-02	-3.30E-04	-15.99	-15.99
Pilar 4_2	2.36E-03	-1.09E-03	-13.14	-13.14	2.18E-03	-1.03E-03	-12.43	-12.43
Pilar 4_3	7.29E-04	-1.65E-02	-14.31	-14.31	9.29E-04	-1.04E-02	-14.16	-14.16
Pilar 4_4	2.62E-04	-2.12E-03	-6.24	-6.24	1.56E-04	-2.02E-03	-6.37	-6.37

Tabela 18 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite SD.

	DL zona sísmica 1 Pushover modal -				DL zona sísmica 2 Pushover modal -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.11E-02	-9.10E-03	-20.24	-20.24	6.91E-03	-5.90E-03	-17.52	-17.52
Pilar 1_2	1.35E-02	-1.56E-02	-17.52	-17.52	9.54E-03	-1.07E-02	-17.06	-17.06
Pilar 1_3	1.54E-02	-1.75E-02	-14.41	-14.41	1.01E-02	-1.22E-02	-13.92	-13.92
Pilar 1_4	9.86E-03	-1.28E-02	-10.49	-10.49	8.11E-03	-1.05E-02	-10.33	-10.33
viga 5	-1.94E-03	-1.33E-02	45.27	-30.23	-9.69E-04	-8.92E-03	44.25	-31.25
viga 6	-2.02E-04	-1.45E-02	43.68	-31.82	-2.71E-04	-9.76E-03	43.36	-32.14
viga 7	-2.40E-03	-8.41E-03	41.63	-33.87	-2.50E-03	-6.43E-03	41.43	-34.07
viga 8	-5.38E-03	-3.75E-03	31.05	-32.45	-4.95E-03	-2.75E-03	30.30	-33.20
Pilar 2_1	1.10E-02	-2.32E-03	-50.76	-50.76	6.87E-03	-2.10E-03	-47.39	-47.39
Pilar 2_2	2.00E-03	-7.41E-04	-49.91	-49.91	1.53E-03	-6.65E-04	-40.00	-40.00
Pilar 2_3	5.54E-04	-6.58E-03	-33.80	-33.80	6.65E-06	-3.23E-03	-27.77	-27.77
Pilar 2_4	9.38E-04	-3.64E-03	-17.57	-17.57	8.07E-04	-2.79E-03	-13.30	-13.30
viga 13	-1.33E-02	-8.81E-03	55.93	-19.57	-8.93E-03	-5.10E-03	51.85	-23.65
viga 14	-1.46E-02	-8.16E-03	56.99	-18.51	-9.78E-03	-5.50E-03	52.62	-22.88
viga 15	-8.60E-03	-4.88E-03	51.42	-24.08	-6.61E-03	-3.70E-03	49.61	-25.89
viga 16	-4.06E-03	-2.31E-03	41.21	-22.29	-3.06E-03	-2.02E-03	39.96	-23.54
Pilar 3_1	1.10E-02	-2.16E-03	-21.55	-21.55	6.87E-03	-1.74E-03	-14.09	-14.09
Pilar 3_2	6.54E-03	-7.18E-03	-20.94	-20.94	5.34E-03	-4.93E-03	-15.68	-15.68
Pilar 3_3	6.90E-03	-1.02E-02	-16.31	-16.31	4.24E-03	-6.09E-03	-12.57	-12.57
Pilar 3_4	2.79E-03	-5.40E-03	-8.00	-8.00	2.10E-03	-3.83E-03	-5.79	-5.79
viga 21	-9.45E-03	1.28E-02	49.71	11.96	-5.69E-03	7.59E-03	44.08	6.33
viga 22	-9.27E-03	1.39E-02	49.65	11.90	-6.53E-03	8.91E-03	44.06	6.31
viga 23	-6.32E-03	1.01E-02	42.01	4.26	-5.04E-03	6.03E-03	39.15	1.40
viga 24	-3.91E-03	4.47E-03	26.23	-5.52	-3.52E-03	4.26E-03	24.99	-6.76
Pilar 4_1	1.10E-02	-1.22E-03	-10.57	-10.57	6.86E-03	-1.75E-04	-7.24	-7.24
Pilar 4_2	3.21E-03	-2.57E-03	-5.81	-5.81	3.44E-03	-2.55E-03	-6.02	-6.02
Pilar 4_3	2.24E-03	-6.44E-03	-7.85	-7.85	1.85E-03	-5.09E-03	-6.28	-6.28
Pilar 4_4	9.55E-04	-4.85E-03	-3.04	-3.04	1.12E-03	-3.08E-03	-3.28	-3.28

Tabela 19 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez regulamentar, Estado Limite DL.

	NC zona sísmica 1 Pushover uniforme -				NC zona sísmica 2 Pushover uniforme -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	2.79E-02	-2.73E-02	-31.17	-31.17	1.76E-02	-1.67E-02	-29.94	-29.94
Pilar 1_2	2.94E-02	-3.03E-02	-26.97	-26.97	1.81E-02	-1.90E-02	-25.75	-25.75
Pilar 1_3	2.78E-02	-2.74E-02	-22.10	-22.10	1.70E-02	-1.71E-02	-21.07	-21.07
Pilar 1_4	1.90E-03	-2.39E-03	-14.71	-14.71	1.84E-03	-2.25E-03	-14.57	-14.57
viga 5	-6.20E-04	2.99E-02	53.56	-21.94	-9.31E-04	1.89E-02	52.78	-22.72
viga 6	-2.47E-04	-2.91E-02	51.02	-24.48	-8.39E-05	-1.82E-02	50.30	-25.20
viga 7	-1.32E-04	2.41E-03	47.26	-28.24	-5.18E-05	-2.27E-03	46.90	-28.60
viga 8	-3.67E-04	-7.86E-04	35.24	-28.26	-3.61E-04	-7.09E-04	35.18	-28.32
Pilar 2_1	2.79E-02	-1.98E-03	-143.41	-143.41	1.76E-02	-1.33E-03	-138.32	-138.32
Pilar 2_2	1.67E-04	-9.09E-04	-97.57	-97.57	1.44E-04	-9.07E-04	-95.50	-95.50
Pilar 2_3	1.57E-03	-2.52E-02	-54.81	-54.81	1.06E-03	-1.48E-02	-53.51	-53.51
Pilar 2_4	3.76E-04	-1.25E-03	-25.84	-25.84	3.75E-04	-1.18E-03	-24.33	-24.33
viga 13	-2.98E-02	1.12E-02	74.92	-0.58	-1.89E-02	4.82E-03	74.52	-0.98
viga 14	-2.91E-02	1.61E-03	74.79	-0.71	-1.81E-02	2.20E-03	74.47	-1.03
viga 15	-2.33E-03	7.99E-04	63.74	-11.76	-2.19E-03	6.77E-04	62.58	-12.92
viga 16	-7.08E-04	3.32E-04	45.96	-17.54	-6.31E-04	-3.23E-04	45.42	-18.08
Pilar 3_1	2.79E-02	-1.66E-02	-40.55	-40.55	1.76E-02	-1.27E-02	-39.54	-39.54
Pilar 3_2	1.88E-02	-2.84E-02	-35.18	-35.18	1.42E-02	-1.68E-02	-34.06	-34.06
Pilar 3_3	2.59E-02	-2.67E-02	-25.79	-25.79	1.48E-02	-1.64E-02	-24.64	-24.64
Pilar 3_4	1.16E-03	-1.62E-03	-12.20	-12.20	1.14E-03	-1.49E-03	-11.74	-11.74
viga 21	-1.14E-02	2.85E-02	70.05	32.30	-5.02E-03	1.77E-02	69.25	31.50
viga 22	-1.95E-03	2.81E-02	62.53	24.78	-2.53E-03	1.73E-02	60.73	22.98
viga 23	-1.21E-03	2.68E-03	49.20	11.45	-1.09E-03	2.37E-03	48.76	11.01
viga 24	-7.74E-04	8.67E-04	26.78	-4.97	-7.61E-04	8.59E-04	26.42	-5.33
Pilar 4_1	2.79E-02	-4.37E-04	-17.35	-17.35	1.76E-02	-4.68E-06	-17.26	-17.26
Pilar 4_2	1.71E-03	-2.17E-03	-14.42	-14.42	1.48E-03	-2.01E-03	-13.28	-13.28
Pilar 4_3	3.11E-04	-2.52E-02	-13.11	-13.11	4.26E-05	-1.51E-02	-12.89	-12.89
Pilar 4_4	3.07E-04	-1.53E-03	-4.73	-4.73	1.41E-04	-1.39E-03	-5.00	-5.00

Tabela 20 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite NC.

	SD zona sísmica 1 Pushover uniforme -				SD zona sísmica 2 Pushover uniforme -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.61E-02	-1.52E-02	-29.77	-29.77	1.09E-02	-9.77E-03	-29.15	-29.15
Pilar 1_2	1.65E-02	-1.74E-02	-25.58	-25.58	1.08E-02	-1.16E-02	-24.95	-24.95
Pilar 1_3	1.55E-02	-1.56E-02	-20.92	-20.92	1.00E-02	-1.03E-02	-20.40	-20.40
Pilar 1_4	1.83E-03	-2.23E-03	-14.55	-14.55	1.80E-03	-2.15E-03	-14.48	-14.48
viga 5	-9.76E-04	1.74E-02	52.67	-22.83	-1.13E-03	-1.18E-02	52.28	-23.22
viga 6	-1.31E-04	-1.66E-02	50.19	-25.31	-2.99E-04	-1.10E-02	49.83	-25.67
viga 7	-4.02E-05	-2.25E-03	46.84	-28.66	-2.09E-07	-2.18E-03	46.66	-28.84
viga 8	-3.61E-04	-6.97E-04	35.17	-28.33	-3.58E-04	-6.61E-04	35.15	-28.35
Pilar 2_1	1.61E-02	-1.24E-03	-137.61	-137.61	1.09E-02	-9.15E-04	-135.07	-135.07
Pilar 2_2	1.43E-04	-9.07E-04	-95.23	-95.23	1.35E-04	-9.08E-04	-94.24	-94.24
Pilar 2_3	9.83E-04	-1.34E-02	-53.30	-53.30	7.26E-04	-8.12E-03	-52.53	-52.53
Pilar 2_4	3.74E-04	-1.17E-03	-24.11	-24.11	-3.72E-04	-1.14E-03	-23.43	-23.43
viga 13	-1.73E-02	4.89E-03	74.48	-1.02	-1.18E-02	5.15E-03	74.31	-1.19
viga 14	-1.65E-02	2.28E-03	74.43	-1.07	-1.10E-02	2.58E-03	74.26	-1.24
viga 15	-2.17E-03	6.60E-04	62.41	-13.09	-2.10E-03	6.22E-04	61.88	-13.62
viga 16	-6.20E-04	-3.22E-04	45.34	-18.16	-5.84E-04	-3.16E-04	45.08	-18.42
Pilar 3_1	1.61E-02	-1.12E-02	-39.33	-39.33	1.09E-02	-5.69E-03	-38.57	-38.57
Pilar 3_2	1.26E-02	-1.52E-02	-33.83	-33.83	6.74E-03	-9.29E-03	-33.03	-33.03
Pilar 3_3	1.33E-02	-1.49E-02	-24.48	-24.48	7.65E-03	-9.59E-03	-23.90	-23.90
Pilar 3_4	1.14E-03	-1.47E-03	-11.67	-11.67	1.11E-03	-1.41E-03	-11.40	-11.40
viga 21	-5.09E-03	1.62E-02	68.96	31.21	-5.34E-03	1.08E-02	67.95	30.20
viga 22	-2.61E-03	1.58E-02	60.47	22.72	-2.91E-03	1.03E-02	59.55	21.80
viga 23	-1.07E-03	2.32E-03	48.70	10.95	-1.03E-03	2.20E-03	48.28	10.53
viga 24	-7.58E-04	8.57E-04	26.37	-5.38	-7.49E-04	8.49E-04	26.16	-5.59
Pilar 4_1	1.61E-02	-5.30E-05	-17.23	-17.23	1.09E-02	-2.57E-04	-17.14	-17.14
Pilar 4_2	1.44E-03	-1.99E-03	-13.11	-13.11	1.31E-03	-1.91E-03	-12.52	-12.52
Pilar 4_3	9.21E-05	-1.36E-02	-12.86	-12.86	2.68E-04	-8.42E-03	-12.74	-12.74
Pilar 4_4	1.17E-04	-1.37E-03	-5.04	-5.04	6.56E-05	-1.31E-03	-5.06	-5.06

Tabela 21 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez trilinear, Estado Limite SD.

	DL zona sísmica 1 Pushover uniforme -				DL zona sísmica 2 Pushover uniforme -			
	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)	θ esq (rad)	θ dir (rad)	Vesq (kN)	Vdir (kN)
Pilar 1_1	1.24E-02	-1.05E-02	-20.40	-20.40	7.77E-03	-6.29E-03	-19.23	-19.23
Pilar 1_2	1.24E-02	-1.45E-02	-17.41	-17.41	8.36E-03	-1.01E-02	-16.97	-16.97
Pilar 1_3	1.14E-02	-1.35E-02	-14.04	-14.04	7.93E-03	-9.93E-03	-13.71	-13.71
Pilar 1_4	7.74E-03	-1.00E-02	-10.29	-10.29	6.13E-03	-8.19E-03	-10.16	-10.16
viga 5	-1.94E-03	-1.37E-02	45.29	-30.21	-1.44E-03	-9.12E-03	44.64	-30.86
viga 6	-2.43E-04	-1.24E-02	43.52	-31.98	-2.85E-04	-8.46E-03	43.27	-32.23
viga 7	-2.47E-03	-6.38E-03	41.46	-34.04	-2.40E-03	-4.36E-03	41.14	-34.36
viga 8	-4.85E-03	-2.50E-03	30.12	-33.38	-4.54E-03	-1.79E-03	29.58	-33.93
Pilar 2_1	1.23E-02	-1.43E-03	-62.79	-62.79	7.63E-03	-1.53E-03	-55.04	-55.04
Pilar 2_2	6.25E-04	-1.86E-03	-45.24	-45.24	6.88E-04	-1.31E-03	-36.44	-36.44
Pilar 2_3	1.28E-03	-4.62E-03	-24.25	-24.25	8.17E-04	-3.17E-03	-20.25	-20.25
Pilar 2_4	1.07E-03	-2.73E-03	-11.11	-11.11	5.88E-04	-1.91E-03	-8.86	-8.86
viga 13	-1.37E-02	-8.95E-03	56.25	-19.25	-9.12E-03	-5.25E-03	52.03	-23.47
viga 14	-1.24E-02	-6.95E-03	55.02	-20.48	-8.48E-03	-4.64E-03	51.43	-24.07
viga 15	-6.57E-03	-3.95E-03	49.58	-25.92	-4.53E-03	-2.65E-03	47.72	-27.78
viga 16	-2.80E-03	-2.05E-03	39.56	-23.94	-2.08E-03	-1.99E-03	38.22	-25.28
Pilar 3_1	1.22E-02	-3.24E-03	-23.13	-23.13	7.60E-03	-2.32E-03	-16.26	-16.26
Pilar 3_2	5.38E-03	-7.36E-03	-19.45	-19.45	4.56E-03	-5.15E-03	-14.82	-14.82
Pilar 3_3	4.14E-03	-7.19E-03	-13.80	-13.80	3.00E-03	-5.03E-03	-9.76	-9.76
Pilar 3_4	1.58E-03	-3.51E-03	-4.96	-4.96	1.32E-03	-2.03E-03	-3.27	-3.27
viga 21	-9.57E-03	1.33E-02	49.73	11.98	-5.82E-03	8.02E-03	44.49	6.74
viga 22	-8.02E-03	1.12E-02	47.22	9.47	-5.64E-03	7.34E-03	42.25	4.50
viga 23	-5.33E-03	6.33E-03	39.64	1.89	-3.94E-03	4.12E-03	35.96	-1.79
viga 24	-3.59E-03	4.25E-03	24.52	-7.23	-3.43E-03	3.86E-03	23.74	-8.01
Pilar 4_1	1.22E-02	-4.98E-04	-11.20	-11.20	7.59E-03	-1.07E-04	-8.33	-8.33
Pilar 4_2	1.69E-03	-4.22E-03	-5.93	-5.93	2.36E-03	-3.45E-03	-5.83	-5.83
Pilar 4_3	9.59E-04	-6.17E-03	-6.45	-6.45	1.27E-03	-4.84E-03	-5.53	-5.53
Pilar 4_4	5.81E-04	-2.85E-03	-2.68	-2.68	1.15E-03	-1.60E-03	-2.16	-2.16

Tabela 22 –Valores de θ e de esforço transverso obtidos da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal - rigidez regulamentar, Estado Limite DL.

NC Zona 1 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-3,30E-02	-3,22E-03	13,90	13,90	ko	ok
2	-9,62E-04	2,40E-04	5,15	5,15	ok	ok
3	-1,28E-03	1,16E-02	11,30	11,30	ok	ok
4	1,95E-02	2,09E-03	-5,82	-5,82	ok	ok
5	3,62E-02	-3,58E-02	0,22	-75,28	ok	ok
6	3,74E-02	-3,72E-02	0,17	-75,33	ok	ok
7	2,45E-02	-5,09E-03	2,01	-73,49	ok	ok
8	2,95E-03	-1,52E-03	13,17	-50,33	ok	ok
9	-3,30E-02	-2,81E-03	111,44	111,44	ko	ok
10	-1,35E-03	1,32E-06	111,10	111,10	ok	ok
11	-1,02E-03	3,11E-02	76,87	76,87	ok	ko
12	-8,06E-05	3,49E-03	47,84	47,84	ok	ok
13	3,58E-02	-3,77E-04	21,88	-53,62	ok	ok
14	3,72E-02	-2,10E-05	23,08	-52,42	ok	ok
15	-5,06E-03	-6,97E-05	28,84	-46,66	ok	ok
16	1,49E-03	-1,27E-04	25,22	-38,28	ok	ok
17	-3,30E-02	3,26E-02	42,06	42,06	ko	ko
18	-3,68E-02	3,72E-02	37,05	37,05	ko	ko
19	-3,62E-02	3,62E-02	26,87	26,87	ko	ko
20	-5,04E-03	5,10E-03	17,07	17,07	ok	ok
21	3,42E-04	-2,22E-02	-15,72	-53,47	ok	ok
22	9,41E-05	-3,75E-03	-8,73	-46,48	ok	ok
23	1,70E-04	-8,22E-04	-3,89	-41,64	ok	ok
24	-2,51E-04	-3,47E-05	12,29	-19,46	ok	ok
25	-3,30E-02	1,08E-02	23,73	23,73	ko	ok
26	-1,50E-02	3,34E-02	21,27	21,27	ok	ko
27	-3,23E-02	3,52E-02	19,13	19,13	ko	ko
28	-4,05E-03	4,88E-03	13,38	13,38	ok	ok

Tabela 23 –Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 1.

NC Zona 2 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,99E-02	-2,55E-03	14,29	14,29	ko	ok
2	-7,32E-04	3,23E-04	2,83	2,83	ok	ok
3	-8,25E-04	3,47E-03	11,56	11,56	ok	ok
4	1,48E-02	1,94E-03	-5,73	-5,73	ok	ok
5	2,25E-02	-2,19E-02	0,77	-74,73	ok	ok
6	2,36E-02	-2,32E-02	0,72	-74,78	ok	ok
7	1,93E-02	-4,64E-03	4,59	-70,91	ok	ok
8	2,56E-03	-1,51E-03	13,33	-50,17	ok	ok
9	-1,99E-02	-1,98E-03	105,89	105,89	ko	ok
10	-1,28E-03	4,01E-05	108,97	108,97	ok	ok
11	-4,38E-04	1,81E-02	73,69	73,69	ok	ko
12	-1,57E-04	2,98E-03	44,88	44,88	ok	ok
13	2,19E-02	-7,03E-04	23,04	-52,46	ok	ok
14	-2,32E-02	-1,86E-04	24,58	-50,92	ok	ok
15	-4,61E-03	-6,89E-05	28,94	-46,56	ok	ok
16	1,48E-03	-1,28E-04	25,26	-38,24	ok	ok
17	-1,99E-02	1,92E-02	40,19	40,19	ko	ko
18	-2,25E-02	2,30E-02	35,08	35,08	ko	ko
19	-2,26E-02	2,28E-02	25,41	25,41	ko	ko
20	-4,52E-03	4,58E-03	17,03	17,03	ok	ok
21	-4,52E-03	4,58E-03	-15,38	-53,13	ok	ok
22	1,11E-04	-1,47E-03	-8,43	-46,18	ok	ok
23	1,72E-04	-7,09E-04	-2,62	-40,37	ok	ok
24	-2,55E-04	-4,11E-05	12,28	-19,47	ok	ok
25	-1,99E-02	8,90E-03	22,98	22,98	ko	ok
26	-1,22E-02	2,17E-02	20,57	20,57	ok	ko
27	-2,12E-02	2,19E-02	18,03	18,03	ko	ko
28	-3,63E-03	4,36E-03	13,35	13,35	ok	ok

Tabela 24 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 2.

SD Zona 1 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,79E-02	-2,45E-03	14,35	14,35	ko	ok
2	-6,99E-04	3,46E-04	2,44	2,44	ok	ok
3	-7,60E-04	3,38E-03	11,57	11,57	ok	ok
4	1,29E-02	1,90E-03	-5,64	-5,64	ok	ok
5	2,04E-02	-1,98E-02	0,86	-74,64	ok	ok
6	2,15E-02	-2,11E-02	0,81	-74,69	ok	ok
7	1,74E-02	-4,61E-03	5,05	-70,45	ok	ok
8	2,56E-03	-1,51E-03	13,34	-50,16	ok	ok
9	-1,79E-02	-1,85E-03	105,00	105,00	ko	ok
10	-1,27E-03	4,41E-05	108,66	108,66	ok	ok
11	-3,45E-04	1,61E-02	73,23	73,23	ok	ko
12	-1,72E-04	2,94E-03	44,33	44,33	ok	ok
13	1,98E-02	-7,52E-04	23,22	-52,28	ok	ok
14	-2,11E-02	-1,99E-04	24,86	-50,64	ok	ok
15	-4,59E-03	-6,91E-05	28,95	-46,55	ok	ok
16	1,48E-03	-1,28E-04	25,26	-38,24	ok	ok
17	-1,79E-02	1,72E-02	39,90	39,90	ko	ko
18	-2,03E-02	2,09E-02	34,78	34,78	ko	ko
19	-2,05E-02	2,08E-02	25,19	25,19	ko	ko
20	-4,47E-03	4,54E-03	17,02	17,02	ok	ok
21	7,17E-04	-9,30E-03	-15,33	-53,08	ok	ok
22	1,24E-04	-1,42E-03	-8,46	-46,21	ok	ok
23	1,73E-04	-6,93E-04	-2,41	-40,16	ok	ok
24	-2,56E-04	-4,17E-05	12,27	-19,48	ok	ok
25	-1,79E-02	8,62E-03	22,87	22,87	ko	ok
26	-1,17E-02	1,96E-02	20,45	20,45	ko	ko
27	-1,92E-02	1,99E-02	17,85	17,85	ko	ko
28	-3,61E-03	4,32E-03	13,34	13,34	ok	ok

Tabela 25 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 1.

SD Zona 2 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,13E-02	2,11E-03	14,57	14,57	ok	ok
2	-5,89E-04	-4,24E-04	1,13	1,13	ok	ok
3	-5,41E-04	3,08E-03	11,59	11,59	ok	ok
4	6,51E-03	1,76E-03	-5,35	-5,35	ok	ok
5	1,34E-02	-1,27E-02	1,14	-74,36	ok	ok
6	1,44E-02	-1,39E-02	1,09	-74,41	ok	ok
7	1,08E-02	-4,52E-03	6,59	-68,91	ok	ok
8	2,57E-03	-1,49E-03	13,36	-50,14	ok	ok
9	-1,13E-02	-1,43E-03	102,03	102,03	ko	ok
10	-1,24E-03	5,69E-05	107,64	107,64	ok	ok
11	-3,37E-05	9,39E-03	71,66	71,66	ok	ko
12	-2,24E-04	2,81E-03	42,50	42,50	ok	ok
13	-1,27E-02	-9,96E-04	23,61	-51,89	ok	ok
14	-1,39E-02	-2,40E-04	25,81	-49,69	ok	ok
15	-4,50E-03	-6,99E-05	28,97	-46,53	ok	ok
16	1,47E-03	-1,28E-04	25,29	-38,21	ok	ok
17	-1,13E-02	1,03E-02	38,94	38,94	ko	ko
18	-1,30E-02	1,37E-02	33,78	33,78	ok	ko
19	-1,36E-02	1,40E-02	24,46	24,46	ko	ko
20	-4,34E-03	4,40E-03	17,01	17,01	ok	ok
21	9,60E-04	-3,93E-03	-14,71	-52,46	ok	ok
22	1,65E-04	-1,27E-03	-8,56	-46,31	ok	ok
23	1,75E-04	-6,38E-04	-1,73	-39,48	ok	ok
24	-2,57E-04	-4,48E-05	12,25	-19,50	ok	ok
25	-1,13E-02	7,31E-03	22,46	22,46	ko	ok
26	-9,99E-03	1,26E-02	20,03	20,03	ok	ko
27	-1,25E-02	1,31E-02	17,25	17,25	ok	ok
28	-3,52E-03	4,19E-03	13,33	13,33	ok	ok

Tabela 26 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 2.

DL Zona 1 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,02E-02	-6,78E-03	4,68	4,68	ko	ok
2	1,46E-03	-2,39E-03	-4,78	-4,78	ok	ok
3	1,66E-03	-6,81E-04	-1,07	-1,07	ok	ok
4	5,57E-03	-1,97E-03	-6,73	-6,73	ok	ok
5	-1,71E-02	-1,30E-02	20,00	-55,50	ok	ok
6	-1,81E-02	-1,53E-02	18,10	-57,40	ok	ok
7	-1,59E-02	-1,06E-02	22,60	-52,90	ok	ok
8	-1,24E-02	-4,11E-03	22,85	-40,65	ok	ok
9	-1,02E-02	-2,66E-03	45,76	45,76	ko	ok
10	-2,49E-03	3,23E-04	51,24	51,24	ok	ok
11	-1,20E-03	5,97E-03	36,66	36,66	ok	ko
12	-3,89E-04	6,24E-03	20,67	20,67	ok	ko
13	-1,29E-02	-2,64E-03	29,62	-45,88	ok	ok
14	-1,50E-02	-4,74E-04	31,25	-44,25	ok	ok
15	-1,02E-02	-9,85E-04	32,63	-42,87	ok	ok
16	-3,52E-03	-1,85E-03	28,92	-34,58	ok	ok
17	-1,02E-02	7,53E-03	26,76	26,76	ok	ok
18	-1,27E-02	1,48E-02	23,74	23,74	ko	ko
19	-1,57E-02	1,71E-02	17,14	17,14	ko	ko
20	-1,07E-02	1,15E-02	11,84	11,84	ko	ko
21	2,56E-03	-4,30E-03	-1,53	-39,28	ok	ok
22	3,02E-04	-2,25E-03	1,21	-36,54	ok	ok
23	-1,29E-03	-1,74E-03	7,71	-30,04	ok	ok
24	-2,28E-03	-1,85E-04	15,51	-16,24	ok	ok
25	-1,02E-02	5,78E-03	14,78	14,78	ok	ko
26	-1,09E-02	1,29E-02	13,80	13,80	ko	ko
27	-1,38E-02	1,41E-02	11,84	11,84	ko	ko
28	-7,64E-03	9,03E-03	9,09	9,09	ok	ko

Tabela 27 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 1.

DL Zona 2 Pushover modal					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-7,01E-03	-5,74E-03	1,73	1,73	ok	ok
2	1,46E-03	-2,10E-03	-4,42	-4,42	ok	ok
3	2,20E-03	-1,59E-04	-2,56	-2,56	ok	ok
4	4,33E-03	-2,69E-03	-6,27	-6,27	ok	ok
5	-1,29E-02	-9,41E-03	23,37	-52,13	ok	ok
6	-1,36E-02	-1,09E-02	22,12	-53,38	ok	ok
7	-1,17E-02	-8,27E-03	24,87	-50,63	ok	ok
8	-1,01E-02	-3,83E-03	23,16	-40,34	ok	ok
9	-7,00E-03	2,30E-03	45,22	45,22	ko	ok
10	-1,86E-03	4,17E-04	41,47	41,47	ok	ok
11	-4,15E-04	3,23E-03	31,29	31,29	ok	ok
12	-1,02E-03	3,51E-03	16,76	16,76	ok	ok
13	-9,29E-03	-1,13E-03	31,05	-44,45	ok	ok
14	-1,07E-02	-4,80E-04	31,49	-44,01	ok	ok
15	-7,86E-03	-9,52E-04	32,74	-42,76	ok	ok
16	-3,29E-03	-1,80E-03	29,25	-34,25	ok	ok
17	-7,02E-03	5,88E-03	21,13	21,13	ok	ok
18	-9,95E-03	1,06E-02	23,27	23,27	ok	ko
19	-1,07E-02	1,20E-02	16,61	16,61	ko	ko
20	-7,71E-03	8,53E-03	11,58	11,58	ok	ko
21	1,03E-03	-2,16E-03	0,28	-37,47	ok	ok
22	2,79E-04	-2,09E-03	1,83	-35,92	ok	ok
23	-1,29E-03	-1,49E-03	8,59	-29,16	ok	ok
24	-2,27E-03	-7,11E-05	15,58	-16,17	ok	ok
25	-7,03E-03	4,76E-03	12,76	12,76	ok	ko
26	-8,81E-03	8,76E-03	13,51	13,51	ok	ok
27	-8,85E-03	9,25E-03	11,41	11,41	ko	ko
28	-4,90E-03	6,16E-03	8,58	8,58	ok	ok

Tabela 28 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido positivo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 2.

NC Zona 1 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	3,11E-02	-3,06E-02	-31,54	-31,54	ko	ko
2	3,45E-02	-3,55E-02	-27,53	-27,53	ko	ko
3	3,45E-02	-3,39E-02	-22,74	-22,74	ko	ko
4	2,92E-03	-3,46E-03	-15,02	-15,02	ok	ok
5	-5,08E-04	3,38E-02	53,85	-21,65	ok	ok
6	-4,34E-04	3,50E-02	51,4	-24,1	ok	ok
7	-1,37E-04	-3,34E-03	47,6	-27,9	ok	ok
8	-4,11E-04	-1,29E-03	35,61	-27,89	ok	ok
9	3,11E-02	2,66E-03	-113,62	-113,62	ko	ok
10	1,27E-03	-5,88E-05	-106,64	-106,64	ok	ok
11	9,16E-04	-3,07E-02	-77,92	-77,92	ok	ko
12	2,88E-04	-1,76E-03	-39,31	-39,31	ok	ok
13	-3,37E-02	1,41E-02	75,06	-0,44	ko	ok
14	-3,49E-02	1,34E-03	74,96	-0,54	ko	ok
15	-3,27E-03	1,20E-03	68,83	-6,67	ok	ok
16	-1,22E-03	3,60E-04	49,46	-14,04	ok	ok
17	3,11E-02	-1,69E-02	-40,79	-40,79	ko	ko
18	2,09E-02	-3,36E-02	-35,7	-35,7	ko	ko
19	3,26E-02	-3,28E-02	-26,49	-26,49	ko	ko
20	1,78E-03	-2,62E-03	-16,02	-16,02	ok	ok
21	-1,43E-02	3,25E-02	70,3	32,55	ok	ok
22	-1,68E-03	3,40E-02	63,51	25,76	ok	ok
23	-1,62E-03	3,94E-03	50,93	13,18	ok	ok
24	-8,04E-04	9,08E-04	30,03	-1,72	ok	ok
25	3,11E-02	-1,21E-03	-16,12	-16,12	ko	ok
26	2,73E-03	-1,25E-03	-14,7	-14,7	ok	ok
27	2,71E-04	-3,04E-02	-14,69	-14,69	ok	ok
28	5,41E-04	-2,51E-03	-6,26	-6,26	ok	ok

Tabela 29 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear ("pushover") para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 1.

NC Zona 2 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,86E-02	-1,77E-02	-30,06	-30,06	ko	ko
2	2,07E-02	-2,17E-02	-26,03	-26,03	ko	ko
3	2,12E-02	-2,11E-02	-21,47	-21,47	ko	ko
4	2,61E-03	-3,08E-03	-15,00	-15,00	ok	ok
5	-8,87E-04	2,04E-02	52,91	-22,59	ok	ok
6	-2,86E-05	-2,15E-02	50,52	-24,98	ok	ok
7	-6,95E-05	-2,96E-03	47,24	-28,26	ok	ok
8	-4,02E-04	-1,17E-03	35,52	-27,98	ok	ok
9	1,86E-02	1,86E-03	-108,61	-108,61	ko	ok
10	1,20E-03	-8,80E-05	-103,78	-103,78	ok	ok
11	3,38E-04	-1,82E-02	-75,55	-75,55	ok	ko
12	2,81E-04	-1,51E-03	-36,89	-36,89	ok	ok
13	-2,04E-02	5,20E-03	74,58	-0,92	ok	ok
14	-2,15E-02	2,05E-03	74,57	-0,93	ok	ok
15	-2,89E-03	9,26E-04	67,45	-8,05	ok	ok
16	-1,10E-03	3,59E-04	48,61	-14,89	ok	ok
17	1,86E-02	-1,33E-02	-39,67	-39,67	ko	ko
18	1,64E-02	-1,95E-02	-34,41	-34,41	ko	ko
19	1,91E-02	-2,02E-02	-25,08	-25,08	ko	ko
20	1,68E-03	-2,25E-03	-15,60	-15,60	ok	ok
21	-5,40E-03	1,94E-02	69,53	31,78	ok	ok
22	-2,39E-03	2,08E-02	61,30	23,55	ok	ok
23	-1,33E-03	3,31E-03	49,96	12,21	ok	ok
24	-7,97E-04	8,83E-04	29,50	-2,25	ok	ok
25	1,85E-02	-6,56E-04	-16,07	-16,07	ok	ok
26	2,41E-03	-1,11E-03	-13,34	-13,34	ok	ok
27	6,73E-04	-1,82E-02	-14,36	-14,36	ok	ok
28	2,93E-04	-2,16E-03	-6,23	-6,23	ok	ok

Tabela 30 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 2.

SD Zona 1 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,68E-02	-1,59E-02	-29,8549	-29,8549	ko	ko
2	1,88E-02	-1,97E-02	-25,8253	-25,8253	ko	ko
3	1,94E-02	-1,93E-02	-21,2964	-21,2964	ko	ko
4	2,58E-03	-3,04E-03	-14,9944	-14,9944	ok	ok
5	-9,40E-04	1,85E-02	52,7772	-22,7228	ok	ok
6	-2,84E-05	-1,96E-02	50,3944	-25,1056	ok	ok
7	-5,95E-05	-2,92E-03	47,1867	-28,3133	ok	ok
8	-4,01E-04	-1,15E-03	35,507	-27,993	ok	ok
9	1,68E-02	1,74E-03	-107,931	-107,931	ko	ok
10	1,19E-03	-9,20E-05	-103,4	-103,4	ok	ok
11	2,58E-04	-1,65E-02	-75,1871	-75,1871	ok	ko
12	2,78E-04	-1,49E-03	-36,5668	-36,5668	ok	ok
13	-1,85E-02	4,80E-03	74,5155	-0,9845	ok	ok
14	-1,96E-02	2,15E-03	74,5177	-0,9823	ok	ok
15	-2,85E-03	8,87E-04	67,2878	-8,2122	ok	ok
16	-1,08E-03	3,57E-04	48,4624	-15,0376	ok	ok
17	1,68E-02	-1,20E-02	-39,4467	-39,4467	ko	ko
18	1,49E-02	-1,75E-02	-34,1703	-34,1703	ko	ko
19	1,72E-02	-1,84E-02	-24,8876	-24,8876	ko	ko
20	1,68E-03	-2,21E-03	-15,4817	-15,4817	ok	ok
21	-5,00E-03	1,75E-02	69,2689	31,5189	ok	ok
22	-2,49E-03	1,89E-02	60,9892	23,2392	ok	ok
23	-1,29E-03	3,24E-03	49,8276	12,0776	ok	ok
24	-7,93E-04	8,80E-04	29,3892	-2,3608	ok	ok
25	1,68E-02	-5,82E-04	-16,0519	-16,0519	ok	ok
26	2,36E-03	-1,09E-03	-13,1419	-13,1419	ok	ok
27	7,29E-04	-1,65E-02	-14,3095	-14,3095	ok	ok
28	2,62E-04	-2,12E-03	-6,2438	-6,2438	ok	ok

Tabela 31 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 1.

SD Zona 2 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,07E-02	-9,61E-03	-29,13	-29,13	ko	ok
2	1,21E-02	-1,30E-02	-25,1	-25,1	ko	ko
3	1,29E-02	-1,31E-02	-20,68	-20,68	ok	ok
4	2,51E-03	-2,93E-03	-14,99	-14,99	ok	ok
5	-1,12E-03	-1,21E-02	52,32	-23,18	ok	ok
6	-2,25E-04	-1,31E-02	49,97	-25,53	ok	ok
7	-2,31E-05	-2,81E-03	47,01	-28,49	ok	ok
8	-3,96E-04	-1,09E-03	35,46	-28,04	ok	ok
9	1,07E-02	-1,36E-03	-105,59	-105,59	ko	ok
10	1,15E-03	-1,06E-04	-102,13	-102,13	ok	ok
11	1,01E-05	-1,03E-02	-73,83	-73,83	ok	ko
12	2,79E-04	-1,44E-03	-35,31	-35,31	ok	ok
13	-1,20E-02	5,10E-03	74,32	-1,18	ok	ok
14	-1,31E-02	2,50E-03	74,33	-1,17	ok	ok
15	-2,74E-03	8,04E-04	66,48	-9,02	ok	ok
16	-1,02E-03	3,50E-04	48,05	-15,45	ok	ok
17	1,07E-02	-5,59E-03	-38,57	-38,57	ko	ok
18	8,10E-03	-1,07E-02	-33,23	-33,23	ok	ko
19	1,06E-02	-1,23E-02	-24,2	-24,2	ok	ok
20	1,66E-03	-2,11E-03	-15,1	-15,1	ok	ok
21	-5,29E-03	1,12E-02	68,08	30,33	ok	ok
22	-2,83E-03	1,25E-02	59,91	22,16	ok	ok
23	-1,21E-03	3,02E-03	49,53	11,78	ok	ok
24	-7,83E-04	8,73E-04	29,09	-2,66	ok	ok
25	1,07E-02	-3,30E-04	-15,99	-15,99	ok	ok
26	2,18E-03	-1,03E-03	-12,43	-12,43	ok	ok
27	9,29E-04	-1,04E-02	-14,16	-14,16	ok	ok
28	1,56E-04	-2,02E-03	-6,37	-6,37	ok	ok

Tabela 32 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 2.

DL Zona 1 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,11E-02	-9,10E-03	-20,2401	-20,2401	ko	ok
2	1,35E-02	-1,56E-02	-17,5235	-17,5235	ko	ko
3	1,54E-02	-1,75E-02	-14,414	-14,414	ko	ko
4	9,86E-03	-1,28E-02	-10,4898	-10,4898	ko	ko
5	-1,94E-03	-1,33E-02	45,273	-30,227	ok	ok
6	-2,02E-04	-1,45E-02	43,6789	-31,8211	ok	ok
7	-2,40E-03	-8,41E-03	41,6264	-33,8736	ok	ok
8	-5,38E-03	-3,75E-03	31,0461	-32,4539	ok	ok
9	1,10E-02	-2,32E-03	-50,7595	-50,7595	ko	ok
10	2,00E-03	-7,41E-04	-49,9099	-49,9099	ok	ok
11	5,54E-04	-6,58E-03	-33,8015	-33,8015	ok	ko
12	9,38E-04	-3,64E-03	-17,5698	-17,5698	ok	ok
13	-1,33E-02	-8,81E-03	55,9289	-19,5711	ok	ok
14	-1,46E-02	-8,16E-03	56,9875	-18,5125	ok	ok
15	-8,60E-03	-4,88E-03	51,4156	-24,0844	ok	ok
16	-4,06E-03	-2,31E-03	41,2135	-22,2865	ok	ok
17	1,10E-02	-2,16E-03	-21,5497	-21,5497	ok	ok
18	6,54E-03	-7,18E-03	-20,9404	-20,9404	ok	ok
19	6,90E-03	-1,02E-02	-16,3148	-16,3148	ok	ko
20	2,79E-03	-5,40E-03	-7,9971	-7,9971	ok	ok
21	-9,45E-03	1,28E-02	49,7102	11,9602	ok	ko
22	-9,27E-03	1,39E-02	49,6547	11,9047	ok	ko
23	-6,32E-03	1,01E-02	42,0084	4,2584	ok	ko
24	-3,91E-03	4,47E-03	26,2317	-5,5183	ok	ko
25	1,10E-02	-1,22E-03	-10,5666	-10,5666	ko	ok
26	3,21E-03	-2,57E-03	-5,8076	-5,8076	ok	ok
27	2,24E-03	-6,44E-03	-7,8542	-7,8542	ok	ok
28	9,55E-04	-4,85E-03	-3,0412	-3,0412	ok	ok

Tabela 33 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 1.

DL Zona 2 Pushover modal inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	6,91E-03	-5,90E-03	-17,52	-17,52	ok	ok
2	9,54E-03	-1,07E-02	-17,06	-17,06	ok	ko
3	1,01E-02	-1,22E-02	-13,92	-13,92	ko	ko
4	8,11E-03	-1,05E-02	-10,33	-10,33	ko	ko
5	-9,69E-04	-8,92E-03	44,25	-31,25	ok	ok
6	-2,71E-04	-9,76E-03	43,36	-32,14	ok	ok
7	-2,50E-03	-6,43E-03	41,43	-34,07	ok	ok
8	-4,95E-03	-2,75E-03	30,3	-33,2	ok	ok
9	6,87E-03	-2,10E-03	-47,39	-47,39	ko	ok
10	1,53E-03	-6,65E-04	-40	-40	ok	ok
11	6,65E-06	-3,23E-03	-27,77	-27,77	ok	ok
12	8,07E-04	-2,79E-03	-13,3	-13,3	ok	ok
13	-8,93E-03	-5,10E-03	51,85	-23,65	ok	ok
14	-9,78E-03	-5,50E-03	52,62	-22,88	ok	ok
15	-6,61E-03	-3,70E-03	49,61	-25,89	ok	ok
16	-3,06E-03	-2,02E-03	39,96	-23,54	ok	ok
17	6,87E-03	-1,74E-03	-14,09	-14,09	ok	ok
18	5,34E-03	-4,93E-03	-15,68	-15,68	ok	ok
19	4,24E-03	-6,09E-03	-12,57	-12,57	ok	ok
20	2,10E-03	-3,83E-03	-5,79	-5,79	ok	ok
21	-5,69E-03	7,59E-03	44,08	6,33	ok	ko
22	-6,53E-03	8,91E-03	44,06	6,31	ok	ko
23	-5,04E-03	6,03E-03	39,15	1,4	ok	ko
24	-3,52E-03	4,26E-03	24,99	-6,76	ok	ko
25	6,86E-03	-1,75E-04	-7,24	-7,24	ok	ok
26	3,44E-03	-2,55E-03	-6,02	-6,02	ok	ok
27	1,85E-03	-5,09E-03	-6,28	-6,28	ok	ok
28	1,12E-03	-3,08E-03	-3,28	-3,28	ok	ok

Tabela 33 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas modal e sentido negativo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 2.

NC Zona 1 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-3,08E-02	2,56E-03	15,9455	15,9455	ko	ok
2	-4,49E-07	7,54E-04	5,3035	5,3035	ok	ok
3	1,77E-03	4,36E-03	8,5068	8,5068	ok	ok
4	2,39E-02	-1,54E-03	-8,3212	-8,3212	ok	ok
5	3,34E-02	-3,31E-02	0,34	-75,16	ok	ok
6	3,27E-02	-3,26E-02	0,3567	-75,1433	ok	ok
7	2,66E-02	-2,99E-03	9,0386	-66,4614	ok	ok
8	-1,15E-03	-1,21E-03	16,0528	-47,4472	ok	ok
9	-3,08E-02	2,24E-03	139,3082	139,3082	ko	ok
10	-3,39E-04	8,30E-04	102,3339	102,3339	ok	ok
11	-1,68E-03	2,80E-02	56,35	56,35	ok	ko
12	-3,31E-04	1,46E-03	33,2738	33,2738	ok	ok
13	3,31E-02	-4,46E-04	22,1284	-53,3716	ok	ok
14	3,26E-02	-1,39E-04	23,3278	-52,1722	ok	ok
15	-2,98E-03	-3,65E-05	29,1832	-46,3168	ok	ok
16	-1,19E-03	-1,15E-04	25,6479	-37,8521	ok	ok
17	-3,08E-02	3,04E-02	41,7447	41,7447	ko	ko
18	-3,30E-02	3,33E-02	36,5104	36,5104	ko	ko
19	-3,08E-02	3,10E-02	26,2937	26,2937	ko	ko
20	-2,68E-03	2,76E-03	16,8605	16,8605	ok	ok
21	4,09E-04	-1,98E-02	-15,6425	-53,3925	ok	ok
22	6,30E-05	-1,67E-03	-8,2913	-46,0413	ok	ok
23	1,40E-04	-6,55E-04	-3,268	-41,018	ok	ok
24	-2,43E-04	-4,27E-05	12,1129	-19,6371	ok	ok
25	-3,08E-02	1,10E-02	23,633	23,633	ko	ok
26	-1,36E-02	3,17E-02	21,1211	21,1211	ok	ko
27	-2,92E-02	3,02E-02	18,756	18,756	ko	ko
28	-1,88E-03	2,56E-03	12,7311	12,7311	ok	ok

Tabela 34 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 1.

NC Zona 2 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,87E-02	1,96E-03	16,2333	16,2333	ko	ok
2	-1,55E-04	5,81E-04	2,9358	2,9358	ok	ok
3	1,35E-03	3,44E-03	8,6662	8,6662	ok	ok
4	1,26E-02	1,40E-03	-7,3828	-7,3828	ok	ok
5	2,06E-02	-2,01E-02	0,8547	-74,6453	ok	ok
6	1,99E-02	-1,97E-02	0,8714	-74,6286	ok	ok
7	1,51E-02	-2,95E-03	11,3486	-64,1514	ok	ok
8	1,19E-03	-1,13E-03	16,1528	-47,3472	ok	ok
9	-1,86E-02	1,48E-03	132,7658	132,7658	ko	ok
10	-3,33E-04	8,30E-04	100,7301	100,7301	ok	ok
11	-1,08E-03	1,56E-02	54,2739	54,2739	ok	ko
12	-3,87E-04	1,44E-03	30,2001	30,2001	ok	ok
13	2,01E-02	-7,50E-04	23,2144	-52,2856	ok	ok
14	-1,97E-02	-2,14E-04	25,0342	-50,4658	ok	ok
15	-2,94E-03	-3,87E-05	29,2028	-46,2972	ok	ok
16	-1,11E-03	-1,14E-04	25,7562	-37,7438	ok	ok
17	-1,86E-02	1,79E-02	39,9982	39,9982	ko	ko
18	-1,97E-02	2,03E-02	34,693	34,693	ko	ko
19	-1,84E-02	1,86E-02	24,9634	24,9634	ko	ko
20	-2,58E-03	2,66E-03	16,8521	16,8521	ok	ok
21	7,14E-04	-9,37E-03	-15,3241	-53,0741	ok	ok
22	1,39E-04	-1,39E-03	-8,4588	-46,2088	ok	ok
23	1,44E-04	-5,58E-04	-1,9877	-39,7377	ok	ok
24	-2,43E-04	-4,66E-05	12,0165	-19,7335	ok	ok
25	-1,86E-02	9,24E-03	22,9305	22,9305	ko	ok
26	-1,11E-02	1,90E-02	20,3905	20,3905	ok	ko
27	-1,71E-02	1,79E-02	17,6674	17,6674	ok	ok
28	-1,88E-03	2,47E-03	12,7232	12,7232	ok	ok

Tabela 35 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 2.

SD Zona 1 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,72E-02	1,89E-03	16,2677	16,2677	ko	ok
2	-1,75E-04	5,59E-04	2,6493	2,6493	ok	ok
3	1,29E-03	3,38E-03	8,6833	8,6833	ok	ok
4	1,11E-02	1,38E-03	-7,263	-7,263	ok	ok
5	1,91E-02	-1,86E-02	0,9169	-74,5831	ok	ok
6	1,84E-02	-1,81E-02	0,9335	-74,5665	ok	ok
7	1,37E-02	-2,95E-03	11,6337	-63,8663	ok	ok
8	1,19E-03	-1,12E-03	16,1613	-47,3387	ok	ok
9	-1,72E-02	1,39E-03	131,9768	131,9768	ko	ok
10	-3,32E-04	8,29E-04	100,5384	100,5384	ok	ok
11	-1,00E-03	1,42E-02	54,0235	54,0235	ok	ko
12	-3,94E-04	1,44E-03	29,8207	29,8207	ok	ok
13	-1,86E-02	-8,02E-04	23,3044	-52,1956	ok	ok
14	-1,81E-02	-2,23E-04	25,2406	-50,2594	ok	ok
15	-2,94E-03	-3,90E-05	29,2056	-46,2944	ok	ok
16	-1,11E-03	-1,14E-04	25,7701	-37,7299	ok	ok
17	-1,72E-02	1,64E-02	39,7862	39,7862	ko	ko
18	-1,81E-02	1,87E-02	34,4724	34,4724	ko	ko
19	-1,69E-02	1,71E-02	24,8028	24,8028	ko	ko
20	-2,57E-03	2,65E-03	16,8511	16,8511	ok	ok
21	7,66E-04	-8,18E-03	-15,1982	-52,9482	ok	ok
22	1,48E-04	-1,36E-03	-8,4794	-46,2294	ok	ok
23	1,45E-04	-5,47E-04	-1,8346	-39,5846	ok	ok
24	-2,43E-04	-4,73E-05	12,0033	-19,7467	ok	ok
25	-1,72E-02	8,96E-03	22,8422	22,8422	ko	ok
26	-1,07E-02	1,75E-02	20,299	20,299	ok	ko
27	-1,57E-02	1,64E-02	17,5359	17,5359	ok	ko
28	-1,88E-03	2,45E-03	12,723	12,723	ok	ok

Tabela 36 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 1.

SD Zona 2 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,14E-02	1,61E-03	16,4023	16,4023	ok	ok
2	2,50E-04	4,74E-04	1,5299	1,5299	ok	ok
3	-1,10E-03	3,12E-03	8,7497	8,7497	ok	ok
4	5,62E-03	1,32E-03	-6,7954	-6,7954	ok	ok
5	1,31E-02	-1,25E-02	1,1598	-74,3402	ok	ok
6	1,23E-02	-1,20E-02	1,1764	-74,3236	ok	ok
7	8,14E-03	-2,93E-03	12,7479	-62,7521	ok	ok
8	1,21E-03	-1,09E-03	16,1948	-47,3052	ok	ok
9	-1,14E-02	1,04E-03	128,8962	128,8962	ko	ok
10	-3,28E-04	8,26E-04	99,792	99,792	ok	ok
11	-7,24E-04	8,34E-03	53,0441	53,0441	ok	ok
12	-4,21E-04	1,43E-03	28,3378	28,3378	ok	ok
13	-1,25E-02	-1,02E-03	23,6164	-51,8836	ok	ok
14	-1,20E-02	-2,59E-04	26,0472	-49,4528	ok	ok
15	-2,92E-03	-4,04E-05	29,2167	-46,2833	ok	ok
16	-1,07E-03	-1,13E-04	25,8253	-37,6747	ok	ok
17	-1,14E-02	1,04E-02	38,9566	38,9566	ko	ko
18	-1,18E-02	1,25E-02	33,6097	33,6097	ok	ko
19	-1,10E-02	1,13E-02	24,1751	24,1751	ok	ok
20	-2,53E-03	2,61E-03	16,8473	16,8473	ok	ok
21	9,83E-04	-3,60E-03	-14,6223	-52,3723	ok	ok
22	1,82E-04	-1,23E-03	-8,5602	-46,3102	ok	ok
23	1,47E-04	-5,01E-04	-1,2374	-38,9874	ok	ok
24	-2,44E-04	-5,01E-05	11,9499	-19,8001	ok	ok
25	-1,14E-02	7,79E-03	22,4939	22,4939	ko	ok
26	-9,15E-03	1,15E-02	19,9384	19,9384	ok	ko
27	-9,95E-03	1,07E-02	17,0223	17,0223	ok	ok
28	-1,88E-03	2,41E-03	12,7225	12,7225	ok	ok

Tabela 37 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 2.

DL Zona 1 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-1,23E-02	-6,61E-03	7,7974	7,7974	ko	ok
2	3,55E-03	-6,00E-04	-5,1453	-5,1453	ok	ok
3	2,88E-03	-1,02E-03	-2,0201	-2,0201	ok	ok
4	5,70E-03	-2,10E-03	-6,9582	-6,9582	ok	ok
5	-1,90E-02	-1,42E-02	18,8508	-56,6492	ok	ok
6	-1,62E-02	-1,40E-02	19,299	-56,201	ok	ok
7	-1,24E-02	-7,81E-03	25,2548	-50,2452	ok	ok
8	-8,91E-03	-3,44E-03	23,5816	-39,9184	ok	ok
9	-1,22E-02	1,83E-03	58,1871	58,1871	ko	ok
10	-1,22E-03	1,48E-03	49,0617	49,0617	ok	ok
11	-6,46E-04	5,69E-03	27,7078	27,7078	ok	ko
12	-1,16E-03	3,30E-03	14,3676	14,3676	ok	ok
13	-1,40E-02	-3,01E-03	29,2667	-46,2333	ok	ok
14	-1,38E-02	-4,76E-04	31,3267	-44,1733	ok	ok
15	-7,38E-03	-8,86E-04	32,7101	-42,7899	ok	ok
16	-2,88E-03	-1,70E-03	29,6091	-33,8909	ok	ok
17	-1,22E-02	9,16E-03	27,5764	27,5764	ko	ok
18	-1,22E-02	1,47E-02	23,702	23,702	ko	ko
19	-1,26E-02	1,39E-02	16,8093	16,8093	ko	ko
20	-7,04E-03	7,81E-03	11,5147	11,5147	ok	ok
21	2,92E-03	-6,18E-03	-1,5938	-39,3438	ok	ok
22	2,85E-04	-2,18E-03	1,4197	-36,3303	ok	ok
23	-1,22E-03	-1,38E-03	8,8601	-28,8899	ok	ok
24	-2,16E-03	-8,02E-05	15,8187	-15,9313	ok	ok
25	-1,22E-02	5,90E-03	15,0094	15,0094	ko	ko
26	-8,96E-03	1,28E-02	13,7087	13,7087	ok	ko
27	-1,07E-02	1,13E-02	11,5868	11,5868	ko	ko
28	-4,41E-03	5,71E-03	7,9165	7,9165	ok	ok

Tabela 38 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 1.

DL Zona 2 Pushover uniforme					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	-7,97E-03	-5,46E-03	3,4226	3,4226	ok	ok
2	2,80E-03	-1,01E-03	-4,7313	-4,7313	ok	ok
3	2,85E-03	-2,07E-04	-3,3245	-3,3245	ok	ok
4	4,12E-03	-3,02E-03	-6,3748	-6,3748	ok	ok
5	-1,35E-02	-9,69E-03	23,0775	-52,4225	ok	ok
6	-1,18E-02	-9,58E-03	23,3861	-52,1139	ok	ok
7	-9,30E-03	-5,89E-03	27,0583	-48,4417	ok	ok
8	-8,28E-03	-2,62E-03	24,2868	-39,2132	ok	ok
9	-7,87E-03	1,72E-03	53,1453	53,1453	ko	ok
10	-9,72E-04	1,15E-03	38,6548	38,6548	ok	ok
11	-5,94E-04	3,23E-03	22,6495	22,6495	ok	ok
12	-7,72E-04	2,58E-03	12,1687	12,1687	ok	ok
13	-9,58E-03	-1,48E-03	30,7668	-44,7332	ok	ok
14	-9,38E-03	-4,81E-04	31,5714	-43,9286	ok	ok
15	-5,51E-03	-8,21E-04	32,7805	-42,7195	ok	ok
16	-2,12E-03	-1,46E-03	30,3525	-33,1475	ok	ok
17	-7,86E-03	6,37E-03	23,3196	23,3196	ok	ok
18	-9,02E-03	1,00E-02	23,1689	23,1689	ok	ok
19	-8,30E-03	9,55E-03	16,3535	16,3535	ok	ko
20	-5,51E-03	6,11E-03	11,2254	11,2254	ok	ok
21	1,37E-03	-2,40E-03	-0,9259	-38,6759	ok	ok
22	2,56E-04	-2,01E-03	2,006	-35,744	ok	ok
23	-1,20E-03	-9,68E-04	10,3092	-27,4408	ok	ok
24	-1,97E-03	-5,45E-04	16,5079	-15,2421	ok	ok
25	-7,86E-03	5,34E-03	14,2843	14,2843	ok	ko
26	-7,98E-03	8,24E-03	13,4492	13,4492	ok	ok
27	-6,53E-03	7,37E-03	11,2328	11,2328	ok	ok
28	-3,33E-03	4,68E-03	6,2618	6,2618	ok	ok

Tabela 39 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido positivo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 2.

NC Zona 1 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	2,79E-02	-2,73E-02	-31,1661	-31,1661	ko	ko
2	2,94E-02	-3,03E-02	-26,9736	-26,9736	ko	ko
3	2,78E-02	-2,74E-02	-22,1025	-22,1025	ko	ko
4	1,90E-03	-2,39E-03	-14,7063	-14,7063	ok	ok
5	-6,20E-04	2,99E-02	53,5554	-21,9446	ok	ok
6	-2,47E-04	-2,91E-02	51,0158	-24,4842	ok	ok
7	-1,32E-04	-2,41E-03	47,261	-28,239	ok	ok
8	-3,67E-04	-7,86E-04	35,2379	-28,2621	ok	ok
9	2,79E-02	-1,98E-03	-143,409	-143,409	ko	ok
10	1,67E-04	-9,09E-04	-97,5722	-97,5722	ok	ok
11	1,57E-03	-2,52E-02	-54,8071	-54,8071	ok	ko
12	3,76E-04	-1,25E-03	-25,8448	-25,8448	ok	ok
13	-2,98E-02	1,12E-02	74,9181	-0,5819	ok	ok
14	-2,91E-02	1,61E-03	74,7903	-0,7097	ok	ok
15	-2,33E-03	7,99E-04	63,7373	-11,7627	ok	ok
16	-7,08E-04	3,32E-04	45,9605	-17,5395	ok	ok
17	2,79E-02	-1,66E-02	-40,5474	-40,5474	ko	ko
18	1,88E-02	-2,84E-02	-35,1767	-35,1767	ko	ko
19	2,59E-02	-2,67E-02	-25,7918	-25,7918	ko	ko
20	1,16E-03	-1,62E-03	-12,196	-12,196	ok	ok
21	-1,14E-02	2,85E-02	70,0495	32,2995	ok	ok
22	-1,95E-03	2,81E-02	62,5343	24,7843	ok	ok
23	-1,21E-03	2,68E-03	49,1989	11,4489	ok	ok
24	-7,74E-04	8,67E-04	26,7794	-4,9706	ok	ok
25	2,79E-02	-4,37E-04	-17,3529	-17,3529	ko	ok
26	1,71E-03	-2,17E-03	-14,4187	-14,4187	ok	ok
27	3,11E-04	-2,52E-02	-13,1054	-13,1054	ok	ok
28	3,07E-04	-1,53E-03	-4,7253	-4,7253	ok	ok

Tabela 40 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 1.

NC Zona 2 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,76E-02	-1,67E-02	-29,9449	-29,9449	ko	ko
2	1,81E-02	-1,90E-02	-25,7505	-25,7505	ko	ko
3	1,70E-02	-1,71E-02	-21,0694	-21,0694	ok	ok
4	1,84E-03	-2,25E-03	-14,5665	-14,5665	ok	ok
5	-9,31E-04	1,89E-02	52,7836	-22,7164	ok	ok
6	-8,39E-05	-1,82E-02	50,2962	-25,2038	ok	ok
7	-5,18E-05	-2,27E-03	46,8976	-28,6024	ok	ok
8	-3,61E-04	-7,09E-04	35,1806	-28,3194	ok	ok
9	1,76E-02	-1,33E-03	-138,325	-138,325	ko	ok
10	1,44E-04	-9,07E-04	-95,504	-95,504	ok	ok
11	1,06E-03	-1,48E-02	-53,5121	-53,5121	ok	ko
12	3,75E-04	-1,18E-03	-24,334	-24,334	ok	ok
13	-1,89E-02	4,82E-03	74,5242	-0,9758	ok	ok
14	-1,81E-02	2,20E-03	74,4729	-1,0271	ok	ok
15	-2,19E-03	6,77E-04	62,5824	-12,9176	ok	ok
16	-6,31E-04	-3,23E-04	45,4217	-18,0783	ok	ok
17	1,76E-02	-1,27E-02	-39,5418	-39,5418	ko	ko
18	1,42E-02	-1,68E-02	-34,0615	-34,0615	ko	ko
19	1,48E-02	-1,64E-02	-24,6448	-24,6448	ok	ok
20	1,14E-03	-1,49E-03	-11,7387	-11,7387	ok	ok
21	-5,02E-03	1,77E-02	69,2504	31,5004	ok	ok
22	-2,53E-03	1,73E-02	60,7267	22,9767	ok	ok
23	-1,09E-03	2,37E-03	48,7621	11,0121	ok	ok
24	-7,61E-04	8,59E-04	26,4219	-5,3281	ok	ok
25	1,76E-02	-4,68E-06	-17,2558	-17,2558	ok	ok
26	1,48E-03	-2,01E-03	-13,2756	-13,2756	ok	ok
27	4,26E-05	-1,51E-02	-12,8899	-12,8899	ok	ok
28	1,41E-04	-1,39E-03	-5,0017	-5,0017	ok	ok

Tabela 41 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – NC zona sísmica 2.

SD Zona 1 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,61E-02	-1,52E-02	-29,7701	-29,7701	ko	ko
2	1,65E-02	-1,74E-02	-25,5756	-25,5756	ko	ko
3	1,55E-02	-1,56E-02	-20,9215	-20,9215	ko	ko
4	1,83E-03	-2,23E-03	-14,5453	-14,5453	ok	ok
5	-9,76E-04	1,74E-02	52,6732	-22,8268	ok	ok
6	-1,31E-04	-1,66E-02	50,1932	-25,3068	ok	ok
7	-4,02E-05	-2,25E-03	46,8449	-28,6551	ok	ok
8	-3,61E-04	-6,97E-04	35,1721	-28,3279	ok	ok
9	1,61E-02	-1,24E-03	-137,611	-137,611	ko	ok
10	1,43E-04	-9,07E-04	-95,2279	-95,2279	ok	ok
11	9,83E-04	-1,34E-02	-53,2956	-53,2956	ok	ko
12	3,74E-04	-1,17E-03	-24,1061	-24,1061	ok	ok
13	-1,73E-02	4,89E-03	74,477	-1,023	ok	ok
14	-1,65E-02	2,28E-03	74,4261	-1,0739	ok	ok
15	-2,17E-03	6,60E-04	62,4125	-13,0875	ok	ok
16	-6,20E-04	-3,22E-04	45,3415	-18,1585	ok	ok
17	1,61E-02	-1,12E-02	-39,328	-39,328	ko	ko
18	1,26E-02	-1,52E-02	-33,8338	-33,8338	ok	ko
19	1,33E-02	-1,49E-02	-24,4806	-24,4806	ko	ko
20	1,14E-03	-1,47E-03	-11,6704	-11,6704	ok	ok
21	-5,09E-03	1,62E-02	68,9639	31,2139	ok	ok
22	-2,61E-03	1,58E-02	60,4674	22,7174	ok	ok
23	-1,07E-03	2,32E-03	48,6992	10,9492	ok	ok
24	-7,58E-04	8,57E-04	26,369	-5,381	ok	ok
25	1,61E-02	-5,30E-05	-17,2314	-17,2314	ok	ok
26	1,44E-03	-1,99E-03	-13,1101	-13,1101	ok	ok
27	9,21E-05	-1,36E-02	-12,8572	-12,8572	ok	ok
28	1,17E-04	-1,37E-03	-5,0404	-5,0404	ok	ok

Tabela 42 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 1.

SD Zona 2 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,09E-02	-9,77E-03	-29,1493	-29,1493	ko	ok
2	1,08E-02	-1,16E-02	-24,9543	-24,9543	ok	ko
3	1,00E-02	-1,03E-02	-20,396	-20,396	ok	ok
4	1,80E-03	-2,15E-03	-14,4818	-14,4818	ok	ok
5	-1,13E-03	-1,18E-02	52,281	-23,219	ok	ok
6	-2,99E-04	-1,10E-02	49,8275	-25,6725	ok	ok
7	-2,09E-07	-2,18E-03	46,6641	-28,8359	ok	ok
8	-3,58E-04	-6,61E-04	35,1453	-28,3547	ok	ok
9	1,09E-02	-9,15E-04	-135,073	-135,073	ko	ok
10	1,35E-04	-9,08E-04	-94,2449	-94,2449	ok	ok
11	7,26E-04	-8,12E-03	-52,5297	-52,5297	ok	ok
12	-3,72E-04	-1,14E-03	-23,4336	-23,4336	ok	ok
13	-1,18E-02	5,15E-03	74,3095	-1,1905	ok	ok
14	-1,10E-02	2,58E-03	74,2591	-1,2409	ok	ok
15	-2,10E-03	6,22E-04	61,8766	-13,6234	ok	ok
16	-5,84E-04	-3,16E-04	45,0836	-18,4164	ok	ok
17	1,09E-02	-5,69E-03	-38,5688	-38,5688	ko	ok
18	6,74E-03	-9,29E-03	-33,0254	-33,0254	ok	ok
19	7,65E-03	-9,59E-03	-23,8959	-23,8959	ok	ok
20	1,11E-03	-1,41E-03	-11,3974	-11,3974	ok	ok
21	-5,34E-03	1,08E-02	67,9466	30,1966	ok	ok
22	-2,91E-03	1,03E-02	59,548	21,798	ok	ok
23	-1,03E-03	2,20E-03	48,2814	10,5314	ok	ok
24	-7,49E-04	8,49E-04	26,1625	-5,5875	ok	ok
25	1,09E-02	-2,57E-04	-17,1446	-17,1446	ok	ok
26	1,31E-03	-1,91E-03	-12,5235	-12,5235	ok	ok
27	2,68E-04	-8,42E-03	-12,7386	-12,7386	ok	ok
28	6,56E-05	-1,31E-03	-5,0596	-5,0596	ok	ok

Tabela 43 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – SD zona sísmica 2.

DL Zona 1 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	1,24E-02	-1,05E-02	-20,395	-20,395	ko	ko
2	1,24E-02	-1,45E-02	-17,4092	-17,4092	ko	ko
3	1,14E-02	-1,35E-02	-14,0351	-14,0351	ko	ko
4	7,74E-03	-1,00E-02	-10,2944	-10,2944	ok	ko
5	-1,94E-03	-1,37E-02	45,2865	-30,2135	ok	ok
6	-2,43E-04	-1,24E-02	43,5239	-31,9761	ok	ok
7	-2,47E-03	-6,38E-03	41,4557	-34,0443	ok	ok
8	-4,85E-03	-2,50E-03	30,1189	-33,3811	ok	ok
9	1,23E-02	-1,43E-03	-62,7922	-62,7922	ko	ok
10	6,25E-04	-1,86E-03	-45,2401	-45,2401	ok	ok
11	1,28E-03	-4,62E-03	-24,2505	-24,2505	ok	ok
12	1,07E-03	-2,73E-03	-11,1117	-11,1117	ok	ok
13	-1,37E-02	-8,95E-03	56,248	-19,252	ok	ok
14	-1,24E-02	-6,95E-03	55,0247	-20,4753	ok	ok
15	-6,57E-03	-3,95E-03	49,5766	-25,9234	ok	ok
16	-2,80E-03	-2,05E-03	39,5595	-23,9405	ok	ok
17	1,22E-02	-3,24E-03	-23,1306	-23,1306	ko	ok
18	5,38E-03	-7,36E-03	-19,4473	-19,4473	ok	ok
19	4,14E-03	-7,19E-03	-13,7994	-13,7994	ok	ok
20	1,58E-03	-3,51E-03	-4,963	-4,963	ok	ok
21	-9,57E-03	1,33E-02	49,7288	11,9788	ok	ko
22	-8,02E-03	1,12E-02	47,2183	9,4683	ok	ko
23	-5,33E-03	6,33E-03	39,6392	1,8892	ok	ko
24	-3,59E-03	4,25E-03	24,5176	-7,2324	ok	ko
25	1,22E-02	-4,98E-04	-11,1971	-11,1971	ko	ok
26	1,69E-03	-4,22E-03	-5,9308	-5,9308	ok	ok
27	9,59E-04	-6,17E-03	-6,4546	-6,4546	ok	ok
28	5,81E-04	-2,85E-03	-2,6827	-2,6827	ok	ok

Tabela 44 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 1.

DL Zona 2 Pushover uniforme inverso					Verificações	
Barra	Rotação à esq	Rotação à dir	V esq	V dir	Rotação à esq	Rotação à dir
1	7,77E-03	-6,29E-03	-19,2263	-19,2263	ok	ok
2	8,36E-03	-1,01E-02	-16,9653	-16,9653	ok	ko
3	7,93E-03	-9,93E-03	-13,705	-13,705	ok	ko
4	6,13E-03	-8,19E-03	-10,1559	-10,1559	ok	ko
5	-1,44E-03	-9,12E-03	44,639	-30,861	ok	ok
6	-2,85E-04	-8,46E-03	43,2726	-32,2274	ok	ok
7	-2,40E-03	-4,36E-03	41,139	-34,361	ok	ok
8	-4,54E-03	-1,79E-03	29,575	-33,925	ok	ok
9	7,63E-03	-1,53E-03	-55,0407	-55,0407	ko	ok
10	6,88E-04	-1,31E-03	-36,4356	-36,4356	ok	ok
11	8,17E-04	-3,17E-03	-20,2467	-20,2467	ok	ok
12	5,88E-04	-1,91E-03	-8,8594	-8,8594	ok	ok
13	-9,12E-03	-5,25E-03	52,0343	-23,4657	ok	ok
14	-8,48E-03	-4,64E-03	51,4301	-24,0699	ok	ok
15	-4,53E-03	-2,65E-03	47,7245	-27,7755	ok	ok
16	-2,08E-03	-1,99E-03	38,2162	-25,2838	ok	ok
17	7,60E-03	-2,32E-03	-16,2576	-16,2576	ok	ok
18	4,56E-03	-5,15E-03	-14,8195	-14,8195	ok	ok
19	3,00E-03	-5,03E-03	-9,7648	-9,7648	ok	ok
20	1,32E-03	-2,03E-03	-3,2678	-3,2678	ok	ok
21	-5,82E-03	8,02E-03	44,4869	6,7369	ok	ko
22	-5,64E-03	7,34E-03	42,25	4,5	ok	ko
23	-3,94E-03	4,12E-03	35,9561	-1,7939	ok	ko
24	-3,43E-03	3,86E-03	23,7376	-8,0124	ok	ok
25	7,59E-03	-1,07E-04	-8,3339	-8,3339	ok	ok
26	2,36E-03	-3,45E-03	-5,8318	-5,8318	ok	ok
27	1,27E-03	-4,84E-03	-5,5294	-5,5294	ok	ok
28	1,15E-03	-1,60E-03	-2,1565	-2,1565	ok	ok

Tabela 45 – Verificação da resposta estrutural obtida da análise não linear (“pushover”) para um formato de cargas uniforme e sentido negativo da solicitação horizontal – DL zona sísmica 2.

Anexo 2

1º piso			2º piso		
Barra	L_v simplificado	L_v teórico	Barra	L_v simplificado	L_v teórico
Pilar 1_1 esq	1.35	2.99	Pilar 1_2 esq	1.35	2.07
Pilar 1_1 dir	1.35	0.29	Pilar 1_2 dir	1.35	0.63
Pilar 2_1 esq	1.35	2.83	Pilar 2_2 esq	1.35	1.76
Pilar 2_1 dir	1.35	0.13	Pilar 2_2 dir	1.35	0.94
Pilar 3_1 esq	1.35	1.35	Pilar 3_2 esq	1.35	1.35
Pilar 3_1 dir	1.35	1.35	Pilar 3_2 dir	1.35	1.35
Pilar 4_1 esq	1.35	1.41	Pilar 4_2 esq	1.35	1.30
Pilar 4_1 dir	1.35	1.29	Pilar 4_2 dir	1.35	1.40
viga 5esq positivo	2.50	30.02	viga 6esq positivo	2.50	39.94
viga 5esq negativo	2.50	30.02	viga 6esq negativo	2.50	39.94
viga 5dir positivo	2.50	2.40	viga 6dir positivo	2.50	2.41
viga 5dir negativo	2.50	2.40	viga 6dir negativo	2.50	2.41
viga 13esq positivo	2.50	0.04	viga 14esq positivo	2.50	0.03
viga 13esq negativo	2.50	0.04	viga 14esq negativo	2.50	0.03
viga 13dir positivo	2.50	1.46	viga 14dir positivo	2.50	1.39
viga 13dir negativo	2.50	1.46	viga 14dir negativo	2.50	1.39
viga 21esq positivo	1.25	1.79	viga 22esq positivo	1.25	1.55
viga 21esq negativo	1.25	1.79	viga 22esq negativo	1.25	1.55
viga 21 dir positivo	1.25	1.09	viga 22 dir positivo	1.25	1.19
viga 21dir negativo	1.25	1.09	viga 22dir negativo	1.25	1.19

Tabela 1 – Valores de L_v estimados pelas abordagens simplificada e teórica – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

3º piso			4º piso		
Barra	L_v simplificado	L_v teórico	Barra	L_v simplificado	L_v teórico
Pilar 1_3 esq	1.35	0.30	Pilar 1_4 esq	1.35	3.67
Pilar 1_3 dir	1.35	2.40	Pilar 1_4 dir	1.35	0.98
Pilar 2_3 esq	1.35	1.01	Pilar 2_4 esq	1.35	0.87
Pilar 2_3 dir	1.35	1.69	Pilar 2_4 dir	1.35	1.83
Pilar 3_3 esq	1.35	1.35	Pilar 3_4 esq	1.35	1.35
Pilar 3_3 dir	1.35	1.35	Pilar 3_4 dir	1.35	1.35
Pilar 4_3 esq	1.35	1.34	Pilar 4_4 esq	1.35	1.35
Pilar 4_3 dir	1.35	1.36	Pilar 4_4 dir	1.35	1.35
viga 7esq positivo	2.50	2.83	viga 8esq positivo	2.50	0.43
viga 7esq negativo	2.50	2.83	viga 8esq negativo	2.50	0.43
viga 7dir positivo	2.50	2.35	viga 8dir positivo	2.50	1.73
viga 7dir negativo	2.50	2.35	viga 8dir negativo	2.50	1.73
viga 15esq positivo	2.50	0.06	viga 16esq positivo	2.50	0.02
viga 15esq negativo	2.50	0.06	viga 16esq negativo	2.50	0.02
viga 15dir positivo	2.50	0.99	viga 16dir positivo	2.50	0.84
viga 15dir negativo	2.50	0.99	viga 16dir negativo	2.50	0.84
viga 23esq positivo	1.25	3.32	viga 24esq positivo	1.25	0.74
viga 23esq negativo	1.25	3.32	viga 24esq negativo	1.25	0.74
viga 23 dir positivo	1.25	1.06	viga 24 dir positivo	1.25	0.93
viga 23dir negativo	1.25	1.06	viga 24dir negativo	1.25	0.93

Tabela 1 – (continuação) Valores de L_v estimados pelas abordagens simplificada e teórica – análise “pushover”, formato modal de cargas horizontais, NC zona sísmica 1.

	NC_1			SD_1			DL_1		
Secção	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ
pilar 1_1 esq	-151.85	28.23	5.38	-100.54	21.17	4.75	-46.53	36.81	1.26
pilar 1_1dir	143.50	28.23	5.08	94.26	21.17	4.45	30.78	36.81	0.84
pilar 1_2esq	-201.45	25.36	7.94	-132.30	19.02	6.96	-48.38	31.25	1.55
pilar 1_2dir	197.31	25.36	7.78	129.59	19.02	6.81	47.03	31.25	1.50
pilar 1_3esq	-171.20	21.97	7.79	-112.22	16.48	6.81	-40.58	25.54	1.59
pilar 1_3dir	171.38	21.97	7.80	112.31	16.48	6.81	42.70	25.54	1.67
pilar 1_4esq	-89.68	18.10	4.95	-57.80	13.58	4.26	-18.24	19.41	0.94
pilar 1_4dir	96.61	18.10	5.34	62.39	13.58	4.59	22.16	19.41	1.14
viga 5 esq	344.95	30.80	11.20	226.56	23.10	9.81	79.15	27.36	2.89
viga 6 esq	368.51	30.80	11.96	241.81	23.10	10.47	87.60	27.36	3.20
viga 7 esq	261.05	30.80	8.47	170.12	23.10	7.36	60.94	27.36	2.23
viga 8 esq	96.61	30.80	3.14	62.39	23.10	2.70	22.16	27.36	0.81
viga 5 dir	-684.95	142.11	4.82	-470.52	106.58	4.41	-165.78	136.07	1.22
viga 6 dir	-677.00	142.11	4.76	-465.15	106.58	4.36	-175.50	136.07	1.29
viga 7 dir	-464.95	142.11	3.27	-323.64	106.58	3.04	-138.32	136.07	1.02
viga 8 dir	-223.11	142.11	1.57	-160.82	106.58	1.51	-80.38	136.07	0.59
pilar 2_1 esq	-1648.10	250.04	6.59	-1099.00	187.53	5.86	-464.95	256.18	1.81
pilar 2_1dir	501.14	250.04	2.00	334.52	187.53	1.78	55.36	256.18	0.22
pilar 2_2esq	-768.59	231.96	3.31	-512.94	173.97	2.95	-196.45	224.52	0.87
pilar 2_2dir	805.32	231.96	3.47	537.09	173.97	3.09	167.78	224.52	0.75
pilar 2_3esq	-442.27	115.14	3.84	-294.83	86.36	3.41	-103.26	110.33	0.94
pilar 2_3dir	647.26	115.14	5.62	431.43	86.36	5.00	154.03	110.33	1.40
pilar 2_4esq	-184.33	91.78	2.01	-122.71	68.84	1.78	-44.03	80.93	0.54
pilar 2_4dir	384.41	91.78	4.19	256.04	68.84	3.72	96.69	80.93	1.19
viga 13 esq	584.79	30.36	19.26	376.94	22.77	16.56	86.03	27.18	3.16
viga 14 esq	570.59	30.36	18.80	366.78	22.77	16.11	95.54	27.18	3.51
viga 15 esq	366.63	30.36	12.08	230.50	22.77	10.12	59.73	27.18	2.20
viga 16 esq	161.30	30.36	5.31	95.22	22.77	4.18	16.32	27.18	0.60
viga 13 dir	-323.68	83.30	3.89	-222.42	62.48	3.56	-105.70	73.37	1.44
viga 14 dir	-328.97	83.30	3.95	-224.94	62.48	3.60	-112.17	73.37	1.53
viga 15 dir	-233.98	83.30	2.81	-161.03	62.48	2.58	-86.40	73.37	1.18
viga 16 dir	-112.88	83.30	1.36	-78.50	62.48	1.26	-45.82	73.37	0.62

Tabela 2 – Valores de ρ obtidos da análise linear estática do pórtico (aplicação de um conjunto de forças horizontais com uma distribuição em altura proporcional ao primeiro modo de vibração).

Secção	NC_1			SD_1			DL_1		
	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ
pilar 3_1 esq	-164.32	34.50	4.76	-109.85	25.87	4.25	-67.37	49.36	1.36
pilar 3_1dir	165.17	34.50	4.79	110.71	25.87	4.28	60.47	49.36	1.23
pilar 3_2esq	-235.75	32.95	7.15	-158.10	24.72	6.40	-91.86	42.12	2.18
pilar 3_2dir	233.90	32.95	7.10	156.91	24.72	6.35	91.19	42.12	2.17
pilar 3_3esq	-203.71	25.10	8.12	-136.86	18.83	7.27	-73.43	30.25	2.43
pilar 3_3dir	203.04	25.10	8.09	136.46	18.83	7.25	76.04	30.25	2.51
pilar 3_4esq	-115.69	19.95	5.80	-78.27	14.96	5.23	-41.52	21.86	1.90
pilar 3_4dir	117.40	19.95	5.89	79.41	14.96	5.31	44.47	21.86	2.03
viga 21 esq	77.25	30.80	2.51	46.40	23.10	2.01	46.63	27.36	1.70
viga 21 dir	-245.70	46.17	5.32	-164.73	34.63	4.76	-78.30	40.61	1.93
viga 22 esq	108.64	30.80	3.53	68.84	23.10	2.98	52.46	27.36	1.92
viga 22 dir	-270.97	46.17	5.87	-182.19	34.63	5.26	-87.16	40.61	2.15
viga 23 esq	84.75	30.80	2.75	53.69	23.10	2.32	31.16	27.36	1.14
viga 23 dir	-201.02	46.17	4.35	-135.96	34.63	3.93	-65.89	40.61	1.62
viga 24 esq	4.52	30.80	0.15	0.91	23.10	0.04	-1.35	27.36	0.05
viga 24 dir	-74.71	46.17	1.62	-50.90	34.63	1.47	-26.07	40.61	0.64
pilar 4_1 esq	-112.36	23.30	4.82	-75.08	17.48	4.30	-40.23	28.40	1.42
pilar 4_1dir	101.76	23.30	4.37	68.17	17.48	3.90	31.16	28.40	1.10
pilar 4_2esq	-143.95	21.56	6.68	-96.56	16.17	5.97	-47.14	24.98	1.89
pilar 4_2dir	143.01	21.56	6.63	96.03	16.17	5.94	45.91	24.98	1.84
pilar 4_3esq	-127.96	19.31	6.63	-86.16	14.48	5.95	-41.25	21.22	1.94
pilar 4_3dir	130.83	19.31	6.78	88.14	14.48	6.09	43.18	21.22	2.03
pilar 4_4esq	-70.19	16.96	4.14	-47.82	12.72	3.76	-22.72	17.16	1.32
pilar 4_4dir	74.71	16.96	4.41	50.90	12.72	4.00	26.07	17.16	1.52
		$\rho_{\max}/\rho_{\min}$	14.21		$\rho_{\max}/\rho_{\min}$	13.18		$\rho_{\max}/\rho_{\min}$	3.09

Tabela 2 – (continuação) Valores de ρ obtidos da análise linear estática do pórtico (aplicação de um conjunto de forças horizontais com uma distribuição em altura proporcional ao primeiro modo de vibração).

Secção	NC_1			SD_1			DL_1		
	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ
pilar 1_1 esq	183.87	28.23	6.51	123.27	21.17	5.82	33.79	36.81	0.92
pilar 1_1dir	-179.47	28.23	6.36	-121.05	21.17	5.72	-31.09	36.81	0.84
pilar 1_2esq	246.68	25.36	9.73	166.46	19.02	8.75	42.79	31.25	1.37
pilar 1_2dir	-241.76	25.36	9.53	-163.12	19.02	8.58	-42.15	31.25	1.35
pilar 1_3esq	211.59	21.97	9.63	142.97	16.48	8.68	37.41	25.54	1.47
pilar 1_3dir	-211.75	21.97	9.64	-143.11	16.48	8.68	-38.83	25.54	1.52
pilar 1_4esq	126.54	18.10	6.99	86.34	13.58	6.36	28.56	19.41	1.47
pilar 1_4dir	-134.59	18.10	7.43	-91.74	13.58	6.76	-31.83	19.41	1.64
viga 5 esq	404.42	30.80	13.13	266.21	23.10	11.52	38.50	27.36	1.41
viga 6 esq	425.77	30.80	13.82	279.99	23.10	12.12	40.73	27.36	1.49
viga 7 esq	309.50	30.80	10.05	202.41	23.10	8.76	29.70	27.36	1.09
viga 8 esq	122.49	30.80	3.98	79.64	23.10	3.45	13.57	27.36	0.50
viga 5 dir	-787.96	142.11	5.54	-539.19	106.58	5.06	-111.46	136.07	0.82
viga 6 dir	-768.60	142.11	5.41	-526.21	106.58	4.94	-113.98	136.07	0.84
viga 7 dir	-536.76	142.11	3.78	-371.51	106.58	3.49	-97.50	136.07	0.72
viga 8 dir	-267.20	142.11	1.88	-190.21	106.58	1.78	-66.22	136.07	0.49
pilar 2_1 esq	1957.41	250.04	7.83	1304.67	187.53	6.96	280.37	256.18	1.09
pilar 2_1dir	-632.97	250.04	2.53	-421.55	187.53	2.25	-61.47	256.18	0.24
pilar 2_2esq	885.05	231.96	3.82	589.49	173.97	3.39	111.00	224.52	0.49
pilar 2_2dir	-951.97	231.96	4.10	-634.43	173.97	3.65	-106.05	224.52	0.47
pilar 2_3esq	552.58	115.14	4.80	368.40	86.36	4.27	75.20	110.33	0.68
pilar 2_3dir	-755.66	115.14	6.56	-503.84	86.36	5.83	-88.71	110.33	0.80
pilar 2_4esq	282.28	91.78	3.08	188.36	68.84	2.74	49.90	80.93	0.62
pilar 2_4dir	-475.31	91.78	5.18	-317.10	68.84	4.61	-63.30	80.93	0.78
viga 13 esq	685.30	30.36	22.57	443.95	22.77	19.50	34.52	27.18	1.27
viga 14 esq	659.34	30.36	21.72	425.95	22.77	18.71	37.56	27.18	1.38
viga 15 esq	436.03	30.36	14.36	276.76	22.77	12.16	21.12	27.18	0.78
viga 16 esq	206.86	30.36	6.81	125.60	22.77	5.52	1.52	27.18	0.06
viga 13 dir	-377.88	83.30	4.54	-258.55	62.48	4.14	-72.16	73.37	0.98
viga 14 dir	-379.16	83.30	4.55	-258.39	62.48	4.14	-74.00	73.37	1.01
viga 15 dir	-275.68	83.30	3.31	-188.83	62.48	3.02	-61.87	73.37	0.84
viga 16 dir	-139.66	83.30	1.68	-96.35	62.48	1.54	-38.48	73.37	0.52

Tabela 3 – Valores de ρ obtidos da análise linear por espectro de resposta do pórtico (sentido positivo da aceleração de base).

	NC_1			SD_1			DL_1		
Secção	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ	Momento Di	Momento Ci	ρ
pilar 3_1 esq	192.90	34.50	5.59	128.30	25.87	4.96	37.16	49.36	0.75
pilar 3_1dir	-192.28	34.50	5.57	-127.59	25.87	4.93	-30.24	49.36	0.61
pilar 3_2esq	268.09	32.95	8.14	177.79	24.72	7.19	43.33	42.12	1.03
pilar 3_2dir	-265.69	32.95	8.06	-176.14	24.72	7.13	-43.00	42.12	1.02
pilar 3_3esq	230.60	25.10	9.19	152.68	18.83	8.11	34.55	30.25	1.14
pilar 3_3dir	-229.55	25.10	9.14	-151.94	18.83	8.07	-35.32	30.25	1.17
pilar 3_4esq	136.23	19.95	6.83	89.68	14.96	6.00	21.93	21.86	1.00
pilar 3_4dir	-138.16	19.95	6.93	-90.96	14.96	6.08	-23.34	21.86	1.07
viga 21 esq	90.77	30.80	2.95	55.41	23.10	2.40	20.43	27.36	0.75
viga 21 dir	-286.63	46.17	6.21	-192.01	34.63	5.55	-46.68	40.61	1.15
viga 22 esq	125.55	30.80	4.08	80.11	23.10	3.47	23.22	27.36	0.85
viga 22 dir	-311.69	46.17	6.75	-209.34	34.63	6.05	-50.64	40.61	1.25
viga 23 esq	99.33	30.80	3.22	63.41	23.10	2.74	12.97	27.36	0.47
viga 23 dir	-235.66	46.17	5.10	-159.06	34.63	4.59	-41.44	40.61	1.02
viga 24 esq	8.83	30.80	0.29	3.79	23.10	0.16	-4.80	27.36	0.18
viga 24 dir	-92.25	46.17	2.00	-62.59	34.63	1.81	-19.30	40.61	0.48
pilar 4_1 esq	132.21	23.30	5.67	87.97	17.48	5.03	23.13	28.40	0.81
pilar 4_1dir	-118.83	23.30	5.10	-78.88	17.48	4.51	-17.05	28.40	0.60
pilar 4_2esq	163.29	21.56	7.57	108.27	16.17	6.70	23.85	24.98	0.95
pilar 4_2dir	-161.84	21.56	7.51	-107.20	16.17	6.63	-23.19	24.98	0.93
pilar 4_3esq	143.80	19.31	7.45	95.01	14.48	6.56	20.59	21.22	0.97
pilar 4_3dir	-146.44	19.31	7.58	-96.70	14.48	6.68	-21.09	21.22	0.99
pilar 4_4esq	81.20	16.96	4.79	53.10	12.72	4.17	13.17	17.16	0.77
pilar 4_4dir	-85.71	16.96	5.05	-56.05	12.72	4.41	-14.27	17.16	0.83
		ρ _{máx} /ρ _{min}	13.46		ρ _{máx} /ρ _{min}	10.93		ρ _{máx} /ρ _{min}	1.63

Tabela 3 – (continuação) Valores de ρ obtidos da análise linear por espectro de resposta do pórtico (sentido positivo da aceleração de base).