Reforço Sísmico de um Edifício de Betão Armado

Filipa Afonso Rodrigues Drummond Borges

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Fevereiro 2018

Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço aos meus orientadores, Professora Rita Bento e Professor João Almeida, por todo o acompanhamento, apoio, voto de confiança e conhecimentos transmitidos, sem os quais o desenvolvimento deste trabalho não teria sido possível.

Gostaria também de expressar a minha gratidão aos meus pais, ao meu irmão, Miguel, e ao João pelo apoio incansável, ao longo desta fase e de todo o meu percurso académico. A partilha de opiniões, os valores transmitidos e alegria foram uma fonte constante de motivação.

Resumo

A atividade sísmica observada no passado tem demonstrado que o nível de destruição associado a um episódio sísmico está dependente da vulnerabilidade das construções, sendo possível mitigar os danos através de medidas preventivas. O dimensionamento sísmico inadequado representa, por isso, uma grave fonte de risco. Neste sentido, a presente dissertação, apresenta como objetivo a avaliação da capacidade sísmica e o estudo de técnicas de reforço de um edifício de betão armado, caracterizado por um sistema estrutural misto equivalente a paredes, com o intuito de aumentar o seu desempenho. A avaliação sísmica é realizada com recurso a análises estáticas não lineares, de forma a identificar as zonas de concentração de danos e a suportar a definição da solução de reforço, tendo em vista a verificação dos requisitos de desempenho preconizados na Parte 3 do Eurocódigo 8. A análise estática não linear realizada segundo o método N2, também referido no Eurocódigo 8 (Anexo B), é complementada com a extensão do método N2, de forma a serem tidos em conta os efeitos da torção e os modos superiores de vibração. As metodologias descritas para a avaliação estrutural quantificam a resistência ao corte e a capacidade de deformação dos elementos estruturais, sujeitos à ação sísmica. Com base nos resultados obtidos na avaliação sísmica, são definidas propostas de soluções de reforço, com o intuito de mitigar as principais deficiências estruturais e melhorar o comportamento dos elementos. São consideradas duas técnicas de reforço local, o encamisamento de secções com betão armado e com mantas de polímeros reforçados com fibras.

Palavras chave

Edifício de betão armado, Avaliação sísmica, Análise estática não linear (*pushover*), Método N2, Eurocódigo 8 Parte 3, Reforço sísmico

Abstract

The seismic activity observed in the past has demonstrated that the level of destruction associated with a seismic episode is dependent on the vulnerability of constructions, and that it is possible to mitigate the damage through preventive measures. Therefore, inadequate seismic design represents a serious source of risk. Thus, this dissertation aims to assess the seismic capacity and to study reinforcement techniques of a reinforced concrete building, characterized by a wall equivalent dual system, in order to increase its performance. The seismic assessment is performed using non-linear static analysis to identify areas of concentration of damages and support the reinforcement design, with the aim to fulfil the performance requirements recommended in Part 3 of Eurocode 8. The static non-linear analysis performed using the N2 method stated in Eurocode 8 (Annex B) is supplemented with the extended N2 method, to take into account the effects of the torsional behaviour and the effects of higher modes of vibration. The methodologies described for a structural evaluation quantify the shear strength and deformation capacity of the structural elements, subject to the seismic action. Based on the results obtained in the seismic evaluation, proposals for retrofitting solutions are defined, aiming at mitigating the major structural deficiencies and improving the behaviour of the elements. Two local reinforcement techniques are considered, the reinforcement of sections with reinforced concrete and fibre reinforced polymer sheets.

Keywords

Reinforced concrete building, seismic assessment, nonlinear static analysis (pushover), N2 method, Part 3 of Eurocode 8, seismic retrofitting

Índice

Agradecimentos iii
Resumo v
Abstract vii
Índice ix
Índice de Tabelas xi
Índice de Figuras xiii
Lista de Abreviaturas e Símbolos xv
1 Introdução 1
1.1 Contextualização 1
1.2 Objetivos e Âmbito do Trabalho 2
1.3 Estrutura da Dissertação 3
2 Caso de estudo 5
2.1 Conceção Estrutural 7
2.2 Generalidades 13
2.3 Nível de Conhecimento 13
2.4 Considerações Finais 14
3 Modelação Numérica 15
3.1 Materiais 16
3.2 Modelação dos Elementos Estruturais 21
3.3 Modelação dos Elementos Não Estruturais 23
3.4 Modelação do Comportamento Não Linear 24
3.5 Ações 27
3.6 Considerações Finais 31
4 Avaliação Sísmica 33
4.1 Requisitos de Desempenho e Critérios de Conformidade 33
4.2 Combinação de Efeitos 38
4.3 Análise Dinâmica Modal 38
4.4 Análise Estática Não Linear 40
4.5 Considerações Finais 59
5 Técnicas de Reforço e Aplicação ao Caso de Estudo 61

5.1 Técnicas de Reforço 61
5.2 Solução de Reforço 63
5.3 Análise Dinâmica Modal 72
5.4 Análise Estática Não Linear 73
5.5 Considerações Finais 78
6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros 79
6.1 Conclusões 79
6.2 Desenvolvimentos Futuros 80
Referências Bibliográficas 81
Anexo A Identificação dos Alinhamentos 83
Anexo B Cálculo Centro de Corte 85
Anexo B.1 Núcleo do Elevador 85
Anexo B.2 Núcleo de Escadas 85
Anexo C Relação Momento-Curvatura das Rótulas Plásticas dos Elementos Verticais 87
Anexo C.1 Rótulas Plásticas Originais 87
Anexo C.2 Rótulas Plásticas das Secções Reforçadas (Solução B) 91
Anexo D Modelo de Confinamento do Betão por Encamisamento de FRP 93
Anexo E Contribuição do Encamisamento com FRP para a Resistência ao Esforço Transverso . 95

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Dimensões das vigas e respetivas armaduras longitudinais 10
Tabela 2.2: Dimensões dos pilares e respetivas armaduras longitudinais e transversais 11
Tabela 2.3: Dimensões das paredes e respetivas armaduras longitudinais e de esforço transverso.. 11
Tabela 3.1: Propriedades mecânicas do betão confinado e não confinado 19
Tabela 3.2: Propriedades mecânicas do aço A500 NR 20
Tabela 3.3: Orientação das molas de rotação das fundações 23
Tabela 3.4: Comprimentos das rótulas plásticas 27
Tabela 3.5: Valores das ações permanentes e variáveis a consideradas no dimensionamento 28
Tabela 3.6: Parâmetros para a definição do sismo tipo 1 31
Tabela 3.7: Parâmetros para a definição do sismo tipo 2 31
Tabela 4.1: Análise comparativa dos períodos dos modelos 3D 38
Tabela 4.2: Modelo *pushover* EA X+ 39
Tabela 4.3: Modelo *pushover* EA X- 40
Tabela 4.4: Coeficientes de transformação 44
Tabela 4.5: Relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica e período do sistema de um grau de liberdade idealizado 45
Tabela 4.6: Deslocamento último e deslocamento-alvo 47
Tabela 4.7: Resistência ao esforço transverso 53
Tabela 4.8: Rotações e estados limite dos elementos verticais, no piso 0, para um carregamento segundo y (esq.) e segundo x (dir.), para o deslocamento-alvo e o deslocamento último, respetivamente 54
Tabela 4.9: Tipo de rotura observado nos elementos cujas rótulas plásticas entram em colapso, no piso 0 59
Tabela 5.1: Hipóteses de soluções de reforço do núcleo de escadas 64
Tabela 5.2: Rotações e estados limites do núcleo de escadas para as hipóteses de reforço do núcleo estudadas, no piso 0, para um carregamento segundo x, para o deslocamento-alvo 65
Tabela 5.3: Fatores de redução das mantas FRP recomendados pelo fabricante 69
Tabela 5.4: Propriedades das mantas GFRP e CFRP estudadas 71
Tabela 5.5: Comparação dos modos de vibração da estrutura original e da estrutura reforçada 73
Tabela 5.6: Deslocamento último e deslocamento-alvo 73
Tabela 5.7: Análise do incremento da resistência ao esforço transverso para o elemento encamisado com betão armado (Extensão do método N2) 76
Tabela 5.8: Análise do incremento da resistência ao esforço transverso para os elementos encamisados com mantas FRP (Extensão do método N2) 76

Tabela 5.9: Rotações e estados limite dos elementos verticais reforçados e do núcleo de elevador, no piso 0, para um carregamento segundo x, para o deslocamento-alvo (Extensão do método N2)..... 77

Índice de Figuras

Figura 2.1: Caso de estudo. Alçado Sul (esquerda) e corte longitudinal (direita) 5
Figura 2.2: Nomenclatura dos elementos estruturais e sistema de eixos global 6
Figura 2.3: Planta de fundações 9
Figura 2.4: Secções transversais e pormenorização das vigas 10
Figura 2.5: Secções transversais e pormenorização dos pilares 11
Figura 2.6: Secções transversais e pormenorização das paredes 12
Figura 2.7: Análise de sensibilidade – espectro de resposta 13
Figura 3.1: Tipos de análises preconizadas pelo EC8-1 [7] 15
Figura 3.2: Modelo da estrutura em *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) 15
Figura 3.3: Diagrama tensão-deformação para betão simples sob ações cíclicas (adaptado de [12]) 16
Figura 3.4: Modelo tensão-extensão para carregamento monotónico de betão confinado e não confinado (adaptado de [13]) 17
Figura 3.5: Núcleo efetivo de betão confinado para secções retangulares (adaptado de [13]) 18
Figura 3.6: Diagramas tensão-extensão do betão C30/37 confinado e não confinado 19
Figura 3.7: Modelos elasto-plástico (A), bilinear (B) e trilinear (C). (adaptado de [12]) 20
Figura 3.8: Modelo de Park-Paulay, esquerda, (adaptado de [12]) e diagrama tensão-extensão adotado, direita 21
Figura 3.9: Modelo com cargas verticais nos nós, esquerda, e modelo com momentos concentrados, direita 22
Figura 3.10: Planta do piso corrente, com a identificação das aberturas das paredes de enchimento orientadas ao longo de x 24
Figura 3.11: Modelos de plasticidade idealizados (adaptado de [15]) 25
Figura 3.12: Relações momento-curvatura do pilar do tipo P2, para um valor de esforço axial de -500 kN, e do núcleo de escadas, para um valor de esforço axial de -2600 kN 26
Figura 3.13: Casos de excentricidade de sobrecargas nos pisos 0 a 4. Da esquerda para a direita, EA X+, EA X-, EA Y+, EA Y- 29
Figura 3.14: Casos de excentricidade de sobrecargas na cobertura. Da esquerda para a direita, EA X+, EA X-, EA Y+, EA Y- 29
Figura 3.15: Espectros de resposta elástica e de cálculo 31
Figura 4.1: Rotação total da corda, θ. (adaptado de [9]) 34
Figura 4.2: Representação gráfica dos dois primeiros modos de vibração em planta, do modelo *pushover* EA X+ 39
Figura 4.3: Representação gráfica dos dois primeiros modos de vibração em planta, do modelo *pushover* EA X- 40

Figura 4.4: Espectro de resposta no formato ADRS para o sismo do tipo 1 42
Figura 4.5: Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica... 44
Figura 4.6: Relações idealizadas força-deslocamento elasto-perfeitamente plásticas 45
Figura 4.7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos, esquerda, e para períodos médios e longos, direita. (adaptado de EC8-1 [7])..... 46
Figura 4.8: Deslocamentos de topo normalizados e coeficientes de correção em planta, segundo x . 48
Figura 4.9: Análise comparativa das curvas de capacidade para os diversos casos de excentricidade, para um carregamento Modal 49
Figura 4.10: Análise comparativa das curvas de capacidade para os diversos casos de excentricidade, para um carregamento Uniforme 50
Figura 4.11: Curvas de capacidade para os carregamentos modais e uniformes..... 50
Figura 4.12: Deslocamentos absolutos e deslocamentos entre pisos, para as direções x e y 52
Figura 4.13: Formação de rótulas plásticas na base dos elementos verticais, para carregamentos segundo as duas direções..... 55
Figura 4.14: Formação de rótulas plásticas nos pórticos, para um carregamento segundo a direção x 56
Figura 4.15: Evolução de danos para os elementos que entram em colapso, para o carregamento segundo x 57
Figura 4.16: Formação de rótulas plásticas nos pórticos, para um carregamento segundo a direção y 58
Figura 5.1: Relações momento-curvatura da secção do núcleo de escadas 65
Figura 5.2: Solução de reforço do núcleo de escadas com encamisamento com betão armado. Dimensões em (m) 66
Figura 5.3: Diagramas tensão-extensão para diferentes FRP's e aço (adaptado de [29])..... 68
Figura 5.4: Representação esquemática do teste *push-pull* e resultados obtidos para CFRP e GFRP (adaptado de [30]) 68
Figura 5.5: Representação em planta, esquerda, e em altura, direita, da solução de reforço dos pilares com encamisamento com FRP. Dimensões em (m)..... 69
Figura 5.6: Diagramas tensão-extensão do betão não confinado, confinado e encamisado com betão armado e com FRP 72
Figura 5.7: Modelação da solução de reforço do núcleo de escadas..... 72
Figura 5.8: Curvas de capacidade 74
Figura 5.9: Deslocamentos de topo normalizados e coeficientes de correção em planta, segundo x . 74
Figura 5.10: Deslocamentos absolutos e deslocamentos entre pisos no centro de massa, para a direção x (Extensão do método N2)..... 75

Lista de Abreviaturas e Símbolos

Abreviaturas

ADRS	Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento (*Acceleration Displacement Response Spectrum*)
AFRP	Polímeros reforçados com fibras de aramida (*Aramid Fibre Reinforced Polymer*)
CFRP	Polímeros reforçados com fibras de carbono (*Carbon Fibre Reinforced Polymer*)
CM	Centro de massa do piso
CQC	Método de combinação quadrática completa (*Complete Quadratic Combination*)
FRP	Polímeros reforçados com fibras (*Fibre Reinforced Polymer*)
GFRP	Polímeros reforçados com fibras de vidro (*Glass Fibre Reinforced Polymer*)
RCP	Restantes cargas permanentes
$RCP_{paredes\ ext.}$	Restantes cargas permanentes associadas a paredes exteriores
SC	Sobrecargas
SRSS	Método de combinação da raiz quadrada da soma dos quadrados (*Square Root of the Sum of the Squares*)

Documentos Normativos

CSA	*Canadian Standards Association*
EC2-1-1	Eurocódigo 2 parte 1-1
EC8-1	Eurocódigo 8 parte 1
EC8-2	Eurocódigo 8 parte 2
EC8-3	Eurocódigo 8 parte 3
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Acções

Excentricidades Acidentais

EA X+	Excentricidade de sobrecargas segundo a direção x com sentido positivo
EA X-	Excentricidade de sobrecargas segundo a direção x com sentido negativo
EA Y+	Excentricidade de sobrecargas segundo a direção y com sentido positivo
EA Y-	Excentricidade de sobrecargas segundo a direção y com sentido negativo

Carregamentos

Modal X+	Distribuição vertical modal de cargas laterais segundo a direção x com sentido positivo
Modal X-	Distribuição vertical modal de cargas laterais segundo a direção x com sentido negativo
Modal Y+	Distribuição vertical modal de cargas laterais segundo a direção y com sentido positivo
Modal Y-	Distribuição vertical modal de cargas laterais segundo a direção y com sentido negativo
Uniforme X+	Distribuição vertical uniforme de cargas laterais segundo a direção x com sentido positivo
Uniforme X-	Distribuição vertical uniforme de cargas laterais segundo a direção x com sentido negativo
Uniforme Y+	Distribuição vertical uniforme de cargas laterais segundo a direção y com sentido positivo
Uniforme Y-	Distribuição vertical uniforme de cargas laterais segundo a direção y com sentido negativo

Estados Limite

DL	Estado limite de limitação de danos (*Damage Limitation*)
SD	Estado limite de danos severos (*Significant Damage*)
NC	Estado limite de colapso iminente (*Near Colapse*)

Letras Maiúsculas Latinas

A_c	Área da secção transversal..…….…..…..... [L^2]
D	Maior largura da secção. ..…….…..…..... [L]
E_c	Módulo de elasticidade do betão ……..…… [$ML^{-1}T^{-2}$]
E_{Edx}, E_{Edy}	Valores de cálculo dos efeitos devido às componentes horizontais (x, y) da ação sísmica……..... [ ]
E_f	Módulo de elasticidade do FRP……..…… [$ML^{-1}T^{-2}$]
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado…… [$ML^{-1}T^{-2}$]
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante do betão……..……..…… [$ML^{-1}T^{-2}$]
F^*	Força de corte basal do sistema equivalente de um grau de liberdade…… [MLT^{-2}]
F_b	Força de corte basal no sistema com vários graus de liberdade…….…… [MLT^{-2}]
$\bar{F}_i$	Forças laterais normalizadas……..……..……..……..……..... [M]

F_y^* Força de cedência do sistema idealizado de um grau de liberdade…… [MLT^{-2}]

I_p Momento polar de inércia…… [L^4]

L_i Dimensão do piso na direção perpendicular á direção da ação sísmica…… [L]

$L_{máx}$, $L_{mín}$ Maior e menor dimensão em planta do edifício…… [L]

L_p Comprimento da rótula plástica…… [L]

L_v Vão de corte…… [L]

M Momento fletor…… [ML^2 T^{-2}]

M_i Massa total do piso i…… [M]

$M_{sc,i}$ Massa do piso i associada apenas às sobrecargas…… [M]

M_y Momento de cedência…… [ML^2 T^{-2}]

M_x, M_y, M_z Massa modal efetiva segundo as direções x, y e z (apenas utilizado no cap. 4.3)..... [ ]

N Esforço axial…… [MLT^{-2}]

R Raio do canto arredondado da secção…… [L]

R_μ Coeficiente de redução devido á dissipação de energia histerética das estruturas dúcteis…… [ ]

S Coeficiente de solo…… [ ]

$S_a(T)$ Espectro de resposta inelástica da aceleração…… [L T^{-2}]

$S_d(T)$ Espectro de resposta inelástica do deslocamento…… [L]

$S_{de}(T)$ Espectro de resposta elástica do deslocamento…… [L]

$S_e(T)$ Espectro de resposta elástica da aceleração…… [L T^{-2}]

$S_e(T^*)$ Espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^*..... [L T^{-2}]

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade…… [T]

T^* Período de vibração do sistema idealizado de um grau de liberdade…… [T]

T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante…… [T]

T_C Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante…… [T]

T_D Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante…… [T]

V_{Ed} Esforço transverso atuante…… [ML T^{-2}]

V_{Rd} Esforço transverso resistente……...……..…….. [ML T^{-2}]

$V_{Rd,f}$ Acréscimo de resistência ao esforço transverso conferido pelas mantas FRP……..... [ML T^{-2}]

V_w Contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transverso..…….. [ML T^{-2}]

$V_{R,max}$ Resistência ao esforço transverso condicionado pela tensão de compressão no betão [ML T^{-2}]

Letras Minúsculas Latinas

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A……..…..... [L T^{-2}]

a_{gr} Aceleração máxima de referência…….……..... [L T^{-2}]

b_i Distância entre varões consecutivos abraçados pelo canto de uma cinta ou por um gancho num pilar……..……..…..... [L]

b_o Largura do núcleo confinado num pilar ou elemento de extremidade de uma parede, medida ao eixo das cintas…….……..…..... [L]

c_e Coeficiente de correção em elevação……..…….... [ ]

c_p Coeficiente de correção em planta……..…..…….... [ ]

d Altura útil da secção…….……..…….... [L]

d_1 Altura útil da armadura de compressão……..…….... [L]

d^* Deslocamento do sistema equivalente de um grau de liberdade..……..…..... [L]

d_{bl} Diâmetro médio dos varões longitudinais..……..…..... [L]

d_n Deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade…..……..…..... [L]

$d_{sc,i}$ Desvio do centro de massa das sobrecargas em relação ao centro de massa do piso i..…..... [L]

d_r Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos……..…..... [L]

d_y^* Deslocamento de cedência do sistema idealizado de um grau de liberdade…..……..…..... [L]

d_t Deslocamento-alvo do sistema de vários graus de liberdade……..…..... [L]

d_t^* Deslocamento-alvo do sistema idealizado de um grau de liberdade……..…..... [L]

d_u Deslocamento último……..……..……..…..... [L]

e_{oi} Excentricidade estrutural……..……..…..... [L]

e_{ai} Excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos……..... [L]

f_c Tensão de compressão longitudinal no betão……..…….. [ML^{-1}T^{-2}]

f'_{co} Tensão de compressão máxima do betão não confinado…….…….…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

f'_{cc} Tensão de compressão máxima do betão confinado…….…….…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

$f_{cc,r}$ Tensão de compressão máxima do betão reforçado…….…….…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão……..…….... [$ML^{-1}T^{-2}$]

$f_{fdd,e}$ Valor de cálculo da resistência efetiva ao descolamento do FRP…….…….... [$ML^{-1}T^{-2}$]

f_l Pressão de cintagem exercida pela manta FRP…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

f_y Tensão de cedência à tração do aço das armaduras…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

f_{yw} Tensão resistente das armaduras transversais……..…….…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

f_u Tensão de rotura do aço de uma armadura para betão armado……..…….…….. [$ML^{-1}T^{-2}$]

h Altura entre pisos……..... [L]

h_o Altura do núcleo confinado num pilar, medida ao eixo das cintas……..... [L]

h_w Altura da parede……..... [L]

k Rigidez……...……..……..……..... [MT^{-2}]

k_c Coeficiente de confinamento…….. [ ]

l Distância da secção da rótula plástica à secção de momento nulo…….……..... [L]

l_s Raio de giração da massa do piso em planta…….…….…….... [L]

l_w Comprimento da parede em planta…….…….…….... [L]

m_i Massa do piso i……..……..……..……..... [M]

r_i Raio de torção segundo a direção i……..……..……..……..... [L]

s_f Espaçamento das mantas, medido na direção ortogonal à direção resistente das fibras..... [L]

s_h Espaçamento das armaduras transversais..…….…….…….... [L]

t_f Espessura da manta FRP……..……..……..……..……..……..... [L]

w_f Largura da manta FRP, medida na direção ortogonal à direção resistente das fibras..…..... [L]

x Altura da zona de compressão……..……..……..……..……..... [L]

z Braço binário das forças interiores……..……..……..……..... [L]

Letras Gregas

α Coeficiente de eficácia do confinamento……..….... [ ]

β Ângulo entre a direção resistente das fibras da manta FRP e o eixo do elemento……..…... [ ]

Γ Coeficiente de transformação……..……..…... [ ]

γ_{el} Coeficiente igual a 1,5 para elementos primários e 1,0 para elementos secundários...……... [ ]

γ_I Classe de importância……..……... [ ]

δ_{L_v} Flecha na extremidade do vão de corte……..……..……..……... [L]

$\bar{\delta}_{push}$ Deslocamento de topo normalizado obtido pela análise *pushover*..…….... [L]

$\bar{\delta}_{rsa}$ Deslocamento de topo normalizado obtido pela análise modal por espectro de resposta…... [L]

ε_c Extensão do betão……..……..……... [ ]

ε_{co} Extensão do betão não confinado à compressão correspondente à tensão f'_{c0}…..……... [ ]

ε_{cc} Extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão f'_{cc}…..……... [ ]

$\varepsilon_{cc,r}$ Extensão do betão reforçado à compressão correspondente à tensão $f_{cc,r}$…..……..……... [ ]

ε_{cu} Extensão última do betão não confinado…..……..……... [ ]

ε_{ccu} Extensão última do betão confinado…..……..……... [ ]

$\varepsilon_{ccu,r}$ Extensão última do betão reforçado…..……..……... [ ]

ε_{ju} Extensão última adotada para o encamisamento de FRP, inferior à extensão última do FRP, ε_{fu}……..……..……... [ ]

ε_{su} Extensão última do aço da armadura para betão armado…….....…... [ ]

ε_{sy} Extensão de cedência do aço da armadura para betão armado……..…..…... [ ]

η Coeficiente de correção do amortecimento…….....……..……..…... [ ]

θ Rotação (apenas utilizado na Eq. (3.10), pág. 23)…….....……..……..…... [ ]

θ Rotação total da corda…….....……..……..…... [ ]

θ_c Ângulo de inclinação das escoras ……..…... [ ]

θ_{rp} Rotação da rótula plástica…….....……..……..…... [ ]

θ_u Capacidade de rotação última…….....……..……..…... [ ]

θ_y Capacidade de rotação de cedência…….....……..……..…... [ ]

λ Esbelteza em planta do edifício…….....……..……... [ ]

μ Coeficiente de ductilidade…….....……..……... [ ]

μ_{Δ}^{pl} Coeficiente de ductilidade da rotação da corda……... [ ]

ν Coeficiente de Poisson……..……... [ ]

ν Coeficiente de redução da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos (apenas utilizado na Eq. (4.32) pág. 51) ….……..……..……... [ ]

ξ Coeficiente de amortecimento……..……... [ ]

ρ_1, ρ_2 Taxa de armadura de tração e compressão, respetivamente.....……... [ ]

ρ_d Taxa de armadura transversal inclinada.....……... [ ]

ρ_{sx} Taxa de armadura transversal paralela à direção x de carregamento……... [ ]

ρ_{tot} Taxa de armadura longitudinal total.....……... [ ]

ρ_v Taxa de armadura da alma.....……... [ ]

ρ_w Taxa de armadura de esforço transverso.....……... [ ]

υ Esforço normal reduzido.....……... [ ]

ϕ Diâmetro dos varões das armaduras……..……..……... [L]

ϕ_i Configuração da deformada do modo de vibração i……... [ ]

χ Curvatura da secção extrema……...……...……..……..…… [L^{-1}]

χ_y Curvatura de cedência da secção.……...……...……..……..…… [L^{-1}]

χ_u Curvatura última da secção……...……...……..……..…… [L^{-1}]

1 Introdução

1.1 Contextualização

De uma forma global, a atividade sísmica observada no passado tem sido responsável por diversos cenários de devastação, onde, para além de danos económicos, por vezes se dá também a perda de um vasto número de vidas. O nível de destruição associado a um episódio sísmico não está apenas relacionado com a sua intensidade, sendo possível mitigar em larga escala os danos através de medidas preventivas. Os recentes sismos ocorridos no Nepal (2015), Itália (2016) e México (2017) são exemplo desta situação, onde o deficiente comportamento sísmico das estruturas resultou num número significativo de mortes e enormes danos materiais.

Em Portugal, os sismos históricos de 1531 e de 1755 são ambos caracterizados por magnitudes estimadas muito elevadas, na ordem de 7,0 e de 8,5 a 9,0 na escala de Richter, respetivamente. No entanto, o período de retorno associado a sismos desta magnitude é também elevado, o que conduz a uma atitude por vezes displicente no que diz respeito à questão do risco sísmico. Não obstante, a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional nacional, com potenciais consequências catastróficas, faz desta uma questão preponderante.

A primeira vez que é tido em conta o efeito da ação sísmica no dimensionamento de estruturas em Portugal é em 1958, com a publicação do Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos [1], que estabelece a diferenciação do risco sísmico no país quantificando de forma simplificada as respetivas solicitações, [2]. No entanto pouco depois, em 1961, este Regulamento é praticamente revogado com a publicação do Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes [3], onde se continua a tratar a ação sísmica como uma força estática equivalente. Apesar das estruturas de betão armado típicas dos anos 60 a 80, muito comuns em Portugal, incluírem no seu dimensionamento a consideração explícita da ação sísmica, estas são dimensionadas sem o apoio de um regulamento sísmico que preconize medidas essenciais para o desempenho adequado na eventualidade de ocorrer um sismo de severo, [4]. Em 1983 são implementados o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) [5] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [6], onde a determinação dos efeitos da ação sísmica é realizada através de métodos de análise dinâmica ou através de forças estáticas equivalentes. São também introduzidos zonamentos sísmico e do terreno mais detalhados, coeficientes de comportamento e modificações cruciais ao nível da pormenorização da cintagem dos elementos para promover um comportamento dúctil das estruturas, aspetos que são posteriormente reforçados com a publicação do Eurocódigo 8 Parte 1 [7] (documento já aprovado que entrará em breve em vigor).

Até há relativamente pouco tempo, a investigação desenvolvida e a experiência acumulada no domínio da resistência sísmica eram exclusivamente aplicadas na execução de Regulamentos referentes a estruturas novas. Ou seja, qualquer estrutura projetada posteriormente a essa data seguiria os princípios mais atuais, não se realizando, no entanto, avaliações de segurança dos edifícios pré-existentes. Este facto conduziu à situação atual, em que se torna possível a existência de estruturas

com um dimensionamento inadequado à ação sísmica, e consequentemente com significativa vulnerabilidade sísmica. Neste contexto foi publicado, em 2005, o Eurocódigo 8 Parte 3 [8], uma norma exclusivamente dedicada à avaliação e reforço sísmico de edifícios existentes, também já aprovado como norma nacional e prevendo-se igualmente para breve a sua entrada em vigor.

Atualmente, a evolução do conhecimento na área da engenharia sísmica permite que seja possível dimensionar estruturas novas para resistirem a sismos de elevada intensidade sem que isso implique um grande acréscimo ao nível dos custos. No entanto, quando se trata de reforçar estruturas existentes esta intervenção pode representar uma parcela significativa dos custos da reabilitação. Neste sentido, e para avaliar adequadamente os edifícios existentes, as análises não lineares afiguram-se interessantes quando comparadas com as lineares, já que correspondem a uma avaliação mais realista do comportamento da estrutura, permitindo identificar as zonas de concentração de danos, o que pode resultar numa redução considerável dos custos da solução de reforço estrutural. No domínio das análises não lineares destaca-se a análise estática, uma vez que a análise dinâmica corresponde a processos de modelação e avaliação do comportamento da estrutura mais complexos e morosos, envolvendo uma quantidade maior de variáveis e de resultados a analisar.

1.2 Objetivos e Âmbito do Trabalho

Como se apresentará detalhadamente no capítulo 2, na presente dissertação procede-se ao estudo e avaliação estrutural de um edifício de betão armado, correspondente a um exemplo dimensionado no âmbito da disciplina de Projeto de Estruturas de Edifícios, submetido, fruto do novo cenário considerado, a uma ação sísmica mais severa. Apesar de, por isso, não se tratar na realidade de uma estrutura existente, a metodologia aplicada ao longo deste estudo segue as linhas de um projeto de avaliação sísmica com o propósito do reforço de estrutural, como se de uma estrutura existente se tratasse. Realiza-se este *exercício* com o intuito de aprofundar o conhecimento sobre avaliação sísmica, principalmente nas áreas da análise estática não linear, e de desenvolvimento de técnicas de reforço. Em contrapartida, em termos de enquadramento temporal e normativo, a situação analisada poderá assim corresponder à avaliação estrutural de um edifício de betão armado relativamente recente), para o qual se venham a verificar, na nova regulamentação, agravamentos importantes na caracterização da ação sísmica.

De uma forma geral, o processo de dimensionamento sísmico de uma estrutura nova de betão armado compreende quatro fases distintas. Enquanto que o processo de reforço de uma estrutura existente, apesar de possuir as mesmas quatro fases, acrescenta duas fases preliminares, [9].

Estrutura Nova

Estrutura Pré-existente

I. Recolha de informação relativa à história, geometria, pormenorização de armaduras, materiais, assim como toda a informação considerada relevante para a realização das fases subsequentes;
II. Análise e avaliação da estrutura existente, de forma a aferir a necessidade de reforço e identificação de zonas danificadas;
III. Concepção estrutural. Definição do sistema resistente às cargas laterais, assim como pré-dimensionamento das dimensões dos elementos;
IV. Análise. Cálculo de esforços e deformações nos elementos estruturais;
V. Pormenorização de armaduras / Dimensionamento da solução de reforço;
VI. Preparação do projeto a ser implementado em obra: especificações dos materiais, desenhos de pormenor e qualquer outra informação relevante nesta fase.

De uma forma sucinta podem-se definir, a partir deste conceito, os três principais objetivos da presente dissertação.

i. Estudo conceptual de um edifício de betão armado (capítulo 2);
ii. Avaliação do desempenho sísmico do edifício estudado (capítulo 3 e 4);
   - Desenvolvimento de um modelo 3D computacional com base no comportamento não linear da estrutura
   - Aplicação da metodologia adotada no EC8-3 [8]
   - Análise estática não linear, *pushover*
iii. Dimensionamento e análise de uma solução de reforço sísmico (capítulo 5).

1.3 Estrutura da Dissertação

O presente documento encontra-se dividido em 6 capítulos complementados por anexos.

Neste capítulo é feito um breve enquadramento do tema do risco sísmico e da importância do reforço de estruturas que, segundo os Regulamentos atuais, não cumprem os requisitos mínimos de desempenho sísmico. São também apresentados os principais objetivos da dissertação assim como uma descrição sumária da sua estrutura.

No capítulo 2 é descrito o caso de estudo, sendo apresentada a informação relevante para a avaliação estrutural. São estudadas as opções de conceção estrutural e avaliado o nível de conhecimento, de acordo com as exigências do EC8-3 [8].

No capítulo 3 é descrita, de uma forma sucinta, a elaboração do modelo computacional desenvolvido para a análise do comportamento da estrutura. Destacam-se, neste capítulo, as propriedades e relações constitutivas dos materiais, a modelação dos elementos estruturais, dos elementos não estruturais e do comportamento não linear e a definição das ações de projeto.

No capítulo 4 são apresentados os resultados da avaliação sísmica e definidos os requisitos de desempenho. Neste capítulo a avaliação do comportamento sísmico da estrutura baseia-se numa

análise dinâmica modal e numa análise estática não linear, desenvolvida de acordo com a metodologia do EC8-3 [8], considerando-se a extensão do método N2.

No capítulo 5 é apresentada a solução de reforço proposta, definida a partir dos resultados obtidos da análise estática não linear da estrutura. São verificados os requisitos de desempenho preconizados no EC8-3 [8], considerando-se a extensão do método N2.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões assim como propostas para desenvolvimentos futuros.

2 Caso de estudo

Tal como referido anteriormente, na presente dissertação propõe-se realizar a análise e avaliação estrutural de um edifico de betão armado do qual se conhecem as plantas de arquitetura e o projeto de estrutura com as respetivas peças desenhadas e memória descritiva. Tem-se também acesso ao modelo original desenvolvido no *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) na ocasião do dimensionamento do edifício. Assumiu-se, na situação atual, um cenário de implantação da estrutura mais gravoso, em termos de ação sísmica, do que aquele para o qual a estrutura tinha sido originalmente dimensionada. Neste trabalho admite-se que o edifício está implantado em Sagres, Vila do Bispo, num terreno de fundação compacidade baixa, com fracas propriedades mecânicas (tipo de terreno D).

O projeto original foi dimensionado para a região de Lisboa, para um solo de fundação com excelentes propriedades mecânicas (tipo de terreno A). Sob as atuais circunstâncias verifica-se uma grande penalização nos valores do espectro de aceleração a considerar para a avaliação sísmica do caso de estudo.

O Edifício estudado, Figura 2.1, é um edifício de betão armado constituído por 2 pisos subterrâneos, 4 pisos elevados e uma cobertura não acessível. Os pisos elevados, pisos 0, 1, 2 e 3, destinam-se à função de habitação, sendo constituídos por 2 fogos por piso. Os pisos subterrâneos, pisos -1 e -2, têm a principal função de estacionamento, com 20 lugares no total. Ao nível da cobertura encontra-se a casa das máquinas, que funciona também como ponto de acesso à cobertura apenas para operações de manutenção e reparações necessárias.

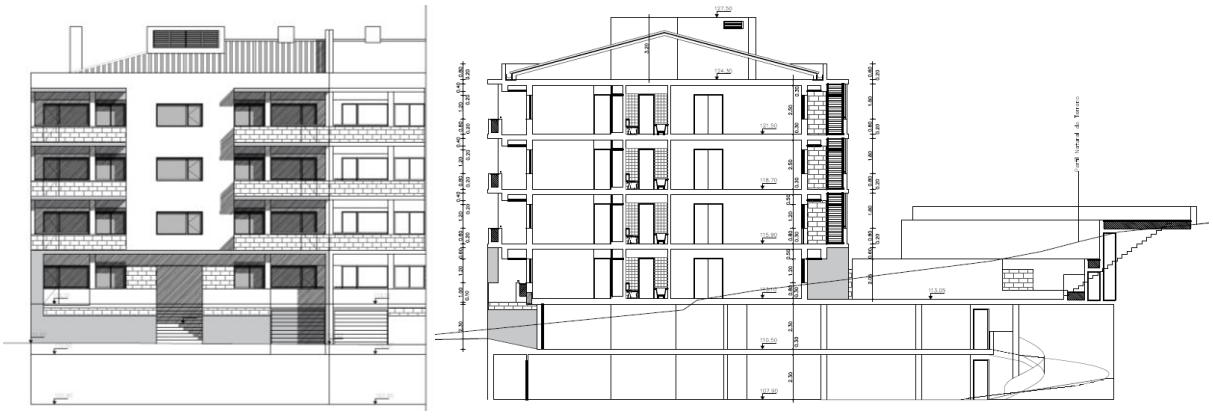


Figura 2.1: Caso de estudo. Alçado Sul (esquerda) e corte longitudinal (direita)

Os pisos 1, 2 e 3 apresentam as mesmas dimensões em planta, 15,50 m x 18,50 m, enquanto que as caves e o piso 0 apresentam uma maior superfície, 15,50 m x 32,40 m. A casa das máquinas tem 7,50 m x 3,60 m. A altura entre pisos elevados é de 2,8 m, com exceção da zona de acesso à cobertura que tem 3,2 m, e nos pisos subterrâneos é de 2,6 m. A altura total do edifício é de 14,40 m.

Na Figura 2.2 é apresentada a nomenclatura dos elementos estruturais, a definição do sistema de eixos e a identificação dos alinhamentos adotados ao longo de toda a dissertação. No Anexo A é completada a informação relativa aos alinhamentos adotados.

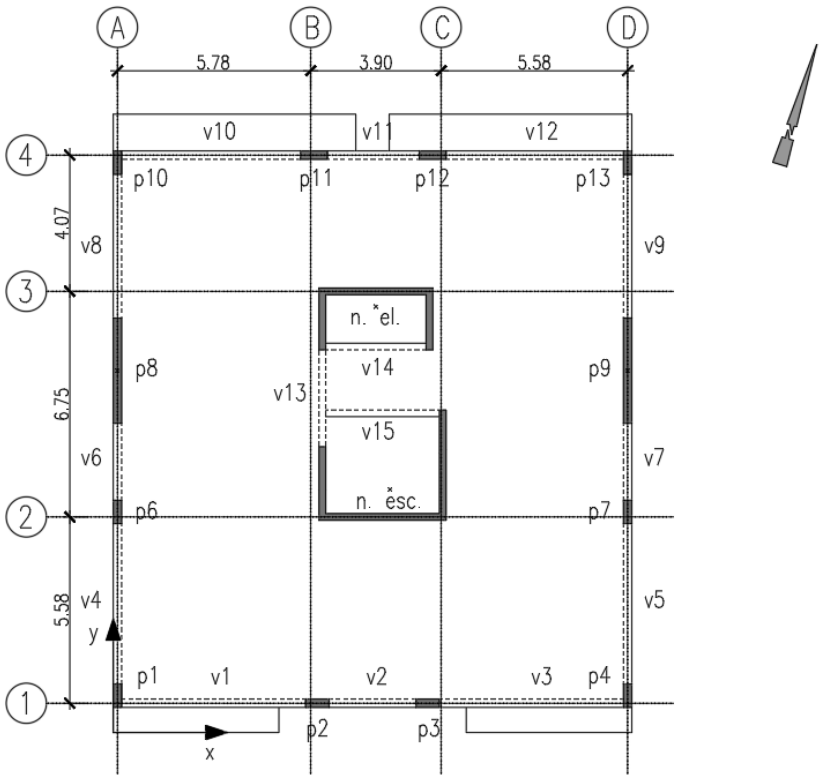


Figura 2.2: Nomenclatura dos elementos estruturais e sistema de eixos global

Destaca-se que, de forma a facilitar a comparação de resultados com o projeto original, se manteve a nomenclatura dos elementos, embora alguns deles não sejam considerados no âmbito da presente dissertação, uma vez que se encontram nos pisos enterrados. Esta situação será abordada com maior detalhe nos capítulos que se seguem.

De acordo com o EC8-3 [8], deve ser feito tanto um levantamento geral de informação para a avaliação estrutural e histórica do edifício, como uma avaliação da quantidade e qualidade dessa informação através da definição de níveis de confiança. Este estudo é elaborado no presente capítulo e tem como foco os temas que se seguem.

i. Identificação do sistema estrutural e da sua conformidade com os critérios de regularidade;
ii. Identificação do tipo de fundações;
iii. Identificação das condições do terreno;
iv. Informação sobre as dimensões e propriedades das secções transversais dos elementos e propriedades mecânicas e relações constitutivas dos materiais;
v. Informação relativa a defeitos dos materiais ou disposições construtivas inadequadas;
vi. Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico adotados no projeto original;
vii. Identificação da utilização do edifício e da sua classe de importância;
viii. Reavaliação das ações de projeto;
ix. Informação relativa a danos e/ou reparações anteriores.

2.1 Conceção Estrutural

O edifício estudado foi dimensionado de acordo com os critérios atuais propostos no Eurocódigo 2 Parte 1-1 [10] e de acordo com as exigências sísmicas preconizadas no Eurocódigo 8 Parte 1 [7]. O edifício foi, por isso, projetado de acordo com as exigências atuais de ductilidade, através da definição de um coeficiente de comportamento, q, correspondente a 3,3 no projeto original. O dimensionamento apoiou-se num modelo 3D definido no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016), recorrendo a uma análise linear, onde o comportamento não linear dos materiais, tal como a fendilhação ou a plastificação, são indiretamente considerados através da redução da rigidez elástica dos elementos e da aplicação do coeficiente de comportamento. O coeficiente de comportamento, definido de acordo com o nível de ductilidade que se pretende conferir à estrutura, tem, de acordo com o definido no EC8-1 [7], um impacto direto na caracterização da ação sísmica, associado à definição do espectro de resposta. Foi adotado o princípio do dimensionamento por capacidades resistentes (*capacity design*), de forma a controlar o modo de colapso, evitando mecanismos de rotura frágil.

A estrutura é constituída por quatro pórticos localizados no contorno e dois núcleos centrais. Segundo a memória descritiva original [11], os dois núcleos centrais foram dimensionados como elementos estruturais de betão armado de modo a conferir uma maior rigidez de flexão à estrutura, no entanto, dada a sua proximidade ao centro de gravidade do piso, não apresentam uma contribuição eficiente para o aumento da rigidez de torção. No sentido de colmatar esta deficiência, nos dois pórticos localizados na fachada Oeste, pórtico A, e na fachada Este, pórtico D, existe, em cada um deles, uma parede estrutural com 3,15 m de comprimento, cujo principal objetivo é o de, em conjunto, aumentarem a rigidez e a resistência da estrutura à torção, evitando que esta seja caracterizada por um sistema torsionalmente flexível. Ao longo das fachadas Sul, pórticos 1, e Norte, pórtico 4, existem dois troços em consola.

Verifica-se que embora seja claro que existiu uma preocupação de conferir alguma simetria em planta à estrutura, o posicionamento dos elementos estruturais foi condicionado pela arquitetura, não sendo possível definir um eixo de simetria segundo nenhuma das direções. Observa-se na Figura 2.2 que os alinhamentos A e D são simétricos, embora tal não tenha sido possível nem nos alinhamentos 1 e 4, nem nos núcleos centrais.

O tipo de uso original do edifício corresponde a habitação, que se irá manter no estudo corrente. Consequentemente mantém-se também a sua classe de importância, classe II, associada a um coeficiente de importância; γ_I, unitário.

Os materiais adotados foram o betão da classe C30/37 e o aço A500 NR para as armaduras. Uma descrição mais detalhada das propriedades dos materiais encontra-se no capítulo 3.1.

2.1.1 Sistema Estrutural e Regularidade

Em termos de sistema resistente às ações horizontais a estrutura é caracterizada, em ambas as direções, por um sistema misto equivalente a paredes, de acordo com as indicações do EC8-1 [7]. Os dois núcleos centrais e as duas paredes estruturais são os principais responsáveis pela resistência às ações laterais, em conjunto são os responsáveis por uma resistência à força de corte na base superior a 85% da resistência de todo o sistema estrutural [11]. Contudo são apenas responsáveis por uma resistência às ações verticais na ordem dos 50% não sendo, por isso, possível a classificação como sistema de paredes. Consequentemente conclui-se que estes elementos, paredes e núcleos, serão classificados como elementos primários, sendo os restantes elementos classificados como elementos secundários.

É importante realçar que na presente dissertação o sistema estrutural e os critérios de regularidade apenas foram avaliados para os pisos elevados, já que serão estes a apresentar uma maior relevância para o estudo da avaliação sísmica.

2.1.1.1 Regularidade em planta

Apesar da estrutura não possuir nenhum eixo de simetria, tanto a rigidez lateral como a distribuição de massas são aproximadamente simétricas em planta segundo as direções longitudinal e transversal. A estrutura apresenta uma configuração em planta compacta e a rigidez dos pisos, compostos por uma laje maciça com 0,23 m, é suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos verticais, para que o piso seja considerado rígido no plano, ou seja, que apresente um comportamento de diafragma rígido. O EC8-1 [7] indica também como critérios que as seguintes expressões, (2.1) e (2.2), devem ser verificadas.

$$\lambda = L_{máx}/L_{mín} \leq 4 \tag{2.1}$$

$$e_{oi} \leq 0.30 \cdot r_i \qquad e \qquad r_{xi} \geq l_s \tag{2.2}$$

Em que $L_{máx}$ e $L_{mín}$ são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas segundo direções ortogonais, e l_s corresponde ao raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso).

A esbelteza em planta do edifício, λ, e a excentricidade estrutural, e_{oi}, a cada nível para cada direção de cálculo, x e y, verificam as condições impostas pelo EC8-1 [7]. No entanto o raio de torção segundo a direção x, r_x, não verifica a condição proposta.

Conclui-se, por isso, que a estrutura não é regular em planta, sendo estipulado no EC8-1 [7] que deve ser adotado um modelo espacial para o estudo do efeito da ação sísmica.

2.1.1.1 Regularidade em altura

A estrutura é regular em altura, verificando-se que todos os elementos resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício. Não se observam recuos e a rigidez lateral e a massa de cada piso em altura permanecem constantes, com exceção da casa das máquinas no último piso. Assim, no dimensionamento sísmico do projeto original não foram aplicados fatores de redução ao valor do coeficiente de comportamento, que tomou o valor de 3,3, para ações sísmicas horizontais.

2.1.2 Fundações

O terreno de fundação referido na memória descritiva do projeto original é caracterizado por um solo rochoso, correspondente a um terreno do tipo A segundo a classificação do EC8-1 [7]. As fundações são diretas, distinguindo-se as sapatas isoladas, associadas aos pilares interiores, das sapatas contínuas, associadas aos pilares e paredes do contorno, Figura 2.3.

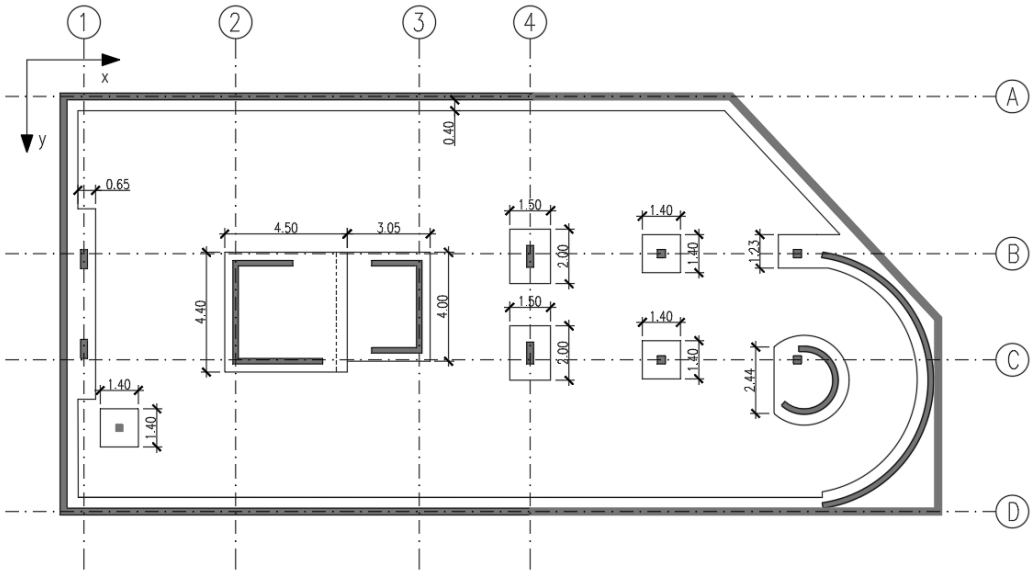


Figura 2.3: Planta de fundações

No presente estudo, para a avaliação sísmica do edifício, considera-se o terreno de fundação caracterizado por depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa, do tipo D.

2.1.3 Superestrutura

2.1.3.1 Vigas

As vigas agrupam-se em três tipos, V1, V2 e V3, de acordo as dimensões das suas secções transversais.

Na Tabela 2.1 são definidas as dimensões das secções transversais das vigas e as armaduras longitudinais. Na Figura 2.4 apresentam-se as secções transversais das vigas com a respetiva pormenorização.

Tabela 2.1: Dimensões das vigas e respetivas armaduras longitudinais

				Armadura Longitudinal	
Vigas	**Tipo**	**Dimensões**		**Vão**	**Apoio**
v1, v2, v3, v4, v5, v6, v7, v8, v9	V1	0,50 x 0,25	Superior	2 ϕ16	3 ϕ16
			Inferior	3 ϕ12	2 ϕ12
v10, v11, v12	V2	0,55 x 0,25	Superior	2 ϕ16	2 ϕ16+3 ϕ12
			Inferior	4 ϕ12	2 ϕ12
v13, v14, v15; v16 (cob.)	V3	0,50 x 0,20	Superior	2 ϕ12	3 ϕ12
			Inferior	3 ϕ12	2 ϕ12

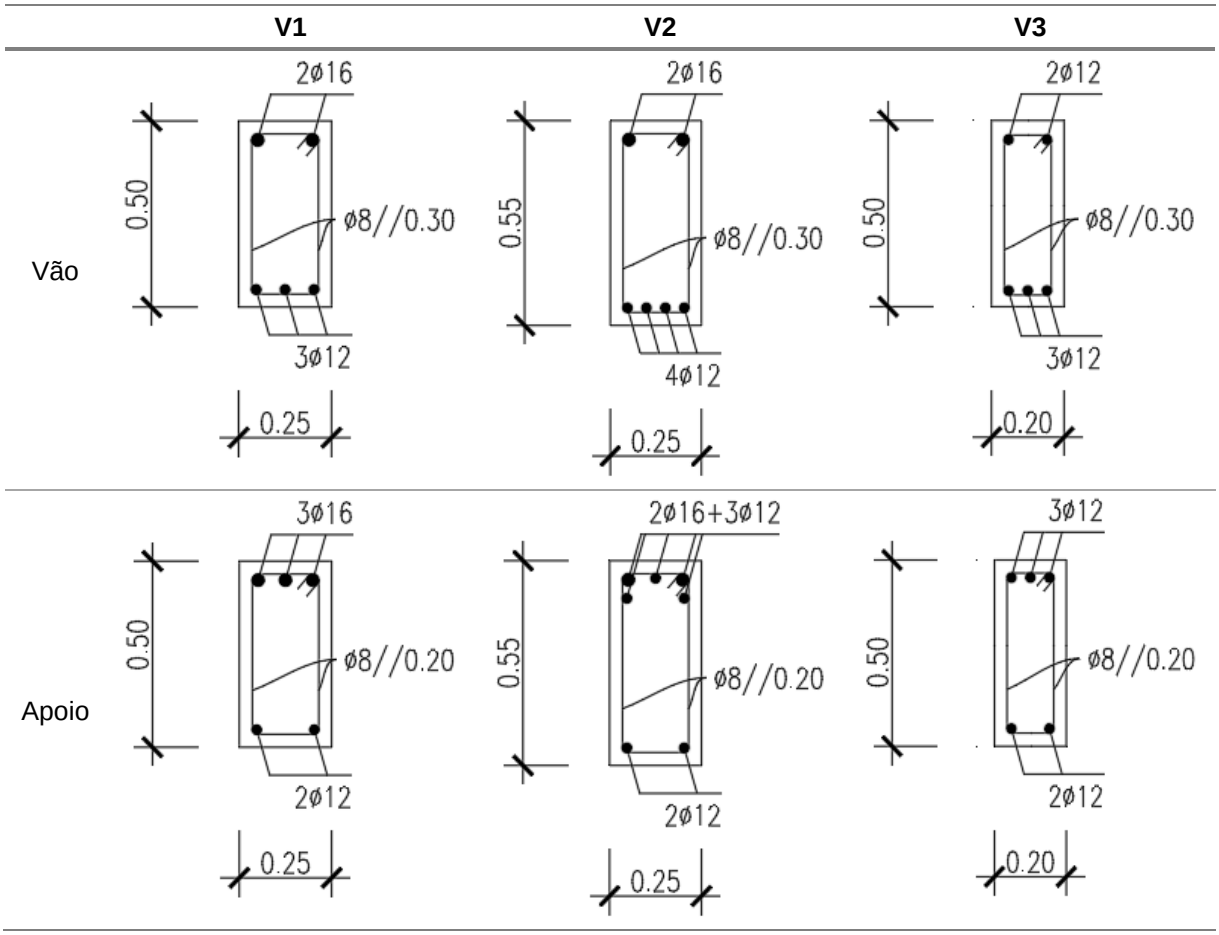


Figura 2.4: Secções transversais e pormenorização das vigas

2.1.3.2 Pilares

Os pilares, tal como as vigas, também podem ser agrupados em dois tipos distintos de acordo com as dimensões das suas secções.

Na Tabela 2.2 são indicadas as dimensões das secções transversais dos pilares assim como as armaduras longitudinais e as cintas. Na Figura 2.5 são esquematizadas as suas secções transversais e apresentadas as pormenorizações.

Tabela 2.2: Dimensões dos pilares e respetivas armaduras longitudinais e transversais

Pilares	Tipo	Dimensões	Armadura Longitudinal	Cintas
p11, p12	P1	0,80 x 0,25	4 ϕ20 + 4 ϕ16	ϕ12//0,20
p1, p2, p3, p4, p6, p7, p10, p13	P2	0,70 x 0,25	4 ϕ20 + 4 ϕ16	ϕ10//0,20

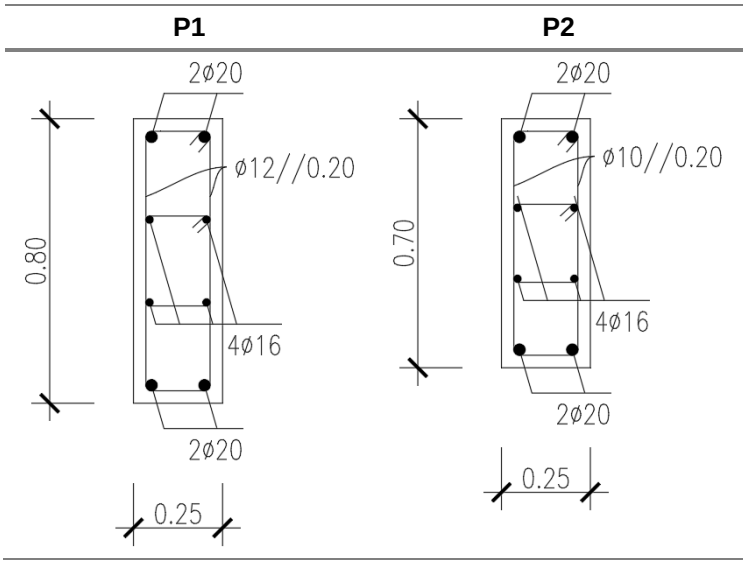


Figura 2.5: Secções transversais e pormenorização dos pilares

É importante referir que nas zonas críticas, nós pilar-viga, o espaçamento da cintagem é reduzido a metade, ou seja 0,10 m em vez de 0,20 m.

2.1.3.1 Paredes e Núcleos Resistentes

Na Tabela 2.3 são apresentadas as dimensões das secções transversais das paredes, as armaduras longitudinais e as armaduras de esforço transverso. Na Figura 2.6 são esquematizadas as secções transversais e respetivas pormenorizações.

Tabela 2.3: Dimensões das paredes e respetivas armaduras longitudinais e de esforço transverso

Paredes	Orientação	Dimensões	Armadura longitudinal		Armadura transversal	
			Zonas de extremidade	Alma	Armadura transversal	Confinamento zonas de extremidade
p8; p9		3,15 x 0,25	6 ϕ12	24 ϕ8	ϕ8//0,20	ϕ8//0,10
n. el.	y	1,85 x 0,20	6 ϕ12	12 ϕ8	ϕ8//0,20	ϕ8//0,10
	x	3,40 x 0,20		26 ϕ8		
n. esc.	y_{esq}	2,20 x 0,20	6 ϕ12	14 ϕ8	ϕ8//0,20	ϕ8//0,10
	y_{dir}	3,30 x 0,20		26 ϕ8		

	x	3,80 x 0,20	30 ϕ8

p8; p9	Núcleo Elevador	Núcleo Escadas

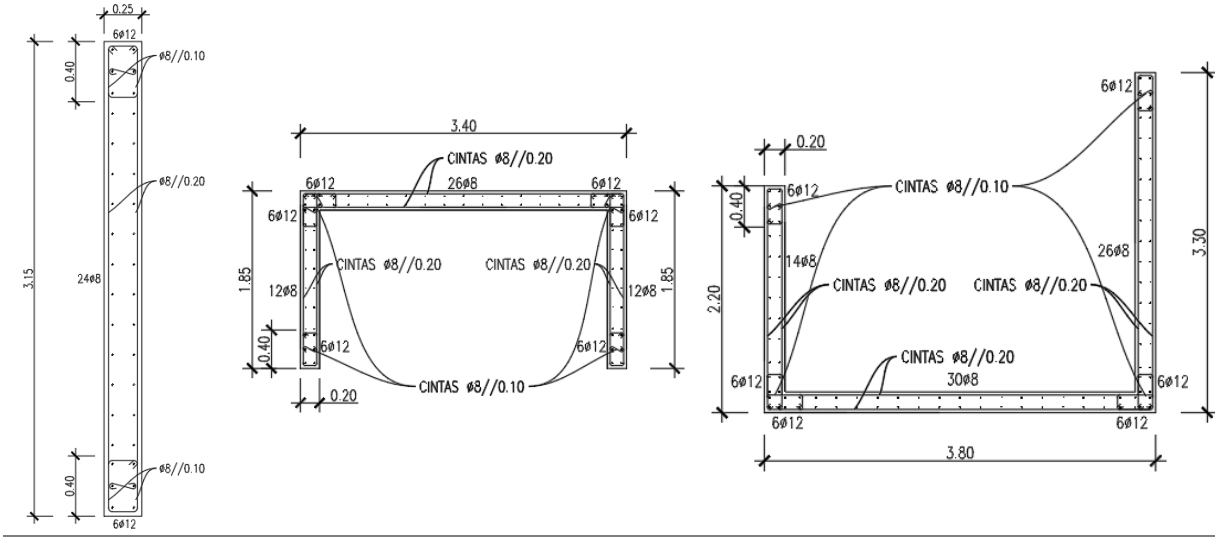


Figura 2.6: Secções transversais e pormenorização das paredes

Nota-se que, tal como nos pilares, nas zonas críticas, nós parede-viga, o espaçamento da cintagem é reduzido. Como se verifica, as quantidades de armadura obtidas para as condições iniciais do projeto são muito moderadas, o que resulta essencialmente das muito favoráveis condições geotécnicas admitidas, bem como da solução estrutural proposta, que assenta num elevado número e dimensões das paredes estruturais face ao porte do edifício.

2.1.4 Reavaliação de Cargas

As cargas verticais originalmente propostas na memória descritiva foram definidas de acordo com as exigências atuais e foram, por isso, mantidas no presente estudo. Apesar da ação sísmica ter sido também definida de acordo com os pressupostos vigentes, verificaram-se alterações nas condições de implantação da estrutura que conduzem a uma nova definição do espectro de resposta.

Verifica-se que ambas as alterações efetuadas relativamente ao projeto original, alteração de um solo do tipo A para o tipo D e alteração da localização de Lisboa para Sagres, conduzem a uma situação francamente mais condicionante. É apresentada na Figura 2.7 uma análise de sensibilidade da resposta sísmica, onde são comparadas as duas situações.

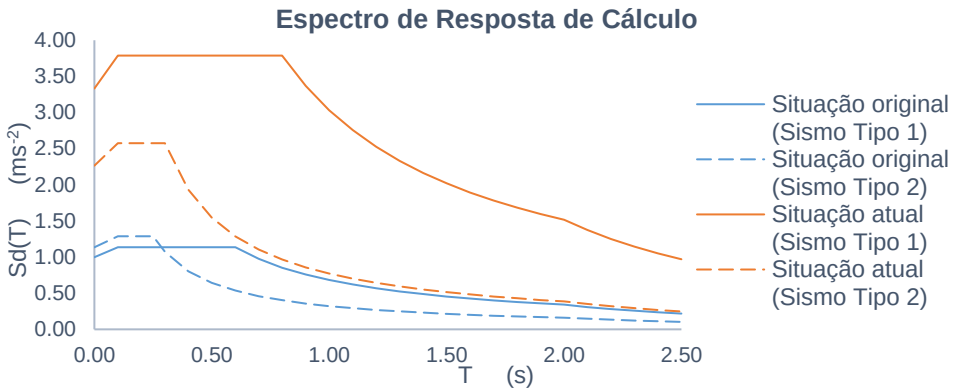


Figura 2.7: Comparação de espectros de resposta

As ações são definidas com mais detalhe no capítulo 3.5.

2.2 Generalidades

O EC8-3 [8] indica que se deve também recolher informação relativa a defeitos de materiais, pormenorizações inadequadas segundo os critérios atuais, e ao historial de danos e reparações. No entanto, estas situações não se verificam para as condições do caso de estudo, dado tratar-se apenas de um exercício académico e não de uma estrutura existente.

2.3 Nível de Conhecimento

Para a avaliação de uma estrutura já existente o EC8-3 [8] define três níveis confiança distintos, associados à fiabilidade e quantidade da informação disponível relativa à geometria das secções, pormenorização de armaduras e materiais utilizados.

Cada um destes níveis de confiança ditará quais os métodos de análise possíveis de realizar, tal como o coeficiente de confiança associado às propriedades dos materiais.

Nível de conhecimento limitado

Conhecimento baseado em desenhos originais incompletos ou inspeções visuais relativas à geometria dos elementos. Quanto à pormenorização de armaduras o conhecimento baseia-se em suposições, devendo ser realizadas inspeções limitadas dos elementos mais condicionantes. Os materiais são assumidos por defeito de acordo com a prática corrente da época de construção.

Apenas podem ser realizadas análises estáticas com forças laterais e modais por espectro de resposta.

Nível de conhecimento normal

Conhecimento da geometria apoiado em desenhos originais incompletos acompanhados de inspeções visuais ou inspeções extensas. A pormenorização é conhecida através de inspeções extensas ou de desenhos originais incompletos. Os materiais são especificados no projeto original ou resultam de inspeções extensas.

Todos os métodos de análise são permitidos.

Nível de conhecimento total

Conhecimento da geometria baseado em desenhos originais completos acompanhados de inspeções visuais ou inspeções extensas. A pormenorização das armaduras é conhecida através de inspeções extensas *in-situ* ou através de desenhos de pormenorização completos. A informação relativa às propriedades mecânicas dos materiais encontra-se no projeto inicial ou resulta de inspeções extensas.

Todos os métodos de análise são permitidos.

Na presente dissertação teve-se por base de estudo as plantas de arquitetura e a memória descritiva original do projeto, acompanhada pelas peças desenhadas de pormenor. No entanto considerou-se que não teria sido possível proceder ao controlo dos trabalhos executados em obra, dado não se tratar de uma estrutura existente, e por conseguinte adotou-se, de uma forma conservativa, um nível de conhecimento normal. Para este nível de conhecimento são permitidos todos os tipos de análise e o coeficiente de confiança associado é 1,20. Ou seja, os valores médios das propriedades mecânicas dos materiais serão minoradas de acordo com este coeficiente.

2.4 Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se as principais características do caso de estudo, essenciais para a realização de uma adequada modelação e avaliação da resposta sísmica da estrutura.

O levantamento da informação para a avaliação estrutural teve como base as indicações do EC8-3 [8]. Avaliou-se também o nível de confiança associado a essa informação, de onde se pôde inferir o coeficiente de segurança a aplicar às propriedades mecânicas dos materiais e os métodos de análise aplicáveis.

3 Modelação Numérica

Para a modelação 3D do edifício recorreu-se ao programa de cálculo de elementos finitos *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016), que permite a realização de análises lineares ou não lineares e estáticas ou dinâmicas, Figura 3.1. Neste estudo recorreu-se à análise dinâmica modal para a caraterização dinâmica da estrutura, e à análise estática não linear (*pushover*) para a avaliação do seu desempenho. No projeto original, para o dimensionamento sísmico, foi realizada uma análise dinâmica linear por espectro de resposta.

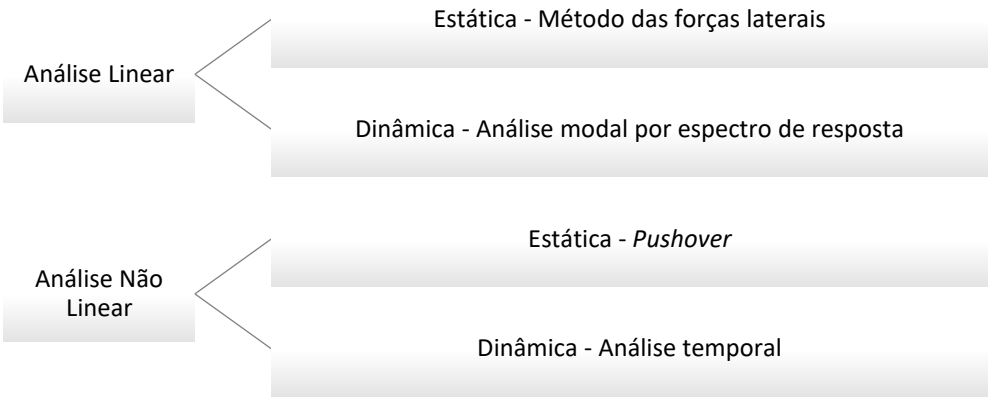


Figura 3.1: Tipos de análises preconizadas pelo EC8-1 [7]

A modelação numérica tem por base as plantas de estrutura e a memória descritiva do projeto, de onde se obtiveram as secções dos elementos estruturais, os materiais e as ações de projeto. Procura-se, nesta fase, tornar a modelação o mais próxima possível da realidade, de forma a obter resultados fidedignos bem calibrados para a situação real.

O modelo 3D concebido, dos elementos estruturais principais, é apresentado na Figura 3.2.

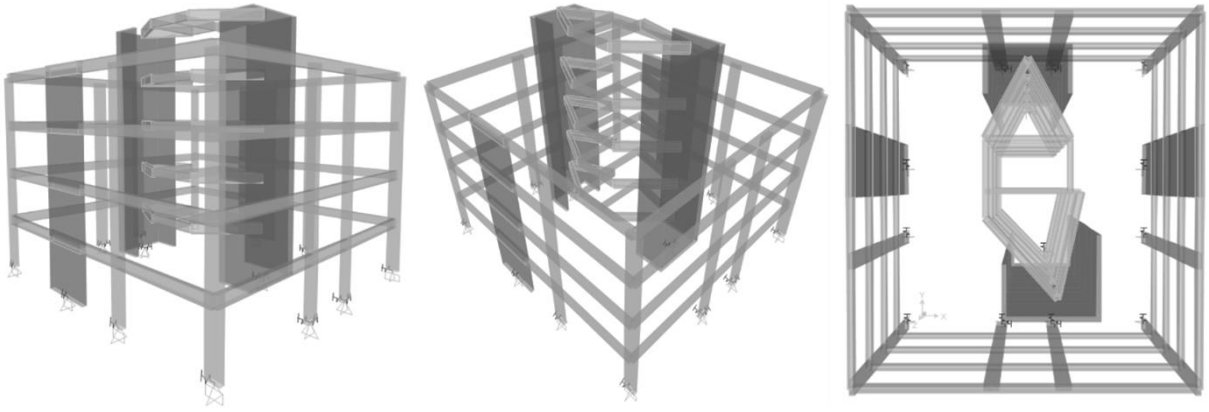


Figura 3.2: Modelo da estrutura em *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016)

3.1 Materiais

Neste capítulo definem-se as propriedades mecânicas dos materiais que caracterizam o seu comportamento linear e não linear. Para o presente caso de estudo apresenta-se como relevante a definição do betão armado, composto por betão da classe C30/37 e aço A500 NR para as armaduras.

A resposta de uma estrutura a uma determinada ação e o seu desempenho sísmico dependem grandemente do comportamento mecânico dos materiais constituintes. Esta caracterização corresponde a uma das fases iniciais da modelação não linear da estrutura. Serão de seguida definidas as relações constitutivas, tensão-deformação do material, para o betão e para o aço de armaduras isoladamente.

Para a aplicação de métodos de análise não lineares o EC8-1 [7] preconiza que deve ser utilizado, para cada um dos elementos, pelo menos um modelo tensão-deformação bilinear. Neste sentido, verifica-se que existem diversos estudos que propõem relações constitutivas dos materiais, tanto para carregamentos monotónicos como cíclicos. A Figura 3.3 representa o diagrama tensão-deformação para carregamentos cíclicos, designados por ciclos histeréticos, onde se pode verificar que a envolvente, correspondente aos pontos de máxima deformação, é praticamente coincidente com a curva do carregamento monotónico. No presente caso apenas foram definidas relações constitutivas para os materiais para carregamento monotónico, uma vez que apenas se realizaram análises estáticas não lineares.

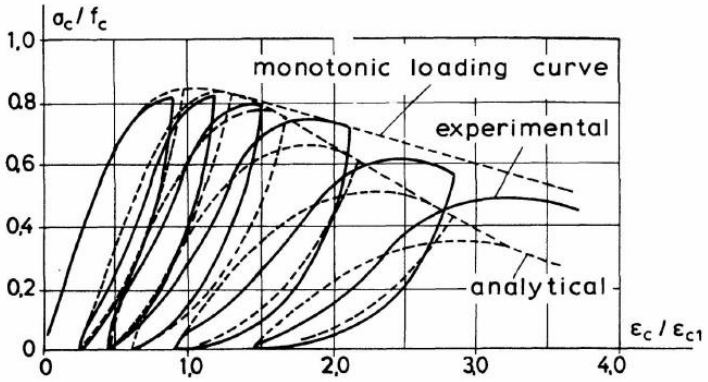


Figura 3.3: Diagrama tensão-deformação para betão simples sob ações cíclicas (adaptado de [12])

Destaca-se também que nas análises não lineares são utilizados os valores médios das propriedades mecânicas dos materiais, tanto para o betão como para o aço.

3.1.1 Betão

Tal como referido anteriormente, utilizou-se o betão da classe C30/37, segundo o EC2-1-1 [10].

Para uma correta definição do betão é essencial compreender a extrema importância que o confinamento lateral assume, particularmente em resposta a ações sísmicas. Testes experimentais têm demonstrado que o confinamento lateral do betão através de uma adequada pormenorização de

armaduras de esforço transverso resulta num aumento significativo tanto da resistência como da ductilidade do betão comprimido [13].

Foram propostos diversos modelos para a quantificação deste efeito no betão comprimido, tipicamente baseados em estudos experimentais. No presente caso seguiu-se o modelo sugerido por Mander [13], um modelo tensão-extensão unificado para betão confinado aplicável tanto a cintagens circulares como retangulares, representado na Figura 3.4. O modelo apresentado baseia-se numa expressão proposta por Popovics (1973).

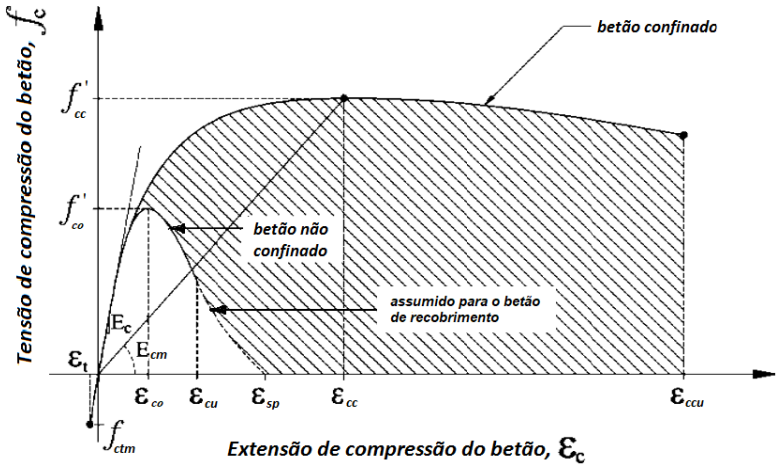


Figura 3.4: Modelo tensão-extensão para carregamento monotónico de betão confinado e não confinado (adaptado de [13])

A tensão de compressão longitudinal, f_c, é dada pela equação (3.1) que se segue.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \tag{3.1}$$

Em que,

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{3.2}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right] \tag{3.4}$$

Onde,

ε_c extensão do betão;

ε_{cc} extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão f'_{cc};

ε_{co} extensão do betão não confinado à compressão correspondente à tensão f'_{c0}.

Em que, o módulo de elasticidade tangente na origem, E_c, e o módulo de elasticidade secante, E_{sec}, são dados respetivamente pelas expressões (3.5) e (3.6).

$$E_c = 5\sqrt{f'_{co}}\ (MPa) \tag{3.5}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{cc}} \tag{3.6}$$

Segundo o EC8-3 [8], a resistência do betão confinado, f'_{cc}, é determinada pela expressão (3.7)

$$f'_{cc} = f'_{co}\left[1 + 3{,}7\left(\frac{\alpha\rho_{sx}f_{yw}}{f'_{co}}\right)^{0{,}86}\right] \tag{3.7}$$

Com,

f'_{co} tensão de compressão máxima do betão não confinado;

f_{yw} tensão resistente das armaduras transversais;

ρ_{sx} taxa de armadura transversal paralela à direção x de carregamento.

O coeficiente de eficácia do confinamento, α, depende da geometria da secção e da pormenorização das armaduras longitudinais e transversais e é estimado pela expressão (3.8). O núcleo efetivo de betão confinado, definido de acordo com [13], é apresentado na Figura 3.5.

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \tag{3.8}$$

Com,

s_h espaçamento das armaduras transversais;

b_o e h_o dimensões do núcleo confinado, medidas ao eixo das cintas;

b_i distância entre varões consecutivos abraçados pelo canto de uma cinta ou por um gancho num pilar.

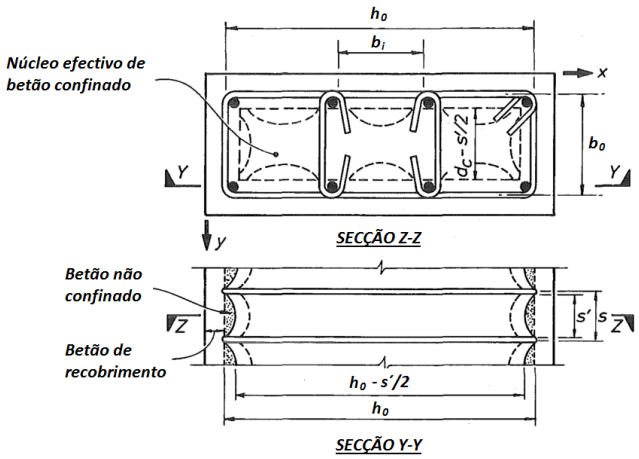


Figura 3.5: Núcleo efetivo de betão confinado para secções retangulares (adaptado de [13])

A extensão última do betão confinado, ε_{ccu}, é determinada pela expressão (3.9), de acordo com o EC8-3 [8].

$$\varepsilon_{ccu} = 0{,}004 + 0{,}5\frac{\alpha\rho_{sx}f_{yw}}{f'_{cc}} \quad (3.9)$$

No presente caso, dado a estrutura ter sido dimensionada de forma a respeitar as indicações de confinamento definidas no EC8-1 [7], verifica-se, na Figura 3.6, que há um acréscimo significativo da resistência e da extensão última do betão devido ao efeito do confinamento. O grau de confinamento nos diferentes elementos estruturais é relativamente semelhante, optando-se por isso por definir uma relação constitutiva única para o betão para a generalidade dos elementos estruturais.

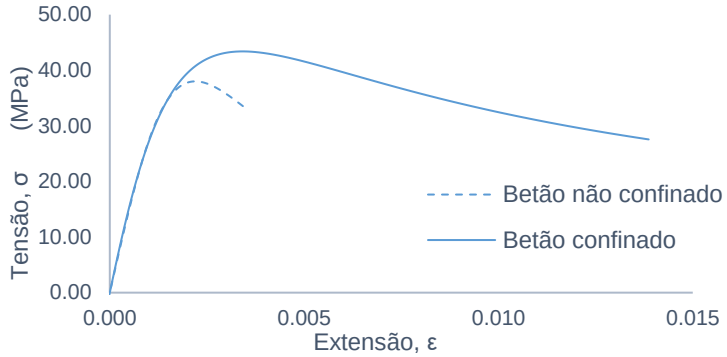


Figura 3.6: Diagramas tensão-extensão do betão C30/37 confinado e não confinado

Neste estudo desprezou-se a resistência do betão à tração, uma vez que esta é muito reduzida quando comparada com a resistência à compressão, aproximadamente 10 vezes inferior.

As propriedades do betão confinado, considerado no presente trabalho, são comparadas com as do betão não confinado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Propriedades mecânicas do betão confinado e não confinado

Propriedades		Betão não confinado
E_c	(GPa)	34,65
ν		0,20
f_{ctm}	(MPa)	2,90
f'_{co}	(MPa)	38,00
ε_{co}	(‰)	2,20
ε_{cu}	(‰)	3,50

Propriedades		Betão confinado
E_c	(GPa)	34,65
ν		0,20
f_{ctm}	(MPa)	2,90
f'_{cc}	(MPa)	43,39
ε_{cc}	(‰)	3,42
ε_{ccu}	(‰)	13,87

3.1.2 Aço

No projeto foi utilizado o aço A500 NR para as armaduras dos elementos de betão armado.

Os varões de aço utilizados melhoram significativamente as propriedades mecânicas das secções de betão armado, nomeadamente ao nível da resistência e da ductilidade. Quando comparado com o betão, o aço apresenta uma resistência e ductilidade significativamente superiores, além de possuir um comportamento à tração semelhante ao comportamento à compressão. Verifica-se que para um elemento de betão armado sujeito à flexão as tensões de tração são transmitidas às armaduras de aço,

particularmente após a fendilhação do betão. Torna-se deste modo essencial definir também a relação constitutiva do aço das armaduras.

As propriedades mecânicas que caracterizam o aço utilizado são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Propriedades mecânicas do aço A500 NR

E_s (GPa)	ν	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_{sy} (%)	ε_{su} (%)
210	0,30	500	550	2,6	13,2

Em resposta monotónica o comportamento do aço é, por norma, caraterizado por uma primeira fase elástica (linear) até se atingir a tensão de cedência, f_y, a partir da qual se forma o patamar de cedência, assinalado por um aumento da extensão sem variação relevante da tensão. A partir de um certo ponto torna-se a observar um aumento da tensão que se vai atenuando até à rotura, a esta fase dá-se o nome de endurecimento.

Para a modelação do comportamento mecânico não linear do aço podem-se adotar modelos com diferentes graus de complexidade. Dos mais simples destacam-se o modelo elasto-plástico perfeito, o modelo bilinear com endurecimento após cedência e o modelo trilinear, representados na Figura 3.7. O modelo elasto-plástico é caracterizado por dois troços lineares, a fase elástica cujo declive corresponde ao módulo de elasticidade, E_s, e a fase plástica, não sendo neste modelo considerado o endurecimento. O modelo bilinear com endurecimento é semelhante, mas em vez do patamar horizontal após a cedência têm-se o endurecimento. O modelo trilinear representa as três fases que caracterizam o comportamento do aço.

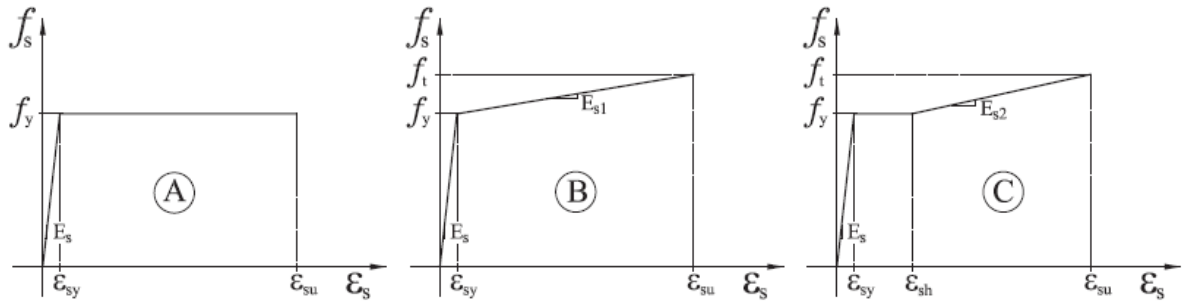


Figura 3.7: Modelos elasto-plástico (A), bilinear (B) e trilinear (C). (adaptado de [12])

No presente caso optou-se pelo modelo de Park-Paulay definido automaticamente pelo programa de cálculo *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016), Figura 3.8.

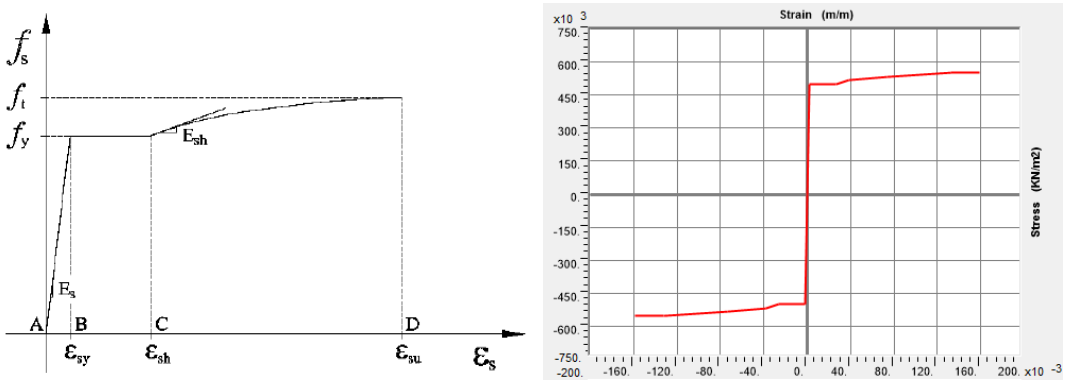


Figura 3.8: Modelo de Park-Paulay, esquerda, (adaptado de [12]) e diagrama tensão-extensão adotado, direita

3.1.3 Material Rígido

Para a correta modelação das paredes e dos núcleos surgiu a necessidade de criar elementos fictícios de ligação. Criaram-se por isso vigas rígidas, associadas a um material com uma elevada rigidez, com um módulo de elasticidade 10^4 vezes superior ao do betão utilizado, e sem peso volúmico.

A ligação das paredes às vigas adjacentes, uma vez que as primeiras possuem um comprimento significativo, afastava-se da situação real se se unissem as vigas diretamente ao centro da parede. O comprimento modelado das vigas seria bastante superior ao real, por isso optou-se por adotar vigas rígidas na ligação que simulassem a largura de influência da parede.

Em ambos os núcleos surgiu também a necessidade de criar estes elementos fictícios para realizar a sua ligação às vigas adjacentes.

3.2 Modelação dos Elementos Estruturais

3.2.1 Pilares, Paredes e Vigas

Os pilares, paredes e vigas foram modelados recorrendo ao programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) como elementos do tipo *Frame*. A geometria e armaduras das secções foram definidas de acordo com a Tabela 2.1, Tabela 2.2 e Tabela 2.3, fazendo uso da função *Section Designer*.

Uma vez que a armadura transversal nestes elementos varia ao longo do seu comprimento, correspondendo a diferentes níveis de confinamento do betão, modelaram-se apenas as secções de extremidade, correspondentes aos nós de ligação viga-pilar ou viga-parede, onde se observa a maior concentração de esforços para a ação sísmica e o comportamento não linear do elemento estrutural.

3.2.2 Núcleos

Os núcleos, tal como os pilares, paredes e vigas, foram modelados como elementos *Frame* com recurso à função *Section Designer*. Ambos os núcleos foram modelados como uma secção única, em forma de U, no seu centro de massa. As dimensões e pormenorização das secções foram definidas de acordo com a informação da Tabela 2.3.

Verifica-se que no caso de uma secção ser solicitada segundo um plano que contenha um eixo principal de inércia não correspondente a um eixo de simetria, então esta não está apenas sujeita a flexão e observa-se também torção. Neste caso, constata-se que o esforço transverso não está a passar no centro de corte [14]. A existência dum centro de corte distinto do baricentro obriga a modificar a determinação do momento torsor numa secção transversal de uma peça linear. Assim este deve passar a ser calculado não relativamente ao baricentro mas ao centro de corte [14]. Logo, de forma a modelar corretamente o comportamento dos núcleos às ações horizontais e as suas resistências à torção, optou-se por introduzir os núcleos no modelo nas posições correspondentes aos seus centros de corte. Manteve-se, no entanto, o esforço normal correspondente ao da posição real dos núcleos, para manter o modelo o mais aproximado possível da realidade.

O cálculo dos centros de corte dos dois núcleos é apresentado no Anexo B.

3.2.3 Modelação do Piso

Por questões de simplicidade de cálculo e para tornar a possível a modelação dos núcleos nos seus centros de corte sem afetar o esforço axial a que estão sujeitos, não se procedeu à modelação explícita dos pisos. Optou-se por modelar apenas o efeito de distribuição de esforços de uma laje maciça de betão armado tanto às ações verticais como horizontais. Modelou-se o efeito de diafragma ao nível de cada um dos pisos através da funcionalidade *Diaphragm Constraint* do *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016). Atribuíram-se cargas verticais concentradas a cada um dos nós da estrutura de acordo com a distribuição de esforços que se observou no modelo original, onde a laje é modelada com recurso ao elemento do tipo *Shell*.

No presente caso existem nas fachadas Norte (Alinhamento 4) e Sul (Alinhamento 1) varandas em consola que foram modeladas com recurso a momentos concentrados aplicados nos nós ao longo das respetivas vigas de contorno.

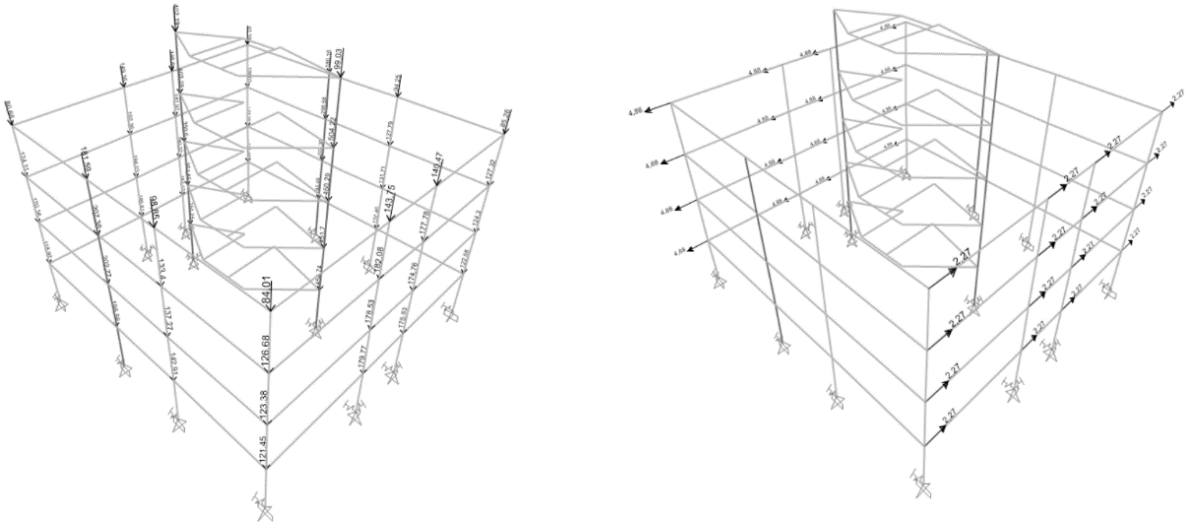


Figura 3.9: Modelo com cargas verticais nos nós (kN), esquerda, e modelo com momentos concentrados (kNm), direita

3.2.4 Modelação das Fundações

Para a análise sísmica realizada não é de esperar que os elementos estruturais existentes nos pisos enterrados sejam condicionantes, consequentemente optou-se por modelar apenas os pisos elevados. De forma a simular o comportamento das caves modelaram-se as fundações ao nível do piso térreo como flexíveis.

Para cada um dos nós impediram-se as translações segundo todas as direções, x, y e z, e definiram-se molas de rotação segundo as direções com capacidade de rotação significativa. Impediram-se também as rotações segundo z e segundo a direção à qual não se atribui mola de rotação.

Para a definição da direção de atuação das molas de fundação distinguiram-se os elementos verticais em 3 grupos, pilares ou paredes de contorno encastrados na parede de contenção das caves, pilares não encastrados e núcleos. As molas são definidas segundo a direção da menor inércia da parede de contenção, já que é nesta direção que se vai observar a maior capacidade de rotação. Para os vários elementos verticais está sintetizada na Tabela 3.3 a informação relativa à direção segundo a qual se atribuíram molas de rotação.

Tabela 3.3: Orientação das molas de rotação das fundações

	Elementos Verticais	**Direção**
Pilares ou Paredes encastrados na parede de contenção	p1, p4, p6, p7, p8, p9, p10, p13	y
Pilares não encastrados na parede de contenção	p2, p3, p11, p12	x e y
Núcleos	n. esc., n. el.	x e y

Para o cálculo da rigidez das molas recorreu-se uma vez mais ao modelo original, onde as caves foram explicitamente modeladas. Aplicou-se um momento unitário, M ,em cada elemento vertical ao nível da parede de contenção (piso 0) e obteve-se do programa de cálculo o valor da rotação correspondente, θ. A rigidez, k, de cada uma das molas é dada pela equação (3.10).

$$k = \frac{M}{\theta} \tag{3.10}$$

3.3 Modelação dos Elementos Não Estruturais

3.3.1 Paredes de Enchimento

Em edifícios de betão armado, a resposta sísmica da estrutura pode ser consideravelmente influenciada pela rigidez lateral conferida pelas paredes de enchimento que se encontram ligadas à estrutura. De acordo com o EC8-1 [7], os enchimentos de alvenaria devem ser explicitamente considerados no caso de estruturas porticadas ou de painéis de enchimento significantemente assimétricos ou irregulares em planta. No presente estudo não se verifica nenhuma das situações apresentadas e, deste modo, optou-se por não proceder à modelação dos elementos não estruturais.

Aliado ao facto de para estruturas caracterizadas por um sistema misto equivalente a paredes o EC8-1 [7] não exigir a modelação das paredes de enchimento para a análise sísmica, observa-se, na Figura 3.10, que as paredes orientadas segundo a direção x apresentam aberturas de grandes dimensões, que afetam significativamente a sua rigidez lateral. Neste estudo considera-se relevante apenas a verificação das paredes segundo esta direção, uma vez que é esta a direção mais condicionante. É também de referir que não existem efeitos locais induzidos pelo efeito das alvenarias.

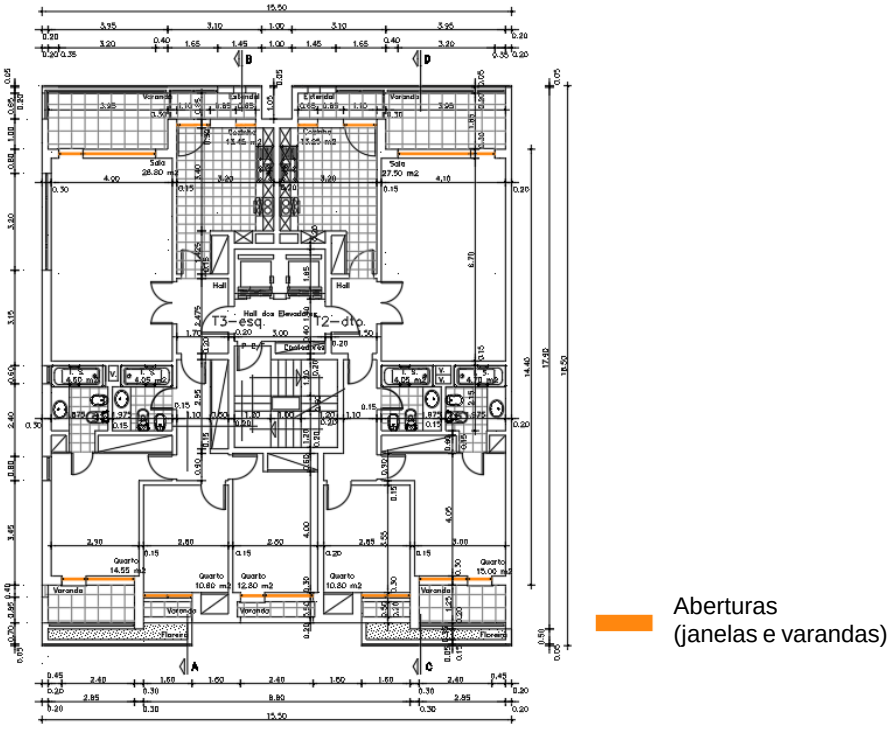


Figura 3.10: Planta do piso corrente, com a identificação das aberturas das paredes de enchimento orientadas ao longo de x

3.4 Modelação do Comportamento Não Linear

3.4.1 Modelos de Plasticidade

Para uma completa definição do comportamento não linear é indispensável modelar a distribuição de plasticidade ao longo do comprimento do elemento e da sua secção. De uma forma geral consideram-se dois principais tipos de modelação da não linearidade do elemento, ou plasticidade distribuída ao longo do seu comprimento ou plasticidade concentrada nas suas extremidades.

A modelação da plasticidade distribuída é a mais exata e versátil, conduzindo a resultados mais próximos do comportamento real da estrutura, mas é também a mais complexa e exigente em termos de calibração de parâmetros e de capacidade computacional. Por oposição, os modelos de plasticidade concentrada têm uma aplicação bastante mais simples.

Na Figura 3.11 são apresentados os modelos de plasticidade idealizados propostos por [15]. Verifica-se que os modelos de plasticidade concentrada correspondem a uma simplificação, onde as relações momento-curvatura são definidas apenas na extremidade dos elementos, podendo ser definidas por

rótulas plásticas, Figura 3.11 (a), ou por molas não lineares, Figura 3.11 (b). Nos modelos de plasticidade distribuída observa-se que os elementos são discretizados, permitindo a modelação não linear em várias secções ao longo do comprimento do elemento, Figura 3.11 (c) a (e).

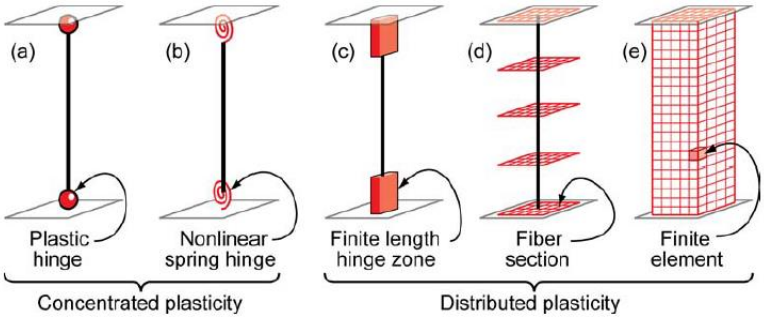


Figura 3.11: Modelos de plasticidade idealizados (adaptado de [15])

3.4.2 Modelação do Comportamento Não Linear dos Elementos Estruturais

Na análise que se segue adotou-se o modelo de plasticidade concentrada com rótulas plásticas, onde se considera que o comportamento inelástico do material se concentra nas suas extremidades, em rótulas plásticas, onde toda a deformação não linear do material ocorre. Esta hipótese, significativamente menos exigente a nível de modelação e de capacidade computacional, conduz a resultados adequados, considerando que, na generalidade dos casos, as deformações plásticas se concentram nas extremidades, que correspondem a regiões de momentos máximos sob solicitações horizontais. Na verdade, enquanto que os modelos mais complexos aparentam oferecer uma melhor capacidade de modelar determinados aspetos do comportamento da estrutura, os modelos simplificados podem apreender com mais eficiência certos comportamentos locais relevantes com um grau de aproximação semelhante ou inferior, nomeadamente fenómenos de encurvadura ou fenómenos não lineares de interação flexão-corte, [15].

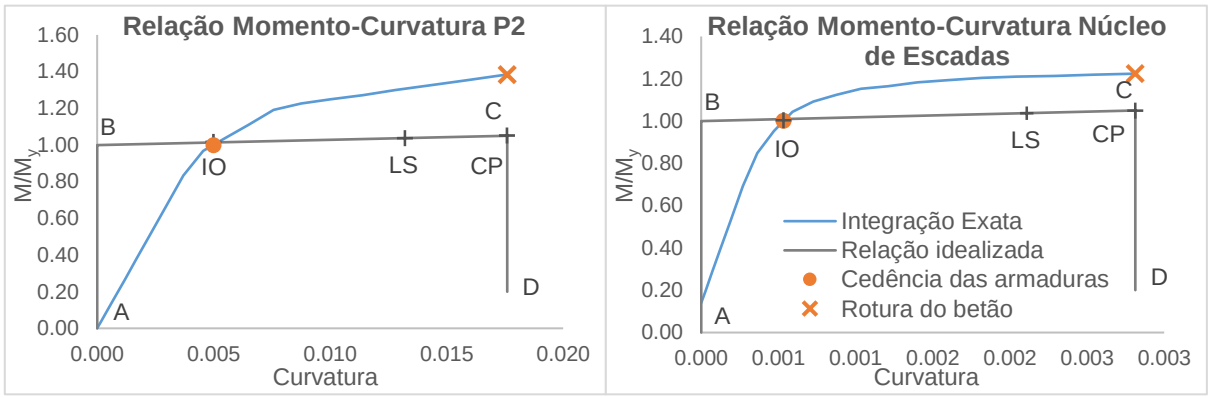
O comportamento das rótulas plásticas é caracterizado por uma relação momento-curvatura e pelo seu comprimento, sendo que as rotações das rótulas são determinadas pelo produto da curvatura da secção pelo comprimento da rótula plástica. As relações momento-curvatura dos elementos foram definidas de forma automática no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) a partir das propriedades das suas secções transversais. As relações momento-curvatura das secções são afetadas pela geometria da secção, propriedades dos materiais, quantidade de armadura longitudinal e transversal e carga axial a que o elemento está sujeito, [16]

A definição automática das rótulas plásticas no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) realiza-se através a definição *Caltrans*, que gera 5 pontos, A, B, C, D e E, responsáveis pelo comportamento momento-curvatura da secção representativa do comportamento da rótula. O primeiro ponto corresponde à situação de carga nula, o segundo ao ponto de cedência, o terceiro ao ponto de momento último, o quarto à rigidez residual e o quinto ao ponto de colapso da estrutura. Para a definição manual das rótulas adotou-se o mesmo princípio, baseado na relação idealizada momento-curvatura da secção, com a distinção de não se ter considerado a existência de uma resistência residual anterior

ao colapso da estrutura. Deste modo, as relações momento curvatura idealizadas consistem numa simplificação de quatro pontos, A, B, C, D.

A capacidade de rotação das rótulas plásticas é avaliada segundo os requisitos de desempenho *Imediate Occupancy* (IO), correspondente à curvatura de cedência das armaduras, *Life Safety* (LS), correspondente a $^3/_4$ da curvatura última da secção, e *Colapse Prevention* (CP), associado à curvatura última. A curvatura última das secções foi definida para os valores últimos de extensão dos materiais adotados, ou seja, corresponde ao momento em que se dá a rotura da primeira fibra. No presente caso verifica-se que esta situação corresponde sempre à rotura das fibras de betão.

Na Figura 3.12 apresentam-se as relações momento-curvatura idealizadas do pilar do tipo P2 e do núcleo de escadas, com os respetivos requisitos de desempenho das rótulas plásticas assinalados. No Anexo C são apresentados os valores relações momento-curvatura dos elementos verticais.



$\boldsymbol{N = -500\ kN}$
$\boldsymbol{M_y = 109,88\ kNm}$

$\boldsymbol{N = -2600\ kN}$
$\boldsymbol{M_y = 820,89\ kNm}$

Figura 3.12: Relações momento-curvatura do pilar do tipo P2, para um valor de esforço axial de -500 kN, e do núcleo de escadas, para um valor de esforço axial de -2600 kN

Em pilares e paredes utilizaram-se rótulas de flexão composta desviada do tipo PMM (N-M2-M3), definidas para um conjunto de valores de esforço axial verificados, e em vigas rótulas de flexão simples do tipo M3, que apenas consideram a flexão em torno do eixo de maior inércia. O comprimento das rótulas plásticas, L_p, de pilares e vigas foi definido a partir da expressão (3.11) proposta pelo Eurocódigo 8 Parte 2 [17].

$$L_p = 0{,}10l + 0{,}015 f_{yk} \cdot d_{bl} \quad (3.11)$$

Onde,

f_{yk} (MPa)

l distância da secção da rótula plástica à secção de momento nulo (m);

d_{bl} diâmetro médio dos varões longitudinais (m).

Em paredes dúcteis deve formar-se uma única rótula plástica na base, [18]. Para a definição do comprimento das rótulas plásticas das paredes e de ambos os núcleos, adotou-se a equação (3.12) recomendada no CSA (*Canadian Standards Association*) [19].

$$L_p = 0{,}50 l_w + 0{,}10 h_w \tag{3.12}$$

Onde,

l_w comprimento da parede em planta;

h_w altura da parede.

Os comprimentos das rótulas plásticas utilizadas no modelo são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Comprimentos das rótulas plásticas

Vigas	$\boldsymbol{L_p}$ (m)
v1	0,613
v2	0,320
v3	0,593
v4 e v5	0,558
v6 e v7	0,280
v8 e v9	0,488
v10	0,613
v11	0,320
v12	0,593
v13	0,300
v14	0,320
v15	0,360
v16	0,200
v16	0,613

Pilares	$\boldsymbol{L_p}$ (m)
P1	0,280
P2	0,280

Paredes	$\boldsymbol{L_p}$ (m)
PA	2,450
Núcleo Esc.	2,718
Núcleo El.	2,502

3.5 Ações

A correta definição das ações a que a estrutura está sujeita assume uma elevada importância na modelação do comportamento da estrutura.

Para uma análise sísmica a combinação de ações a considerar é dada por (3.13).

$$G + \psi_2 SC + Sismo \tag{3.13}$$

Com G correspondente às cargas permanentes, SC correspondente às sobrecargas e $\psi_2 = 0{,}3$ para o caso de estudo, associado a uma utilização de categoria A.

3.5.1 Ações Verticais

A definição das ações tem uma grande relevância, já que a distribuição de massas na estrutura, definida a partir dos valores das forças gravíticas, influencia grandemente o seu comportamento dinâmico, tendo um impacto direto tanto na frequência como nos modos de vibração.

As cargas associadas às ações verticais, restantes cargas permanentes (RCP) e sobrecargas (SC), foram obtidas a partir da memória descritiva [11]. No modelo original as sobrecargas e restantes cargas permanentes, associadas aos acabamentos e paredes divisórias, encontram-se distribuídas ao longo da laje do piso, enquanto que as restantes cargas permanentes correspondentes às paredes exteriores do edifício ($RCP_{paredes\ ext.}$) são cargas de faca que descarregam diretamente nas vigas de contorno. O peso próprio dos elementos estruturais é automaticamente contabilizado no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016). Apresenta-se de seguida uma tabela síntese dos valores retirados da memória descritiva [11], Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Valores das ações permanentes e variáveis a consideradas no dimensionamento

RCP (kN/m^2)	**$RCP_{paredes\ ext.}$** (kN/m)	**SC** (kN/m^2)
2,75	7,28	2,00

No presente caso, o modelo 3D realizado não possui elementos de laje, tal como referido em 3.2.3, calculando-se por isso as cargas associadas a cada um dos nós.

3.5.1.1 Excentricidade Acidental

Com o intuito de ter em conta os efeitos acidentais de torção o EC8-1 [7] preconiza que para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental, dada pela expressão (3.14).

$$e_{ai} = \pm 0{,}05 \cdot L_i \tag{3.14}$$

Em que,

e_{ai} excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Na presente situação, a massa de cada um dos pisos não foi modelada no seu centro de massa e, por esse motivo, optou-se por assumir uma excentricidade na distribuição das sobrecargas, em cada um dos pisos, cujo efeito fosse equivalente ao proposto anteriormente.

Assumiram-se quatro casos distintos de excentricidade acidental (EA), segundo cada um dos sentidos (+ e -) para cada uma das direções principais (X e Y), aos quais se atribuiu a nomenclatura de EA X+, EA X-, EA Y+ e EA Y-.

Para a definição da distribuição das sobrecargas, para cada um dos casos de excentricidade, começou-se por igualar os momentos polares de inércia, I_p, resultantes do centro de massa deslocado, equação (3.15), e das sobrecargas desviadas, equação (3.16). Obtém-se, desta forma, a posição do centro de massa das sobrecargas para cada um dos casos de excentricidade, expressão (3.17).

$$I_p = \frac{M_i}{12}(L_1^2 + L_2^2) + M_i \cdot e_{ai}^2 \tag{3.15}$$

$$I_p = \frac{M_i}{12}(L_1^2 + L_2^2) + M_{sc,i} \cdot d_{sc,i}^2 \tag{3.16}$$

$$d_{sc,i} = \sqrt{\frac{M_i \cdot e_{ai}^2}{M_{sc,i}}} \tag{3.17}$$

Onde,

M_i massa total do piso i;

$M_{sc,i}$ massa do piso i associada apenas às sobrecargas;

$d_{sc,i}$ desvio do centro de massa das sobrecargas em relação ao centro de massa do piso i.

A partir da posição dos centros de massa das sobrecargas calcularam-se as respetivas áreas de atuação, que se encontram representadas na Figura 3.13 e Figura 3.14. Uma vez que o modelo não possui lajes atualizaram-se as cargas dos nós para representar cada uma das novas situações de carregamento.

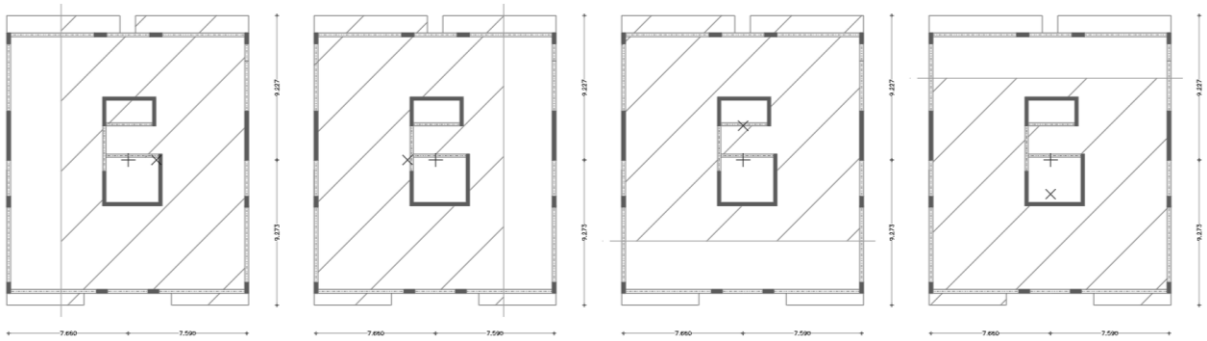


Figura 3.13: Casos de excentricidade de sobrecargas nos pisos 0 a 4. Da esquerda para a direita, EA X+, EA X-, EA Y+, EA Y-

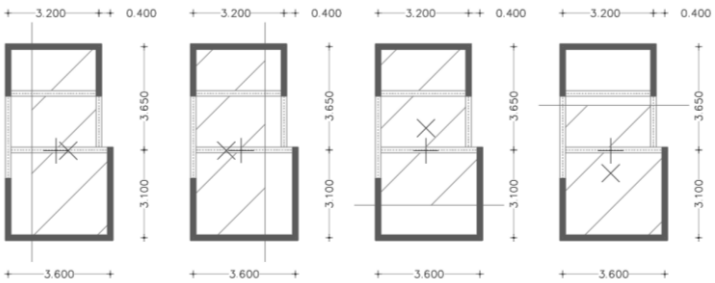


Figura 3.14: Casos de excentricidade de sobrecargas na cobertura. Da esquerda para a direita, EA X+, EA X-, EA Y+, EA Y-

3.5.2 Ação Sísmica

Tal como descrito anteriormente, a atual ação sísmica considerada para a avaliação sísmica do edifício é mais gravosa que a presente na memória descritiva do projeto original (considerada no dimensionamento sísmico) e, por isso, foi necessário redefinir a ação sísmica de acordo com as condições atuais. Mantém-se, no entanto, a classe de importância igual a II, associada à função de habitação do edifício, e o coeficiente de amortecimento, ξ, de 5%. Tal como indicado no capítulo 2 o solo de fundação é do tipo D e a localização é em Sagres, que corresponde às zonas sísmicas 1.1 e 2.3.

A versão provisória do Anexo Nacional Português do Eurocódigo 8 Parte 3 [20] preconiza que, para os edifícios pertencentes à classe de importância II, deve ser verificado o estado limite de danos severos (SD), associado a um período de retorno de 308 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos. No entanto para o caso atual, tendo em conta que a situação estudada se relaciona com uma estrutura *recente existente*, não realiza a redução da ação sísmica, optando-se por fixar um período de retorno conservativo de 475 anos.

O espectro de resposta elástica foi definido de acordo com as expressões (3.18), (3.19), (3.20) e (3.21), preconizadas no EC8-1 [7].

$$0 \leq T \leq T_B: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \tag{3.18}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \tag{3.19}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{3.20}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \tag{3.21}$$

Com,

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55 \tag{3.22}$$

Onde,

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica da aceleração;

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

S coeficiente de solo;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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

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

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

η coeficiente de correção do amortecimento.

Os parâmetros adotados para a caraterização do sismo encontram-se na Tabela 3.6 e Tabela 3.7.

Tabela 3.6: Parâmetros para a definição do sismo tipo 1

Zona sísmica	a_{gr} (m/s^2)	γ_I	a_g (m/s^2)	η	**Terreno**	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1.1	2,5	1,0	2,5	1,0	D	2,0	0,1	0,8	2,0

Tabela 3.7: Parâmetros para a definição do sismo tipo 2

Zona sísmica	a_{gr} (m/s^2)	γ_I	a_g (m/s^2)	η	**Terreno**	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
2.3	1,7	1,0	1,7	1,0	D	2,0	0,1	0,30	2,0

Observando o espectro de resposta elástica, Figura 3.15, verifica-se que na presente situação o sismo do tipo 1 é o mais condicionante. O espectro de resposta de cálculo, Figura 3.15, resulta da redução do espectro de resposta elástica pelo coeficiente de comportamento, igual a 3.3, definido a partir da análise do sistema estrutural e da regularidade realizadas em 2.1.1.

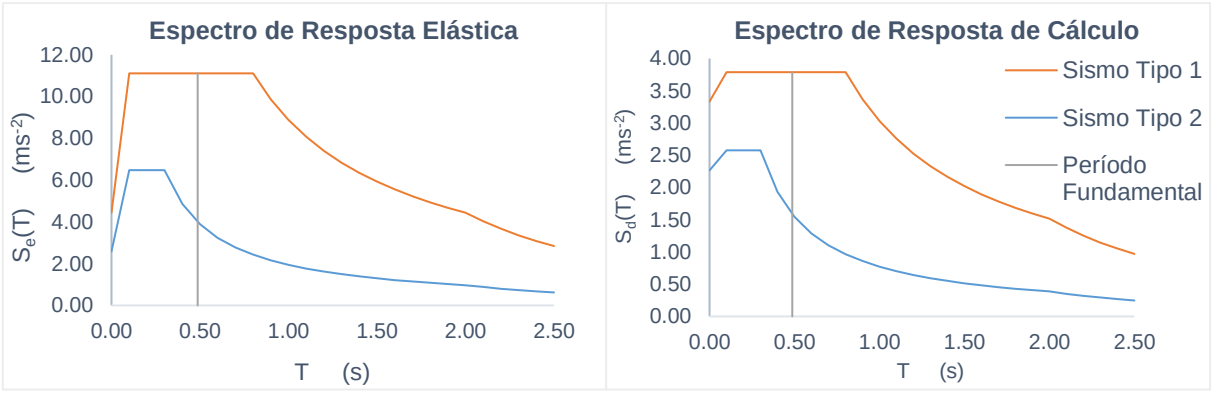


Figura 3.15: Espectros de resposta elástica e de cálculo

Através da análise da Figura 3.15 observa-se que para qualquer período da estrutura o sismo do tipo 1 será sempre mais condicionante. De facto, para a região em causa, Sagres, destaca-se a preponderância deste sismo quando comparado com o sismo do tipo 2, como se pode verificar através da comparação das acelerações máximas de referência, a_{gr}, dos dois sismos na Tabela 3.6 e na Tabela 3.7.

3.6 Considerações Finais

No capítulo 3 descreve-se a implementação das características da estrutura no modelo 3D desenvolvido no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016). Foram definidas as propriedades e as relações constitutivas dos materiais e foi definida a estratégia de modelação do comportamento não linear dos elementos estruturais. São também apresentadas as ações consideradas para a avaliação do comportamento sísmico da estrutura.

4 Avaliação Sísmica

Neste capítulo pretende-se avaliar o desempenho sísmico da estrutura, aferir a necessidade de intervenção e identificar as zonas específicas que necessitam dessa intervenção.

Contrariamente ao dimensionamento sísmico convencional realizado para estruturas novas, baseado em critérios de resistência, a avaliação sísmica de estruturas existentes baseia-se numa abordagem de controlo de deslocamentos globais e locais da estrutura. A abordagem baseada em critérios de resistência, para edifícios existentes, conduz a uma avaliação demasiado condicionante, onde seria provável avaliar globalmente a estrutura como sismicamente inadequada. Uma vez que esta abordagem não restringe as zonas danificadas e avalia a estrutura como um todo, os custos associados à intervenção seriam demasiado elevados, o que poderia promover como solução o abandono da intervenção ou a demolição.

A avaliação sísmica realizada neste estudo rege-se pela metodologia indicada no EC8-3 [8].

4.1 Requisitos de Desempenho e Critérios de Conformidade

As análises atuais baseadas no desempenho implicam a definição de níveis de desempenho e a verificação de requisitos de desempenho adequados. Os requisitos de desempenho podem ser especificados para o sistema global ou localmente para os diversos elementos estruturais [15].

Segundo o EC8-3 [8] os requisitos fundamentais referem-se a um estado de danos da estrutura, definido através três estados limite (EL). Para cada um destes estados limite a conformidade com os requisitos de desempenho é avaliada fazendo a distinção entre componentes dúcteis ou frágeis. Sendo que por componentes dúcteis se compreende componentes sujeitos a flexão, com ou sem esforço axial, e por componentes frágeis se compreende componentes sujeitos a rotura por corte.

Estado Limite de Colapso Iminente (NC)

A estrutura está gravemente danificada, com reduzida resistência e rigidez lateral residual, apesar dos elementos verticais ainda terem capacidade para suportar as cargas verticais. Colapso da maioria dos elementos não estruturais. A estrutura encontra-se próximo do colapso e provavelmente não suportará outro sismo.

- Componentes Dúcteis: $\theta < \theta_u$
- Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite de Danos Severos (SD)

A estrutura está significativamente danificada, com alguma resistência e rigidez lateral residual, e os elementos verticais têm capacidade para suportar as cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais encontram-se danificados, embora não se verifique o colapso dos elementos de enchimento. A estrutura tem capacidade para suportar réplicas de intensidade moderada. A reparação da estrutura não será, provavelmente, económica.

- Componentes Dúcteis: $\theta < \frac{3}{4}\theta_u$
- Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite de Limitação de Danos (DL)

A estrutura está ligeiramente danificada, sem deformações excessivas e mantém a sua resistência e rigidez. Os elementos não estruturais podem apresentar fendilhação, mas o dano pode ser economicamente reparado. A estrutura não necessita de reparações.

- Componentes Dúcteis: $\theta < \theta_y$
- Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Com,

θ rotação total da corda;

θ_u capacidade de rotação última;

θ_y capacidade de rotação de cedência;

V_{Ed} esforço transverso atuante;

V_{Rd} esforço transverso resistente.

Como se pode verificar para componentes dúcteis a verificação que se propõe no EC8-3 [8] está relacionada com a rotação da corda, enquanto que para componentes frágeis se foca na resistência ao esforço transverso.

Os requisitos a verificar em cada país são definidos pelas autoridades nacionais, nos respetivos anexos nacionais. Em Portugal o anexo nacional provisório do EC8-3 [20] preconiza que para edifícios da classe de importância II deve ser verificado o estado limite de danos severos (SD), que se traduz numa redução do período de retorno da ação sísmica. Uma vez que o caso em análise pode corresponder a uma estrutura *existente recente*, optou-se por assumir o período de retorno associado a estruturas novas, $T = 475\ anos$.

4.1.1 Componentes Dúcteis

Segundo o EC8-3 [20] a rotação total da corda caracteriza-se pelo ângulo formado entre a tangente à fibra média do elemento ao nível da extremidade plastificada, ponto A na Figura 4.1, e a corda que liga essa extremidade ao ponto de inflexão, ponto B na Figura 4.1. Este ponto ocorre a uma distância de A igual ao vão de corte, $L_v = M/V$.

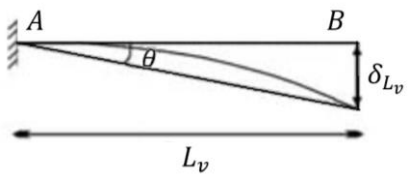


Figura 4.1: Rotação total da corda, θ. (adaptado de [9])

A rotação total da corda, θ, é definida pela equação (4.1).

$$\theta = \frac{\delta_{L_v}}{L_v} \tag{4.1}$$

Onde,

δ_{L_v} Flecha na extremidade do vão de corte.

A análise estática não linear realizada no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) permite a obtenção das rotações das rótulas plásticas, θ_{rp}. Como tal, será necessário utilizar estes resultados e determinar a rotação total da corda preconizada no EC8-3 [8], para a verificação da segurança.

A curvatura da secção extrema, χ, pode ser definida pela equação (4.2), uma vez que se assume uma distribuição de curvaturas aproximadamente uniforme no comprimento da rótula plástica.

$$\chi = \frac{\theta_{rp}}{L_p} \tag{4.2}$$

Quando a curvatura, χ, se encontra entre o estado de cedência, χ_y, e o último, χ_u, a rotação total da corda pode ser determinada pela equação (4.3), segundo Fardis [9], que contempla a soma das parcelas elástica e plástica da rotação.

$$\theta = \chi_y \frac{L_v}{3} + (\chi - \chi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v}\right) \tag{4.3}$$

Para elementos cujas rótulas plásticas não chegaram a atingir o momento de plastificação a rotação total da corda é dada por (4.4), de forma a considerar apenas a parcela elástica.

$$\theta = \frac{M}{M_y}\left(\chi_y \frac{L_v}{3}\right) \tag{4.4}$$

Onde a curvatura de cedência, χ_y, e o momento de cedência, M_y, são definidos nas expressões (4.5) e (4.6), propostas também por Fardis [9].

$$\chi_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \tag{4.5}$$

$$M_y = \chi_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2}\left(0{,}5(1+\delta_1) - \frac{\xi_y}{3}\right) + \frac{E_s}{2}\left[(1-\xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta_1)\right](1-\delta_1)\right] b d^3 \tag{4.6}$$

Sendo,

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A \tag{4.7}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \tag{4.8}$$

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \qquad B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + 0{,}5\rho_v(1+\delta_1) + \frac{N}{bdf_y} \tag{4.9}$$

$$\delta_1 = \frac{d_1}{d} \tag{4.10}$$

Com,

d altura útil da secção;

d_1 altura útil da armadura de compressão;

ρ_1 e ρ_2 taxa de armadura de tração e compressão, respetivamente;

ρ_v taxa de armadura da alma;

N esforço axial (compressão com sinal positivo).

Calculada a rotação total da corda resta calcular as capacidades de rotação última e de cedência, de forma a poder verificar os estados limite apresentados anteriormente. As expressões, (4.11) a (4.13), indicadas de seguida para o cálculo destas grandezas são consideradas conforme apresentado no EC8-3 [8].

Capacidade de Rotação Última

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016(0{,}3^{\upsilon}) \left[\frac{máx(0{,}01;\rho_2)}{máx(0{,}01;\rho_1)} f_c\right]^{0{,}225} \left(min\left(9;\frac{L_v}{h}\right)\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d}) \tag{4.11}$$

Com,

γ_{el} coeficiente igual a 1,5 para elementos primários e 1,0 para elementos secundários;

υ esforço normal reduzido;

ρ_d taxa de armadura transversal inclinada;

Para paredes a equação (4.11) deve ser multiplicada por 0,58.

Capacidade de Rotação na Cedência

- Pilares e Vigas

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0{,}0014\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1}\frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \tag{4.12}$$

- Paredes e Núcleos

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0{,}0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1}\frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \tag{4.13}$$

Com,

a_v igual a 1 se é expectável a fendilhação por esforço transverso ($M_y > L_v V_{R,c}$) e igual a 0 caso contrário;

z braço binário das forças interiores;

ε_y extensão de cedência do aço;

4.1.2 Componentes Frágeis

Tal como se referiu no capítulo 2, a estrutura foi inicialmente dimensionada segundo os princípios atuais de cálculo de capacidade resistente (*capacity design*), de forma a assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil, evitando mecanismos de rotura frágil ou outros mecanismos de rotura indesejáveis. No entanto as condições alteraram-se, sendo que a ação sísmica foi fortemente amplificada e consequentemente as forças de corte a que a estrutura está sujeita. Desta forma, para garantir que mecanismos de rotura frágeis não provocam o colapso prematuro da estrutura, deve ser realizada uma verificação ao esforço transverso para cada um dos componentes frágeis.

A resistência ao esforço transverso para ações cíclicas, V_R, foi avaliada de acordo com as diretrizes do EC8-3 [8], equação (4.14).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}}\left[\frac{h-x}{2L_v}\min(N; 0{,}55A_c f_c) + \left(1 - 0{,}05\min\left(5; \mu_\Delta^{pl}\right)\right)\cdot \right. \\ \left. \cdot\left[0{,}16\max(0{,}5; 100\rho_{tot})\left(1 - 0{,}16min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right)\sqrt{f_c}A_c + V_w\right]\right] \tag{4.14}$$

Sendo,

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \tag{4.15}$$

Com,

γ_{el} igual a 1,15 para elementos primários e 1,0 para elementos secundários;

x altura da zona de compressão;

A_c área da secção transversal;

μ_Δ^{pl} coeficiente de ductilidade da rotação da corda (θ/θ_y);

ρ_{tot} taxa de armadura longitudinal total;

V_w contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transverso;

ρ_w taxa de armadura de esforço transverso.

A resistência ao esforço transverso de uma parede para ações cíclicas, $V_{R,max}$, é condicionada pelo esmagamento das escoras comprimidas da alma da parede e é obtida a partir da expressão (4.16) indicada no EC8-3 [8].

$$V_{R,max} = \frac{0{,}85(1-0{,}06min(5;\mu_{\Delta}^{pl})}{\gamma_{el}}\left(1+1{,}8min\left(0{,}15;\frac{N}{A_c f_c}\right)\right)\cdot \\ \cdot\left(1+0{,}25max(1{,}75;100\rho_{tot})\right)\left(1-0{,}2min\left(2;\frac{L_V}{h}\right)\right)\sqrt{f_c}b_w z \quad (4.16)$$

Realça-se que para a verificação do esforço transverso o EC8-3 [8] indica que as resistências dos materiais dos elementos primários devem ser divididas pelos coeficientes parciais dos materiais, de acordo com o EC8-1 [7], para além da divisão pelos coeficientes de confiança.

4.2 Combinação de Efeitos

A avaliação do comportamento da estrutura, para a análise *pushover*, foi realizada considerando a combinação dos resultados obtidos de acordo com as expressões (4.17) e (4.18), para uma ação sísmica a atuar separadamente segundo as direções x e y.

$$E_{Edx}\text{"+" }0{,}30E_{Edy} \quad (4.17)$$

$$E_{Edy}\text{"+" }0{,}30E_{Edx} \quad (4.18)$$

Sendo que E_{Edx} e E_{Edy} simbolizam os esforços resultantes da aplicação da ação sísmica segundo a direção x e y, respetivamente.

4.3 Análise Dinâmica Modal

Para a caracterização do comportamento dinâmico da estrutura recorreu-se à análise modal.

A análise dinâmica modal, realizada no modelo 3D definido anteriormente, permitiu obter, para cada um dos modos, os períodos e frequências associados, T e f, a configuração da deformada, ϕ, e as massas modais efetivas segundo as direções x, y e z, M_x, M_y e M_z.

Na Tabela 4.1 é feita uma comparação entre os períodos dos modelos, original e *pushover* para os diversos casos de excentricidade. É de realçar que apenas foram analisados os sete primeiros modos de vibração, uma vez que é a estes que correspondem as participações de massa mais significativas.

Tabela 4.1: Análise comparativa dos períodos dos modelos 3D (s)

Modo	Original	*Pushover* sem excentricidade	*Pushover* EA X+	*Pushover* EA X-	*Pushover* EA Y+	*Pushover* EA Y-
1	0,441	0,335	0,317	0,317	0,317	0,317
2	0,392	0,271	0,255	0,257	0,256	0,256
3	0,377	0,267	0,253	0,251	0,252	0,252
4	0,152	0,066	0,062	0,062	0,062	0,062
5	0,145	0,064	0,060	0,061	0,060	0,060
6	0,142	0,060	0,057	0,057	0,057	0,057
7	0,141	0,054	0,051	0,051	0,051	0,051

Pela análise da Tabela 4.1 pode-se observar que os modelos desenvolvidos para realizar as análises estáticas não lineares (modelos *pushover*) apresentam uma rigidez bastante superior ao modelo original, o que pode ser justificado pelo facto de no modelo original o efeito da perda de rigidez, resultante da fendilhação do betão, ter sido modelado através da redução do seu módulo de elasticidade.

Os resultados obtidos para os casos de excentricidade que serão estudados na secção 4.4, EA X+ e EA X-, são apresentados na Tabela 4.2 e Tabela 4.3 e na Figura 4.2 e Figura 4.3.

Tabela 4.2: Modelo *pushover* EA X+

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	M_x	M_y	M_z
1	0,317	3,156	**78,93%**	0,09%	0,00%
2	0,255	3,925	0,08%	**53,77%**	0,00%
3	0,253	3,949	0,04%	**21,41%**	0,00%
4	0,062	16,118	10,87%	4,50%	0,00%
5	0,060	16,539	4,27%	0,70%	0,00%
6	0,057	17,555	2,05%	13,04%	0,01%
7	0,051	19,649	0,00%	0,00%	**10,95%**
			96,24%	93,52%	10,97%

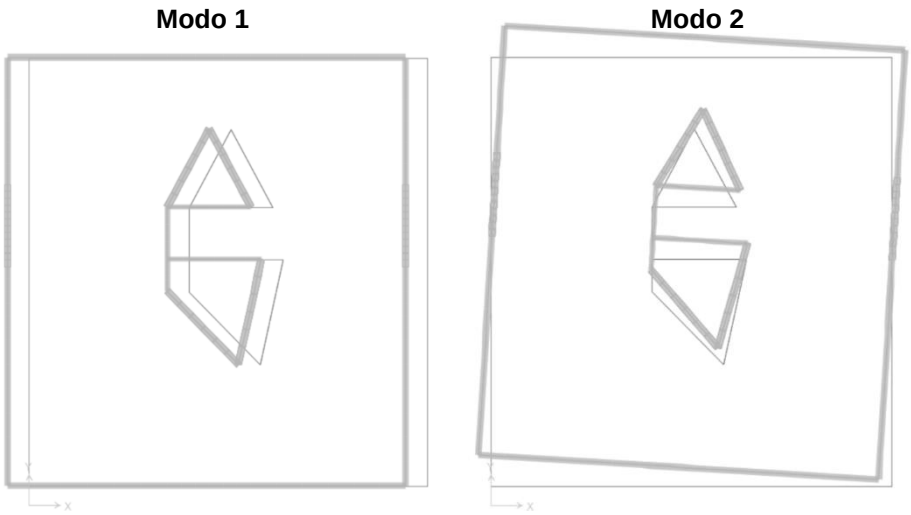


Figura 4.2: Representação gráfica dos dois primeiros modos de vibração em planta, do modelo *pushover* EA X+

Tabela 4.3: Modelo *pushover* EA X-

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	M_x	M_y	M_z
1	0,317	3,155	**78,93%**	0,09%	0,00%
2	0,257	3,890	0,06%	**41,36%**	0,00%
3	0,251	3,980	0,06%	**33,82%**	0,00%
4	0,062	16,062	8,59%	5,30%	0,00%
5	0,061	16,485	6,90%	0,61%	0,01%
6	0,057	17,648	1,71%	12,33%	0,01%
7	0,051	19,610	0,00%	0,00%	**10,80%**
			96,24%	93,51%	10,82%

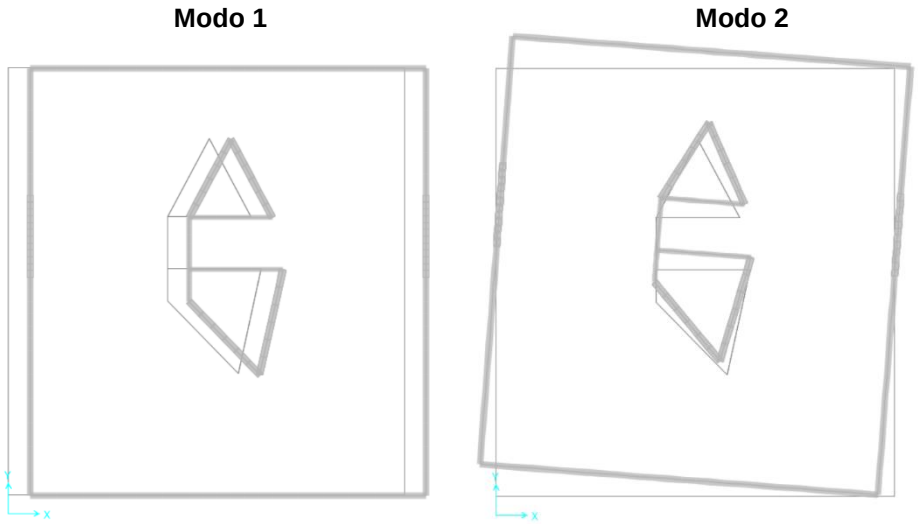


Figura 4.3: Representação gráfica dos dois primeiros modos de vibração em planta, do modelo *pushover* EA X-

Para ambos os casos, verifica-se que o modo fundamental corresponde a um modo de translação segundo a direção x, o que seria de esperar dada a menor rigidez da estrutura segundo esta direção, visto as paredes estruturais estarem maioritariamente orientadas com a sua maior inércia segundo y. O modo fundamental de translação segundo y corresponde, também em ambos os casos, ao segundo modo de vibração, que apresenta uma componente da torção bastante significativa. Observa-se também que a partir do quarto modo de vibração os períodos sofrem uma diminuição significativa e as participações de massas efetivas são reduzidas, quando comparadas com as dos três primeiros modos, é por isso expectável que os três primeiros modos sejam os principais responsáveis pela resposta da estrutura.

4.4 Análise Estática Não Linear

É expectável que uma estrutura sujeita a um sismo de intensidade moderada a elevada exiba uma resposta caracterizada por um comportamento não linear, onde os esforços são continuamente redistribuídos à medida que a estrutura evolui ao longo da fase inelástica [21]. É esperado também que

os elementos que exibem esse comportamento se encontrem nos pisos não enterrados, o que se adequa à simplificação referida anteriormente, 3.2.4, da supressão dos pisos enterrados do modelo.

Segundo [22] é necessário um método de análise do comportamento sísmico de uma estrutura que garanta:

i. Adequada estimativa da rigidez, resistência e ductilidade de uma estrutura;
ii. Não seja mais complicado que o necessário face à incerteza dos dados.

Deste modo, uma análise baseada numa resposta elástica linear que considera apenas de forma aproximada o comportamento não linear, não vai de encontro ao ponto i. Noutra perspetiva, análises dinâmicas não lineares apesar de apresentarem resultados mais rigorosos, são demasiado complexas e morosas para uma aplicação ao nível do dimensionamento corrente, contrariando o ponto ii. As análises estáticas não lineares apresentam-se, por isso, como uma solução simples e adequada para a definição da resposta da estrutura à ação sísmica.

As análises estáticas não lineares têm especial relevância no âmbito da avaliação, reabilitação e reforço estrutural, uma vez que permitem definir as zonas de concentração de danos, zonas que entram em resposta não linear, identificando e isolando as zonas que necessitam de intervenção.

Sabe-se que, para garantir com sucesso um bom desempenho sísmico, é essencial controlar o nível de deslocamentos das estruturas, tanto local como globalmente. Assim, nos últimos anos começaram a surgir novos processos de avaliação e dimensionamento sísmico de estruturas, em particular as análises estáticas não lineares, na forma de carregamento imposto e com controle de deslocamentos (*Pushover Analysis*) [23]. Na presente análise adotou-se o método N2 preconizado no EC8-1 [7], que se expõe na secção seguinte, 4.4.1.

4.4.1 Método N2

O método N2 proposto por Fajfar em 1988 [22] baseia-se, segundo o mesmo, numa combinação da análise *pushover*, para determinar a capacidade resistente da estrutura, e do recurso ao espectro de resposta, para a definição da ação sísmica, e é composto pelas fases descritas de seguida, [24]. Este método é proposto pelo EC8-1 [7] para o cálculo do deslocamento-alvo[1].

Na descrição das fases apresentadas de seguida serão apenas indicados os resultados respeitantes ao caso de excentricidade mais condicionante para cada um dos carregamentos. Esta situação será abordada com mais detalhe em 4.4.3.

I. Dados

A modelação estrutural dos elementos, secções e materiais, tendo em consideração o comportamento não linear, e a definição da ação sísmica, recorrendo a um espectro de resposta elástico, são definidas em 3.1, 3.2 e 3.5.2, respetivamente.

[1] O deslocamento-alvo corresponde, no presente caso, ao deslocamento do centro de massa (CM) do piso 4.

II. Desempenho Sísmico no Formato Aceleração-Deslocamento

O espectro elástico de resposta é transformado no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), onde os valores espectrais da aceleração, $S_e(T)$, são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento, $S_{de}(T)$, conhecidos a partir do espectro de resposta elástica, através da relação (4.19).

$$S_e(T) = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de}(T) \tag{4.19}$$

As equações (4.20) e (4.21) permitem definir os espectros de resposta inelástica para valores constantes da ductilidade, μ.

$$S_a(T) = \frac{S_e(T)}{R_\mu} \qquad S_d(T) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T) \tag{4.20}$$

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1)\frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \tag{4.21}$$

Onde,

$S_a(T)$ espectro de resposta inelástica da aceleração;

$S_d(T)$ espectro de resposta inelástica do deslocamento;

μ coeficiente de ductilidade, definido como a relação entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência;

R_μ coeficiente de redução devido à dissipação de energia histerética das estruturas dúcteis.

Na Figura 4.4 está representado o espectro de resposta no formato ADRS do sismo do tipo 1, mais condicionante, para diferentes valores de coeficiente de ductilidade.

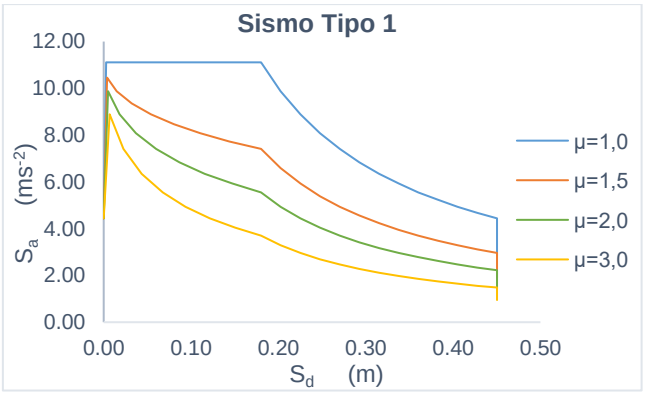


Figura 4.4: Espectro de resposta no formato ADRS para o sismo do tipo 1

III. Análise *Pushover*

Através de uma análise *pushover* é possível determinar a relação característica não linear força-deslocamento de um sistema de múltiplos graus de liberdade, a que se chama curva de capacidade resistente.

A análise *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico, EC8-1 [7]. Os carregamentos laterais a que a estrutura é sujeita têm como objetivo uma representação aproximada das forças de inércia geradas ao nível dos pisos que resultam do comportamento dinâmico do edifício quando submetido à ação sísmica.

O EC8-1 [7] indica que deverão ser aplicadas pelo menos duas distribuições de cargas laterais, uma distribuição uniforme, proporcional à massa de cada piso, e uma distribuição modal, proporcional à massa de cada piso e à configuração do modo em que prevalece a translação. Para cada uma das distribuições de carregamento aplicaram-se as cargas segundo as duas direções e nos dois sentidos[2]. O aumento incremental das cargas possibilita o estudo da evolução dos danos estruturais, já que a cada incremento corresponde um dado estado de deformação da estrutura, tendo em conta o seu comportamento não linear.

Considera-se que o comportamento dinâmico da estrutura, para o presente caso, é caracterizado pelo primeiro modo de vibração para um carregamento a atuar segundo x e pelo segundo modo de vibração para um carregamento a atuar segundo y, ou seja, admite-se que a configuração da deformada não sofre alterações ao longo do tempo. Os deslocamentos associados a cada uma das configurações dos modos de vibração relevantes, ϕ_i, para as direções, x e y, devem ser normalizados.

IV. Modelo de Um Grau de Liberdade Equivalente e Curva de Capacidade

A estrutura, um sistema de vários graus de liberdade, deve sofrer uma transformação para um sistema de apenas um grau de liberdade, uma vez que a resposta sísmica é tida em conta através de espectros de resposta. No método N2 esta transformação é realizada através de um coeficiente de transformação, Γ, dado pela equação (4.22). Os coeficientes de transformação determinados para cada uma das direções, para cada um dos casos de excentricidade, são apresentados na Tabela 4.4.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \, \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \frac{\bar{F}_i^2}{m_i}} \tag{4.22}$$

Onde,

m_i massa do piso i;

$\bar{F}_i$ forças laterais normalizadas.

[2] Modal X+, Modal X-, Modal Y+, Modal Y-, Uniforme X+, Uniforme X-, Uniforme Y+, Uniforme Y-

Tabela 4.4: Coeficientes de transformação

	EA X+	EA X-	EA Y+	EA Y-
Γ_x	1,310	1,310	1,310	1,309
Γ_y	1,156	0,863	1,060	1,061

A força de corte basal, F^*, e o deslocamento, d^*, do sistema equivalente de um grau de liberdade são calculados por (4.23) e (4.24).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{4.23}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \tag{4.24}$$

Onde,

F_b força de corte basal no sistema com vários graus de liberdade;

d_n deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

Desta forma é possível obter as curvas de capacidade para o sistema de um grau de liberdade para cada um dos casos de carregamento. O passo seguinte envolve a determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica através da aproximação da curva de capacidade associada a um grau de liberdade a uma curva bilinear. A curva bilinear é determinada, segundo o EC8-1 [7], de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas real e idealizada, como se ilustra na Figura 4.5. É importante referir que para a definição da curva bilinear é necessário determinar o deslocamento último associado à formação do mecanismo de colapso. Considerou-se que o deslocamento último estaria associado a um decaimento de 20% da força de corte basal máxima.

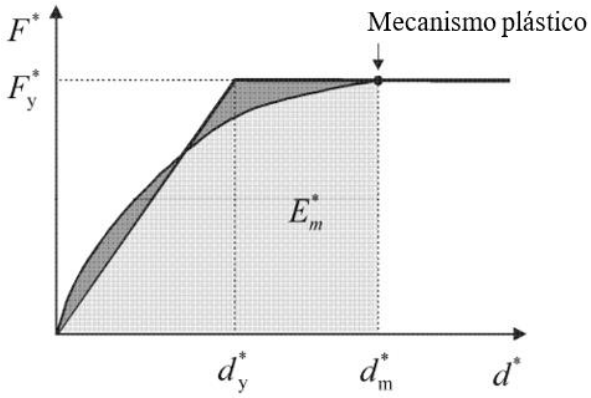


Figura 4.5: Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica.

(adaptado de EC8-1 [7])

A partir desta curva bilinear determina-se o período do sistema idealizado, T^*, equação (4.25).

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \tag{4.25}$$

Com,

m^* massa do sistema idealizado de um grau de liberdade;

d_y^* deslocamento de cedência do sistema idealizado de um grau de liberdade;

F_y^* força de cedência do sistema idealizado de um grau de liberdade.

Os valores obtidos são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica e período do sistema de um grau de liberdade idealizado

Carregamento	Direção	Caso de excentricidade	F_y^* (kN)	d_y^* (m)	T^* (s)
Modal	X+	EA X-	881,11	0,009	0,54
	X-	EA X+	879,98	0,009	0,54
	Y+	EA X-	1617,14	0,005	0,31
	Y-	EA Y+	1403,92	0,005	0,30
Uniforme	X+	EA Y-	1100,68	0,009	0,48
	X-	EA Y+	1061,48	0,008	0,47
	Y+	EA X-	2934,31	0,005	0,48
	Y-	EA X-	2769,29	0,005	0,23

Na Figura 4.6 é apresentada a representação gráfica das curvas bilineares para os respetivos casos de carregamento.

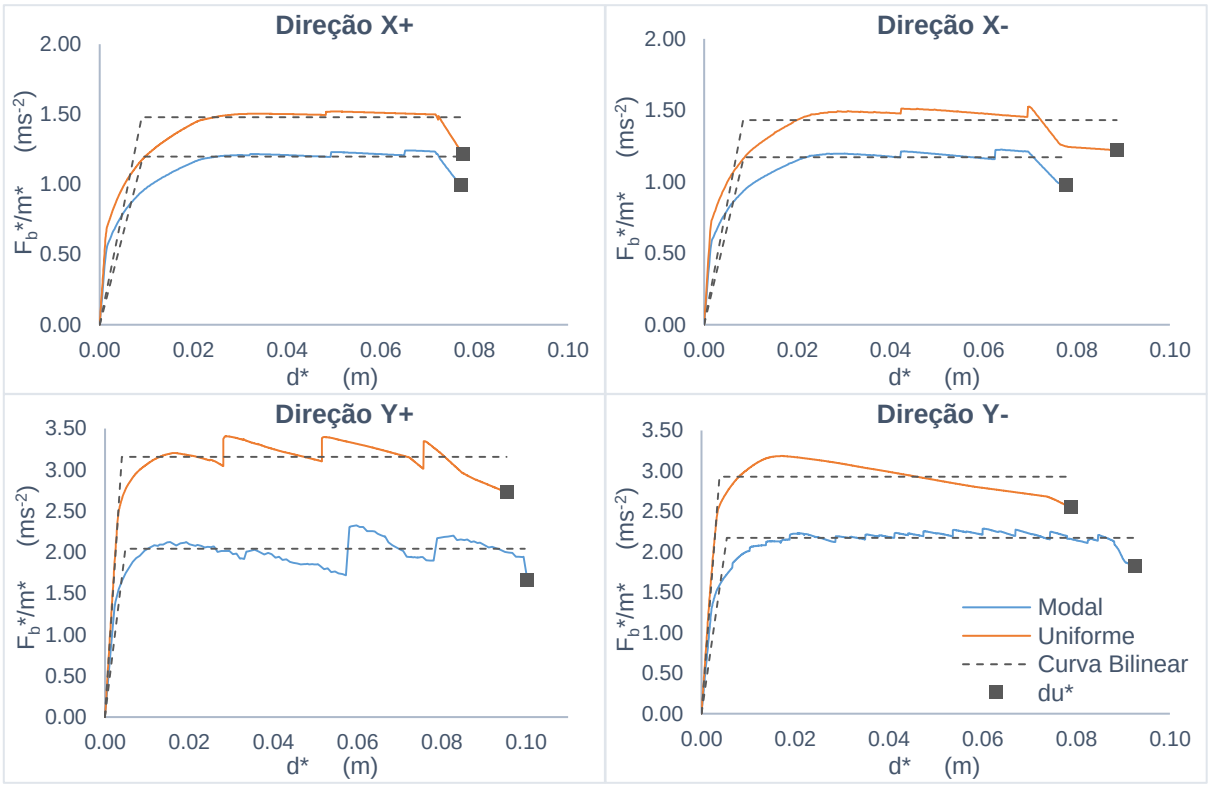


Figura 4.6: Relações idealizadas força-deslocamento elasto-perfeitamente plásticas

V. Desempenho Sísmico para o Modelo de Um Grau de Liberdade

O desempenho sísmico do modelo idealizado vai ser quantificado em termos do deslocamento-alvo, d_t^*, que pode ser obtido através de um procedimento gráfico. A Figura 4.7 representa a sobreposição do espectro de resposta e da curva de capacidade.

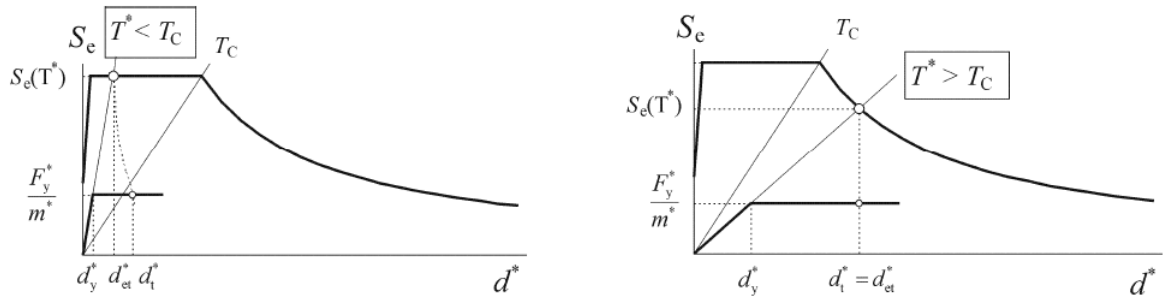


Figura 4.7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos, esquerda, e para períodos médios e longos, direita. (adaptado de EC8-1 [7])

O deslocamento-alvo deverá ser calculado de acordo com as expressões que se seguem, (4.26) e (4.27).

Para períodos curtos, $T^* < T_C$, se a resposta é elástica ou para períodos médios e longos:

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{4.26}$$

Para períodos curtos, $T^* < T_C$, se a resposta não é elástica:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu}\left(1 + (R_\mu - 1)\frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^* \tag{4.27}$$

Com,

$$d_{et}^* = S_e(T^*)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2 \tag{4.28}$$

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \tag{4.29}$$

Onde,

$S_e(T^*)$ espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^*.

VI. Desempenho Sísmico Global para o Modelo com Vários Graus de Liberdade

O deslocamento-alvo do edifício em estudo, sistema com vários graus de liberdade, d_t , é obtido através da expressão (4.30).

$$d_t = \Gamma d_t^* \tag{4.30}$$

Os valores do deslocamento último, d_u, são comparados com os valores do deslocamentos-alvo, para os diversos casos de carregamento, na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Deslocamento último e deslocamento-alvo

Carregamento	Direção	Caso de excentricidade	d_u (m)	d_t (m)	
Modal	X+	EA X-	0,102	0,106	X
	X-	EA X+	0,101	0,106	X
	Y+	EA X-	0,109	0,024	V
	Y-	EA Y+	0,111	0,027	V
Uniforme	X+	EA Y-	0,100	0,086	V
	X-	EA Y+	0,125	0,083	V
	Y+	EA X-	0,102	0,013	V
	Y-	EA X-	0,088	0,013	V

V	$d_u \geq d_t$
X	$d_u < d_t$

Como se pode observar na Tabela 4.6, para os carregamentos modais segundo a direção x não se conseguem atingir os valores do deslocamento-alvo, ao contrário do que sucede para os carregamentos segundo y e para os carregamentos uniformes. Conclui-se que o carregamento modal segundo x irá conduzir a uma situação mais condicionante.

O estudo das curvas de capacidade definidas para os valores de deslocamento último, para carregamentos modais segundo x, e de controlo, para carregamentos modais segundo y e para carregamentos uniformes, apresentados na Tabela 4.6, é efetuado em 4.4.3.

VII. Desempenho Sísmico Local para o Modelo com Vários Graus de Liberdade

A análise *pushover* é aplicada à estrutura, através do incremento de cargas com a configuração descrita em III, até se atingir o deslocamento-alvo. Para este valor de deslocamento determinam-se quantidades locais, tais como rotações nas extremidades dos elementos ou deslocamentos relativos entre pisos, para a verificação da segurança da estrutura.

Esta análise é desenvolvida na secção 4.4.4.

4.4.2 Extensão Método N2

O método N2 tem como pressuposto de base a vibração da estrutura ocorrer predominantemente segundo um único modo de vibração para cada uma das direções principais. Este pressuposto nem sempre é válido, especialmente em casos de edifícios altos, de edifícios assimétricos em planta ou torsionalmente flexíveis, [25]. A aplicação do método N2, em análises estáticas não lineares, poderá subestimar significativamente as deformações do lado mais rígido de uma estrutura torsionalmente flexível ou com modos de vibração superiores de torção, [7].

A extensão do método N2 é baseada na aplicação de coeficientes corretivos, obtidos a partir de uma análise dinâmica modal por espectro de resposta (RSA – *Response Spectrum Analysis*), aos resultados obtidos na análise estática não linear. Segundo [25], o coeficiente corretivo resulta da combinação de

dois coeficientes, um coeficiente de correção em elevação, c_e, e um coeficiente de correção em planta, c_p. Os coeficientes de correção, para cada uma das direções, são aplicados às quantidades relevantes obtidas da análise estática não linear.

Na presente dissertação afigura-se como relevante a correção dos efeitos em planta, já que a estrutura não apresenta eixos de simetria e que, tal como se pode observar em 4.3, os modos de torção têm uma presença significativa. Por outro lado, como edifício apresenta apenas 4 pisos elevados, optou-se por desprezar o coeficiente de correção de elevação.

O coeficiente de correção em planta é definido, segundo [25], como o rácio entre os deslocamentos de topo normalizados obtidos pela análise modal por espectro de resposta, $\bar{\delta}_{rsa}$, e pela análise *pushover,* $\bar{\delta}_{push}$, expressão (4.31). Os deslocamentos são normalizados em relação ao deslocamento do centro de massa, ao nível do último piso.

$$c_p(x,y) = \frac{\bar{\delta}_{rsa}(x,y)}{\bar{\delta}_{push}(x,y)} \geq 1{,}0 \tag{4.31}$$

Segundo a direção y a estrutura, apesar de assimétrica, aproxima-se mais de uma disposição simétrica do que segundo a direção x. Através da análise do modelo 3D realizado em *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) verifica-se que os efeitos da torção, segundo esta direção, não estão a ser subestimados na análise *pushover*, não se aplicando por isso coeficientes corretivos aos resultados da análise.

Os deslocamentos de topo normalizados e os coeficientes de correção em planta, para a direção x, são apresentados na Figura 4.8.

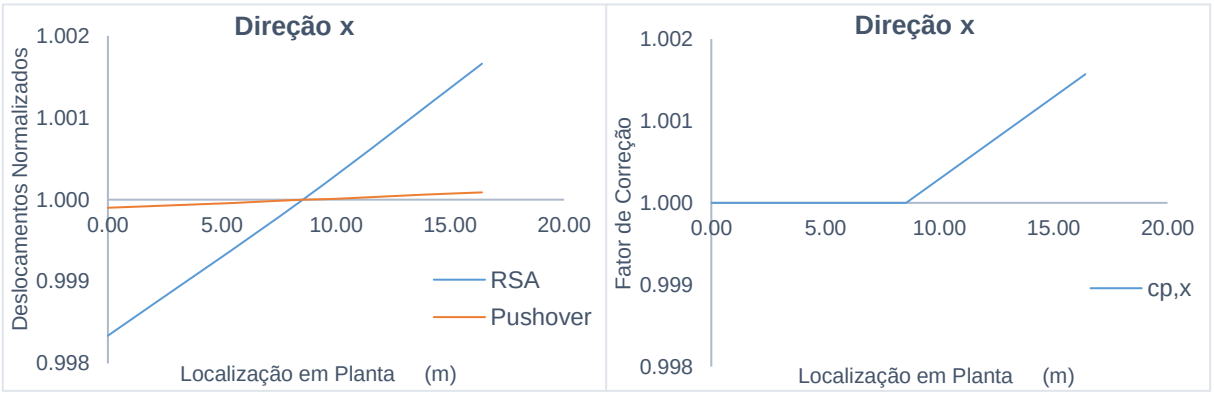


Figura 4.8: Deslocamentos de topo normalizados e coeficientes de correção em planta, segundo x

Verifica-se que a análise *pushover* conduziu a valores inferiores de deslocamentos no lado rígido da estrutura, pórtico 4 ($y = 16{,}40\ m$), e superiores no lado flexível, pórtico 1 ($y = 0{,}00\ m$). Segundo a direção x, observa-se que a correção do método N2 conduz a um agravamento dos resultados, obtidos por análise *pushover*, na ordem dos 0,2% no pórtico 4. Este valor não é significativo e optou-se por desprezar o efeito da extensão do método N2 nos resultados da análise *pushover*.

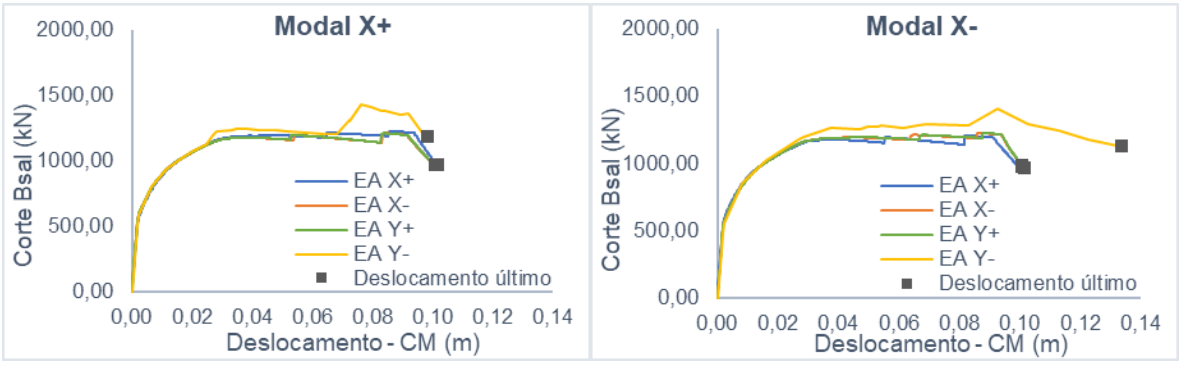
4.4.3 Análise Comparativa das Curvas de Capacidade

Neste ponto faz-se uma análise comparativa geral das curvas de capacidade obtidas a partir dos vários casos de excentricidade e de carregamento. O objetivo essencial desta análise comparativa é selecionar a situação mais condicionante, para cada uma das direções, para que se possa desenvolver um estudo mais pormenorizado sobre essas mesmas situações na secção seguinte, 4.4.4.

Para cada um dos casos de carregamento procura-se o caso de excentricidade que conduz a uma situação mais condicionante, correspondente à situação onde se atinge uma menor força de corte basal e/ou menor valor de deslocamento último. Na Figura 4.9 e Figura 4.10 são apresentadas as curvas de capacidade obtidas para os diferentes casos de excentricidade das sobrecargas estudados (ver capítulo 3.5.1.1).

Na Figura 4.11 podem-se observar as curvas de capacidade para os carregamentos estudados, para os diversos casos de excentricidade acidental. É percetível que o carregamento segundo a direção x conduz invariavelmente a uma situação mais condicionante do que o carregamento segundo a direção y. De uma forma geral, conclui-se também que o carregamento modal corresponde a uma situação mais condicionante que o carregamento uniforme.

Carregamento Modal X



Carregamento Modal Y

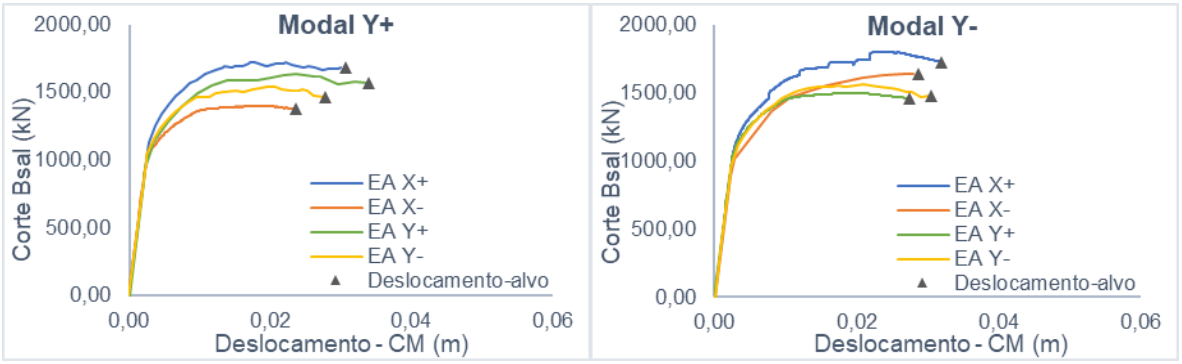


Figura 4.9: Análise comparativa das curvas de capacidade para os diversos casos de excentricidade, para um carregamento Modal

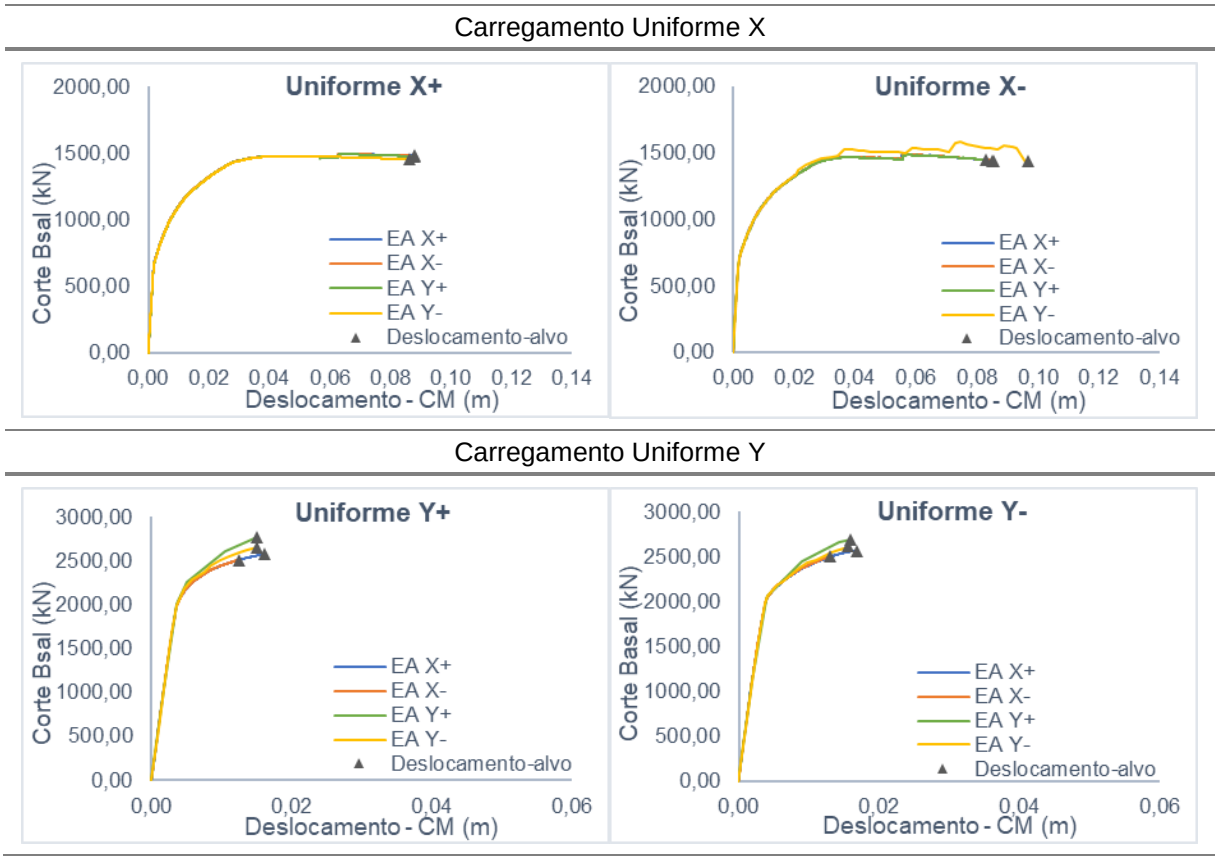


Figura 4.10: Análise comparativa das curvas de capacidade para os diversos casos de excentricidade, para um carregamento Uniforme

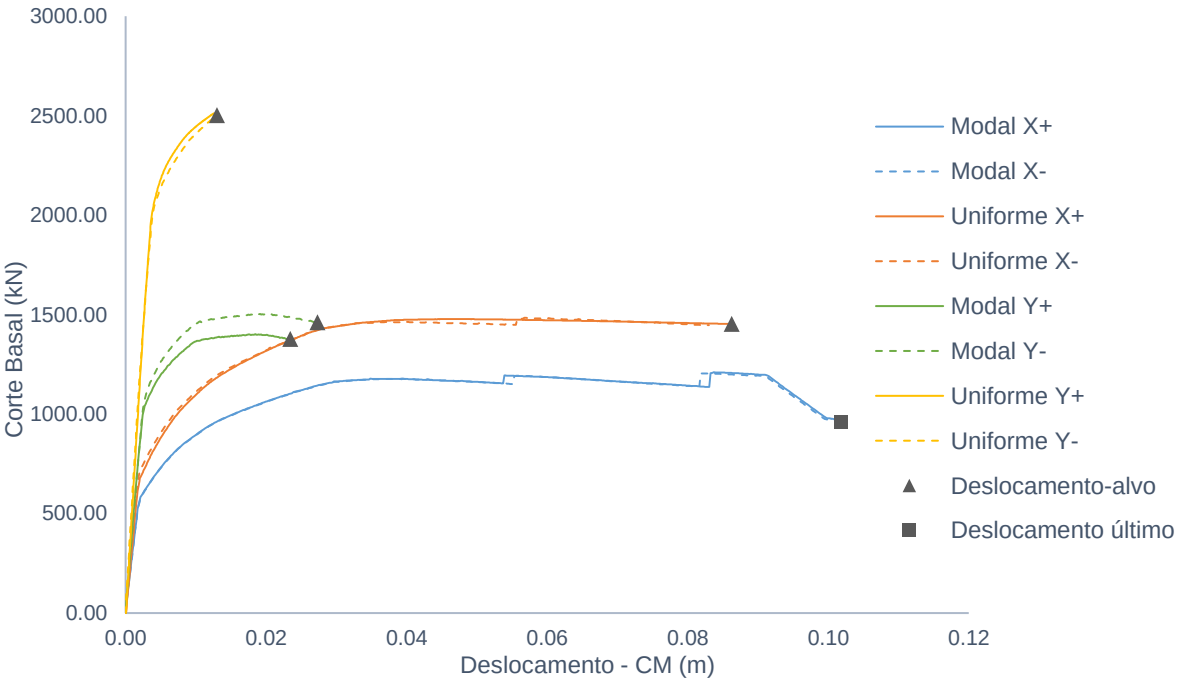


Figura 4.11: Curvas de capacidade para os carregamentos modais e uniformes

Observa-se, na Figura 4.11, que, para carregamentos segundo a direção y, há uma grande dispersão ao nível da força de corte basal atingida entre carregamentos modais e uniformes. De facto, para os carregamentos modais, segundo a direção y, verifica-se que a resposta da estrutura apresenta uma

forte componente de torção que conduz ao aparecimento de rótulas plásticas na base dos elementos verticais que se encontram ao longo dos pórticos A e 4, sujeitos aos maiores deslocamentos, e dos núcleos, sujeitos a maiores forças de corte. Para os carregamentos uniformes observa-se um modo de translação segundo y, onde apenas se formam rótulas plásticas na base das paredes e núcleos, que apresentam uma rigidez significantemente superior segundo esta direção relativamente aos restantes elementos, sendo por isso mais solicitados.

Verifica-se que para a direção x a situação mais condicionante é o carregamento Modal X- associado ao caso de excentricidade EA X+ e que segundo y é o carregamento Modal Y+ associado a EA X-. A avaliação sísmica realizada nos capítulos seguintes ir-se-á focar no estudo da situação resultante da combinação dos efeitos derivados destes carregamentos.

4.4.4 Desempenho Sísmico

Neste ponto são avaliadas as quantidades locais, deslocamentos relativos entre pisos e rotações nas extremidades dos elementos, assim como o desempenho global da estrutura face à ação sísmica, para as situações de carregamento referidas anteriormente.

4.4.4.1 Deslocamento Entre Pisos

Segundo as indicações do EC8-1 [7], para edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, no estado de limitação de danos o deslocamento relativo entre pisos deve ser limitado pela relação (4.32).

$$d_r \nu \leq 0{,}005h \tag{4.32}$$

Com,

d_r valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

ν coeficiente de redução da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, assume os valores de 0,4 e 0,55 para sismos do tipo 1 e do tipo 2, respetivamente;

h altura entre pisos.

A representação gráfica dos deslocamentos absolutos e entre pisos para os pórticos extremos, definidos no Anexo A, e para o centro de massa, segundo as duas direções principais, é exposta na Figura 4.12. É feita também a comparação com o limite proposto pelo EC8-1 [7], $d_r \leq 0{,}005h/\nu$.

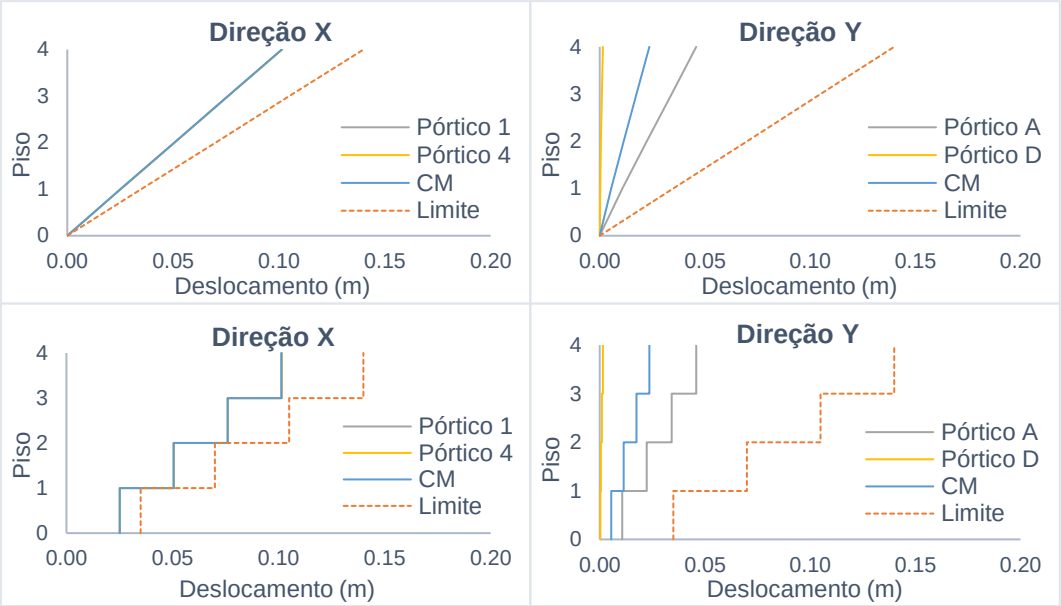


Figura 4.12: Deslocamentos absolutos e deslocamentos entre pisos, para as direções x e y

Pode-se observar, na Figura 4.12, que em ambas as direções é verificado o requisito de limitação de danos proposto pelo EC8-1 [7] dado pela equação (4.32).

Verifica-se que segundo a direção y os deslocamentos são inferiores, o que seria de esperar dado a estrutura ser mais rígida segundo esta direção. É também de notar que segundo esta direção o pórtico que apresenta maiores deslocamentos, pórtico A, corresponde ao lado flexível da estrutura, para o respetivo caso de excentricidade.

4.4.4.2 Avaliação de Desempenho

Quando uma estrutura é sujeita a um carregamento verifica-se que, de uma forma geral, o colapso dos seus elementos estruturais se dá de uma forma progressiva. À medida que os elementos estruturais vão colapsando o caminho de cargas altera-se, conduzindo a um acréscimo de carga noutros elementos da estrutura. Este acréscimo poderá ser tal que provoque o colapso destes elementos, alterando-se de novo o caminho de cargas, e assim sucessivamente. A estrutura é progressivamente obrigada a procurar caminhos de carga alternativos, de forma a redistribuir os esforços. A evolução do colapso local dos elementos conduzirá eventualmente ao colapso global da estrutura ou a um colapso precoce devido à formação de mecanismos.

O estudo da evolução do estado de danos de uma estrutura, sujeita a um determinado carregamento, pode fornecer informações importantes para aprofundar a compreensão do comportamento da estrutura e definir uma estratégia de reforço adequada, focada nos elementos mais condicionantes.

Através dos resultados da análise *pushover* foi possível identificar as zonas que não cumprem os requisitos de desempenho propostos pelo EC8-3 [8]. Esta análise permitiu identificar as zonas que entram em comportamento não linear, quando solicitadas pela combinação de ações definida em 3.5, e que serão por isso as zonas a considerar numa estratégia de reforço.

Conforme [9], a não ser que deficiências muito específicas e substanciais sejam identificadas nas vigas, o reforço sísmico dos elementos estruturais pode ser limitado aos elementos verticais e, possivelmente, estender-se aos nós de ligação com as vigas. É tecnicamente mais complexo reforçar vigas, uma vez que estas se encontram estruturalmente ligadas à laje. Além do mais, o conhecimento adquirido de sismos passados demostra que não só os danos em vigas são significativamente menos frequentes relativamente aos observados em pilares e paredes estruturais, mas também que o seu colapso tem um menor impacto na estabilidade global. Por fim, verifica-se que o dimensionamento das vigas para ações gravíticas fornece, de uma forma geral, as taxas de armadura necessárias e pormenorizações adequadas para garantir uma boa resposta sísmica. Desta forma, optou-se por analisar predominantemente o comportamento dos elementos verticais.

Tal como referido anteriormente, a estrutura foi originalmente dimensionada segundo os princípios de cálculo pela capacidade real, no entanto com a alteração da intensidade da ação sísmica efetuou-se uma verificação ao esforço transverso (ver 4.1.2). Verificaram-se todos os elementos verticais apenas na base, uma vez que a sua secção se mantém constante em altura e é aqui que se observam os maiores valores dos esforços de corte. Comprovou-se que todos os elementos verificaram os requisitos propostos, concluindo-se que a pormenorização original da armadura transversal se mantém adequada na nova situação, permitindo uma dissipação dúctil dos esforços, evitando mecanismos de rotura frágil, tal como se pode comprovar na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Resistência ao esforço transverso

Elemento	V_x (kN)	$V_{R,x}$ (kN)	**Estado Limite** $V_x/V_{R,x}$		V_y (kN)	$V_{R,y}$ (kN)	**Estado Limite** $V_y/V_{R,y}$	
p1	35,75	84,96	42,1%	V	175,41	652,17	26,9%	V
p2	212,30	714,38	29,7%	V	27,62	99,45	27,8%	V
p3	225,60	695,79	32,4%	V	18,27	96,94	18,8%	V
p4	39,19	85,73	45,7%	V	12,76	654,55	1,9%	V
p6	26,79	87,56	30,6%	V	182,57	673,04	27,1%	V
p7	26,79	87,60	30,6%	V	22,86	784,81	2,9%	V
p8	102,40	132,20	77,5%	V	302,90	5671,07	5,3%	V
p9	93,76	132,37	70,8%	V	438,65	9008,39	4,9%	V
p10	32,92	84,96	38,7%	V	127,88	607,08	21,1%	V
p11	255,75	679,44	37,6%	V	18,65	99,29	18,8%	V
p12	257,95	670,33	38,5%	V	13,11	100,17	13,1%	V
p13	35,09	86,80	40,4%	V	6,48	674,85	1,0%	V
n. esc.	388.84	638.77	60.9%	V	169,29	919.83	18.4%	V
n. el.	47.77	570.64	8.4%	V	28,61	613.22	4.7%	V

Como tal o estudo dos mecanismos de rotura ir-se-á focar no comportamento à flexão.

Primeiramente, destaca-se que a formação de rótulas plásticas incidiu com maior gravidade nos elementos verticais do que nas vigas, o que pode por vezes conduzir ao aparecimento de mecanismos globais ou locais, que provocam o colapso precoce da estrutura. No entanto, a presente estrutura apresenta paredes e núcleos estruturais de grandes dimensões que lhe conferem redundância

estrutural na resistência a ações horizontais, sendo por isso possível explorar a capacidade de redistribuição e dissipação dos esforços associada ao seu comportamento não linear.

Constata-se que as rótulas plásticas se formam principalmente na base dos elementos verticais, sendo nesta região que existe uma maior tendência para se observarem rótulas plásticas em colapso ou no estado limite NC. Nas vigas, embora também exista plastificação, esta apresenta-se como menos relevante, sendo menos comuns os casos de rótulas plásticas em colapso.

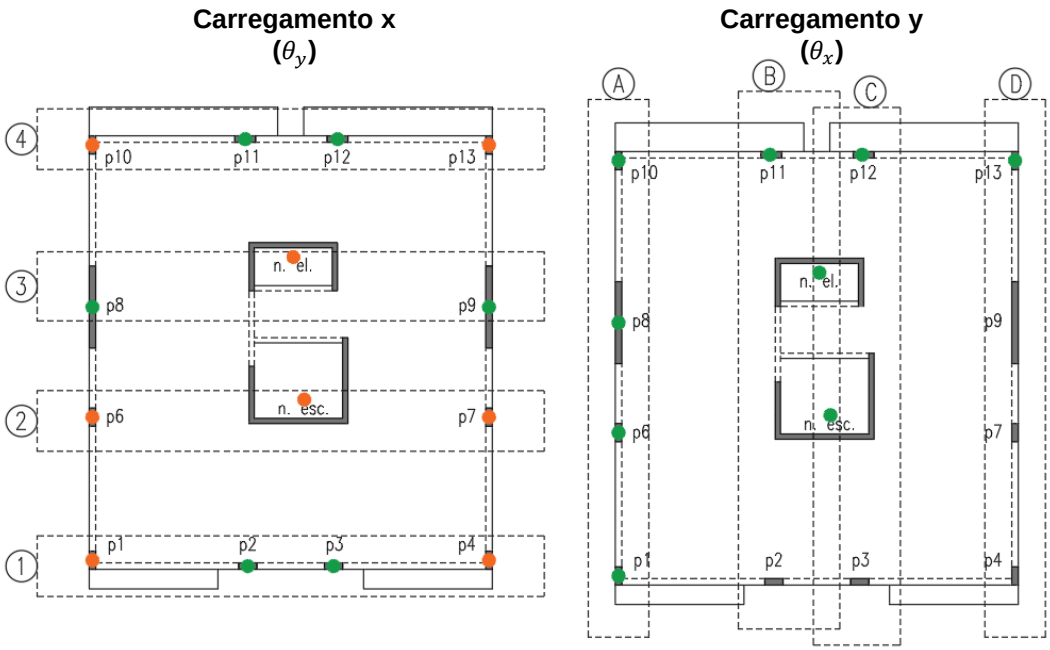
Na Tabela 4.8 são apresentados os estados limites verificados, correspondentes à situação mais desfavorável para os valores de deslocamento-alvo (carregamento segundo y) e de deslocamento último (carregamento segundo x), determinados na base de todos os elementos verticais, sendo possível distinguir as rotações totais da corda, equações (4.3) e (4.4), segundo as duas direções, assim como as capacidades de rotação última, equação (4.11), e de cedência, equações (4.12) e (4.13).

Tabela 4.8: Rotações e estados limite dos elementos verticais, no piso 0, para um carregamento segundo y (esq.) e segundo x (dir.), para o deslocamento-alvo e o deslocamento último, respetivamente

		DL	SD	NC				DL	SD	NC		
Elemento	θ_y (rad)	$\theta_{y,y}$ (rad)	¾ $\theta_{u,y}$ (rad)	$\theta_{u,y}$ (rad)	**Estado Limite** $\theta_y/\theta_{u,y}$		θ_x (rad)	$\theta_{y,x}$ (rad)	¾ $\theta_{u,x}$ (rad)	$\theta_{u,x}$ (rad)	**Estado Limite** $\theta_x/\theta_{u,x}$	
p1	-	0,011	0,045	0,060	-	*X*	0,005	0,007	0,034	0,045	9,9%	*DL*
p2	0,008	0,006	0,031	0,041	18,3%	*SD*	0,005	0,019	0,043	0,057	9,0%	*DL*
p3	0,007	0,006	0,030	0,040	18,5%	*SD*	0,004	0,018	0,046	0,062	6,2%	*DL*
p4	-	0,012	0,043	0,057	-	*X*	0,000	0,007	0,036	0,047	0,6%	*DL*
p6	-	0,014	0,049	0,066	-	*X*	0,004	0,007	0,034	0,045	9,6%	*DL*
p7	-	0,014	0,049	0,066	-	*X*	0,000	0,007	0,032	0,042	0,6%	*DL*
p8	0,012	0,012	0,020	0,027	43,6%	*DL*	0,004	0,005	0,014	0,019	21,8%	*DL*
p9	0,011	0,012	0,020	0,027	41,1%	*DL*	0,000	0,003	0,010	0,013	3,7%	*DL*
p10	-	0,012	0,046	0,061	-	*X*	0,005	0,008	0,035	0,046	10,5%	*DL*
p11	0,008	0,007	0,031	0,041	20,2%	*SD*	0,004	0,020	0,045	0,059	7,2%	*DL*
p12	0,008	0,007	0,031	0,041	20,5%	*SD*	0,003	0,020	0,043	0,058	5,1%	*DL*
p13	-	0,012	0,044	0,059	-	*X*	0,000	0,007	0,033	0,043	0,2%	*DL*
n. esc.	-	0,002	0,007	0,009	-	*X*	0,000	0,004	0,013	0,017	0,6%	*DL*
n. el.	0,024	0,020	0,020	0,027	88,5%	*NC*	0,000	0,009	0,020	0,026	1,3%	*DL*

Legenda	
X	Rótula plástica em Colapso ($\theta > \theta_u$)

Na Figura 4.13 é apresentada uma representação gráfica da Tabela 4.8, planta do piso 0 onde estão representadas as rótulas plásticas dos elementos verticais provocadas pelo carregamento segundo x, associado a rotações em y dos elementos, e segundo y, associado a rotações em x dos elementos.

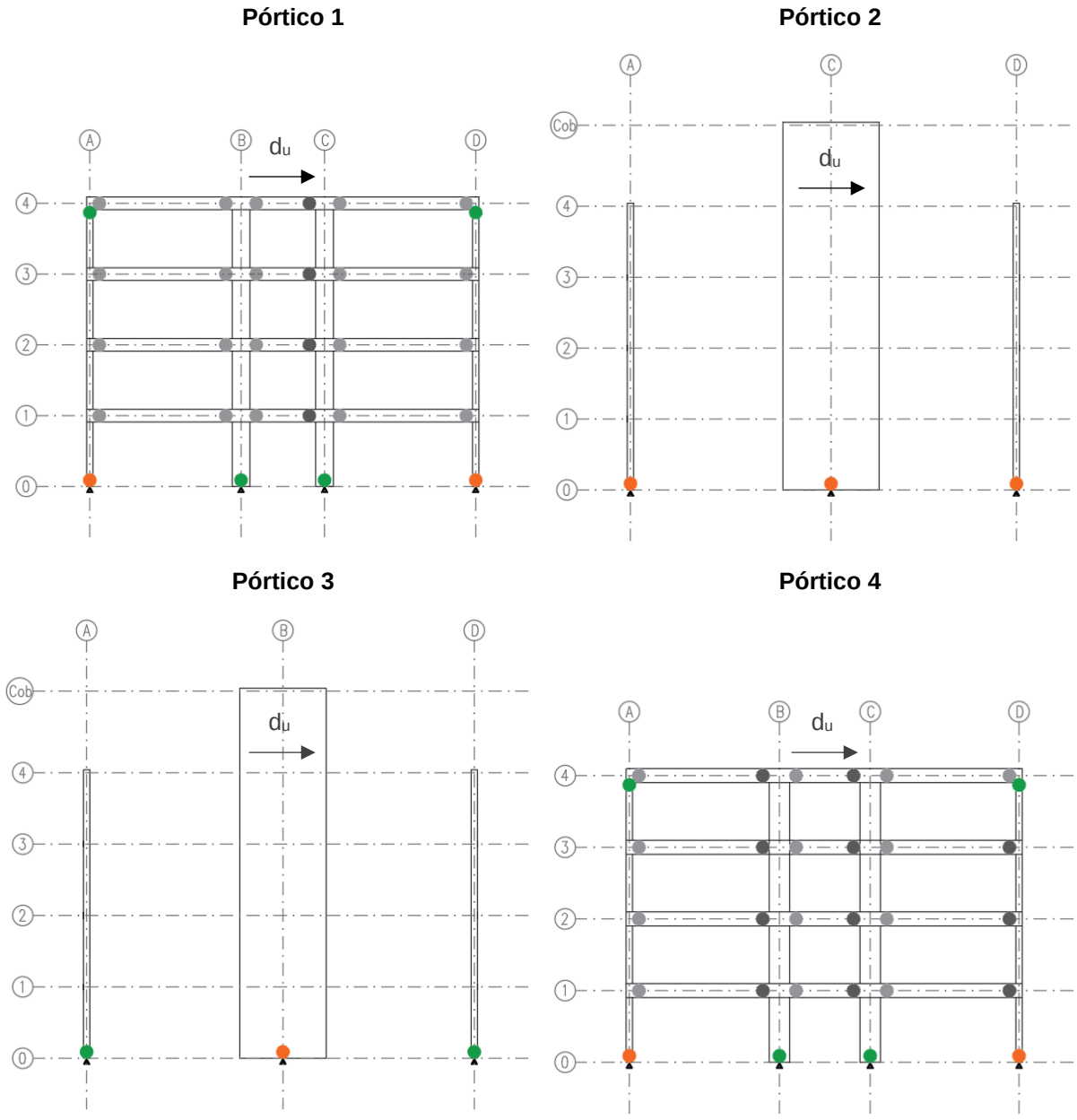


Legenda	
●	Rótula Plástica
●	Rótula Plástica em Colapso ou no Estado Limite NC

Figura 4.13: Formação de rótulas plásticas na base dos elementos verticais, para carregamentos segundo as duas direções

Para um carregamento segundo a direção x, correspondente a θ_y na Tabela 4.8, verifica-se que grande parte dos elementos que entram em colapso se localizam nos pórticos A e D, na Figura 4.13. Para um carregamento segundo esta direção as paredes não apresentam uma grande influência na resposta da estrutura, devido à sua orientação em planta. Mesmo os núcleos, devido à sua geometria, apresentam uma menor capacidade resistente, já que apenas possuem uma parede a resistir às ações horizontais ao invés de duas como segundo a direção y.

Na Figura 4.14, são apresentadas as rótulas plásticas que se formaram na análise *pushover* do modelo 3D, para um carregamento segundo a direção x, para o deslocamento último.



Legenda	
●	Rótula Plástica no Elemento Vertical
●	Rótula Plástica no Elemento Vertical em Colapso ou no Estado Limite NC
●	Rótula Plástica na Viga
●	Rótula Plástica na Viga em Colapso ou no Estado Limite NC

Figura 4.14: Formação de rótulas plásticas nos pórticos, para um carregamento segundo a direção x

Na Figura 4.15 é apresentada a curva de capacidade da estrutura, para o carregamento segundo a direção x, identificando os pontos em que as rótulas plásticas atingem o colapso assinalados.

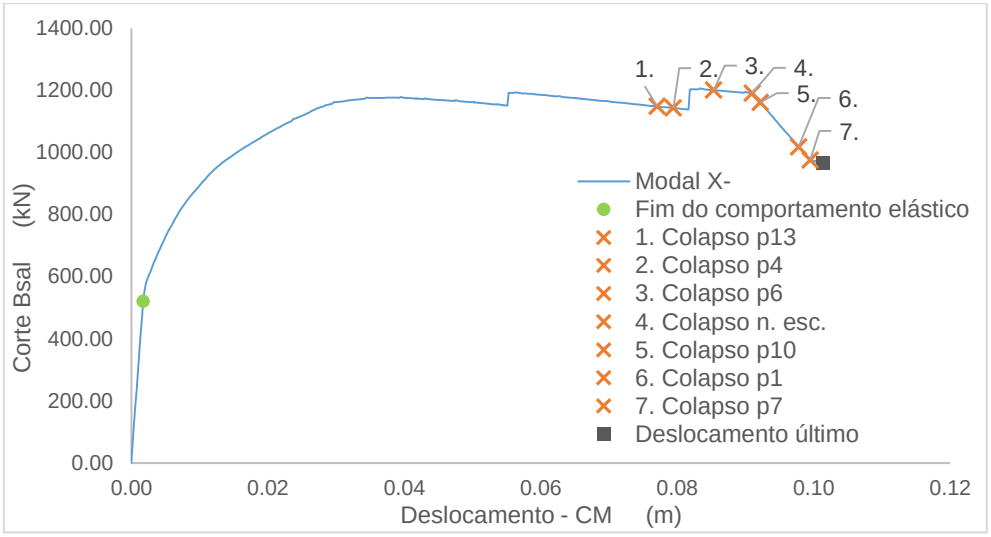


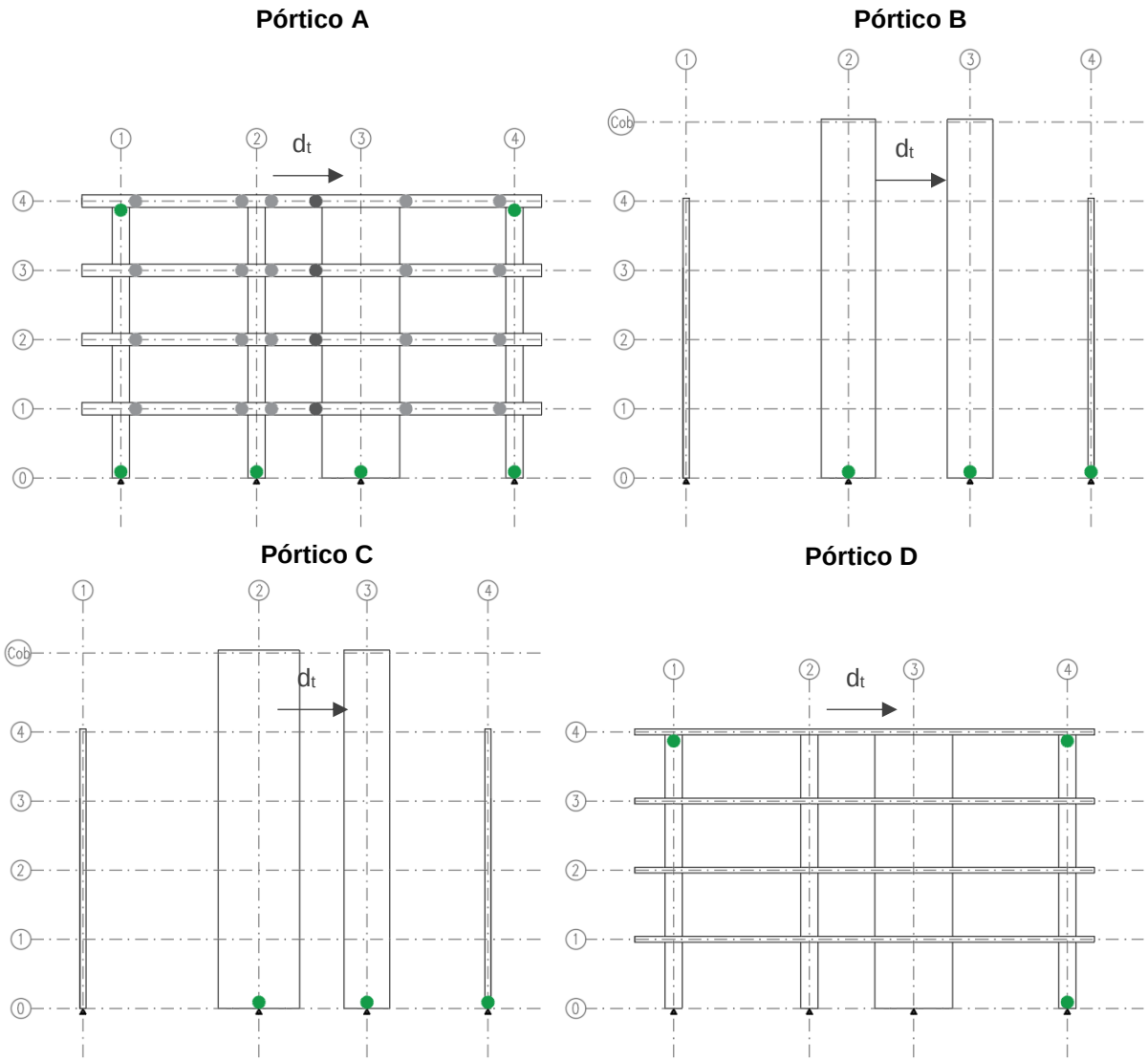
Figura 4.15: Evolução de danos para os elementos que entram em colapso, para o carregamento segundo x

Verifica-se que os elementos p1, p4, p6, p7, p10 e p13, que entram em colapso para o carregamento segundo a direção x, correspondem aos elementos que apresentam uma menor capacidade resistente segundo esta direção. De facto, de entre os pilares, os elementos referidos, são os que apresentam uma menor rigidez para um carregamento segundo esta direção devido à sua orientação em planta, com a sua maior inércia segundo y, são, por isso, os mais suscetíveis. Como consequência do caso de excentricidade presente, EA X+, correspondente à situação mais condicionante para um carregamento segundo esta direção, constata-se que os pilares p13 e p4 (do tipo P2), que atingem o colapso em primeiro e em segundo lugar respetivamente, correspondem aos pilares sujeitos a um maior esforço axial, Tabela 4.9, tal como seria de esperar. Pelo contrário, os núcleos, devido às suas dimensões em planta, são os elementos que apresentam destacadamente uma maior rigidez segundo esta direção sendo, por isso, os elementos mais solicitados. Observa-se, no momento em que se dá o colapso do núcleo de escadas, um decaimento acentuado da capacidade resistente da estrutura. O núcleo de elevador, apesar de não entrar em colapso, não verifica o estado limite de danos severos (SD), justificando-se também por isso uma análise ao seu comportamento. À medida que os elementos referidos anteriormente vão colapsando o caminho de cargas altera-se, impondo uma redistribuição de esforços que conduz a uma maior solicitação do núcleo de elevador, atingindo-se o estado limite NC.

É também evidente o facto de a estrutura não apresentar níveis adequados de ductilidade, para um carregamento segundo a direção x, na Tabela 4.6, onde se verifica que não é possível atingir o deslocamento-alvo.

Para um carregamento segundo a direção y, correspondente a θ_x na Tabela 4.8, verifica-se que a estrutura apresenta uma melhor resposta à ação sísmica do que para um segundo a direção x, o que seria expectável dada a elevada rigidez conferida pelas paredes estruturais, que se encontram na sua maioria orientadas com a sua maior inércia segundo y. Efetivamente constata-se que os elementos verticais verificam os requisitos de desempenho preconizados pelo EC8-3 [8] para componentes dúcteis.

Na Figura 4.16, são apresentadas as rótulas plásticas que se formaram na análise *pushover* do modelo 3D, para um carregamento segundo a direção y, para o deslocamento-alvo.



Legenda	
●	Rótula Plástica no Elemento Vertical
●	Rótula Plástica no Elemento Vertical no Estado Limite NC
●	Rótula Plástica na Viga
●	Rótula Plástica na Viga no Estado Limite NC

Figura 4.16: Formação de rótulas plásticas nos pórticos, para um carregamento segundo a direção y

Na Figura 4.13 e Figura 4.16 verifica-se que, apesar de as rótulas plásticas verificarem os requisitos propostos, a plastificação dos pilares ocorre preferencialmente nos pórticos A e 4. Tal como referido anteriormente, para um carregamento segundo y, a resposta da estrutura é caracterizada por uma participação semelhante de translação segundo y e de torção. A componente da torção é significativa e impõe maiores deslocamentos nos elementos estruturais localizados no pórtico 4 e no pórtico A, sendo estes os elementos mais solicitados.

É, por fim, importante realçar que, para os níveis de esforço axial atuantes, se verificou que a capacidade última dos elementos era condicionada pela extensão máxima do betão e não pela do aço.

Conclui-se que os elementos se encontram insuficientemente confinados.

Na Tabela 4.9 é apresentada informação relativa ao tipo de rotura verificado nos elementos estruturais onde se observam rótulas plásticas em colapso.

Tabela 4.9: Tipo de rotura observado nos elementos cujas rótulas plásticas entram em colapso, no piso 0

Elemento	**N** (kN)	$\boldsymbol{v}$	$\boldsymbol{\theta_{u,plast.}}$ (rad)	$\boldsymbol{\chi_u}$	$\boldsymbol{\chi_{u,conc.}}$	$\boldsymbol{\chi_{u,steel}}$	**Material em rotura**
p1 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-411,74	-0,08	0,0068	0,0243	0,0185	N/A	Betão
p4 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-632,07	-0,12	0,0047	0,0167	0,0163	N/A	Betão
p6 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-452,49	-0,09	0,0051	0,0183	0,0181	N/A	Betão
p7 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-457,61	-0,09	0,0064	0,0228	0,0180	N/A	Betão
p10 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-466,50	-0,09	0,0063	0,0223	0,0179	N/A	Betão
p13 $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-588,69	-0,11	0,0047	0,0169	0,0167	N/A	Betão
n. esc. $(\boldsymbol{flexão\ yy})$	-2660,60	-0,05	0,0079	0,0029	0,0028	N/A	Betão
v2 $(\boldsymbol{M^-})$	-	-	-0,0051	0,0158	0,0257	N/A	Betão
v10 $(\boldsymbol{M^-})$	-	-	-0,0085	0,0138	0,0218	N/A	Betão
v11 $(\boldsymbol{M^-})$	-	-	-0,0044	0,0138	0,0218	N/A	Betão
v12 $(\boldsymbol{M^-})$	-	-	-0,0082	0,0138	0,0218	N/A	Betão

4.5 Considerações Finais

De forma resumida, a partir análise estática não linear realizada, descrita no presente capítulo, conclui-se que a estrutura não verifica os requisitos impostos, necessitando, por isso, de reforço estrutural. A análise do comportamento à flexão, descrita pelo desenvolvimento gradual das rótulas plásticas, permite focar a intervenção no sentido de reforçar apenas determinados elementos do piso 0, o núcleo de escadas e os pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13. Realizaram-se também verificações relativas ao requisito de limitação de danos e à rotura por mecanismos frágeis; em ambos os casos a segurança foi verificada.

5 Técnicas de Reforço e Aplicação ao Caso de Estudo

Neste capítulo define-se uma estratégia de reforço estrutural, com a finalidade de melhorar o comportamento dos elementos e de se verem verificados os requisitos de desempenho preconizados no EC8-3 [8]. A avaliação de desempenho realizada no capítulo 4, que resultou na identificação dos elementos com uma menor capacidade que apresentam uma resposta sísmica deficiente, fundamentou as recomendações, apresentadas no presente capítulo, relativas a uma intervenção de reforço estrutural. Neste sentido, o reforço será concebido de modo a serem tidos em consideração, simultaneamente, o comportamento sísmico da estrutura, em particular a resistência e ductilidade, os custos diretos associados à intervenção e os custos funcionais, resultantes da utilização do edifício estar parcialmente, ou mesmo totalmente, impedida durante a execução dos trabalhos de reforço, [26].

5.1 Técnicas de Reforço

O acréscimo de capacidade resistente à ação sísmica de uma estrutura, conseguido através do reforço, pode ser alcançado de duas formas distintas, através da introdução de novos elementos resistentes ou do reforço dos elementos estruturais existentes. No presente estudo optou-se por recorrer a uma solução de reforço dos elementos existentes, já que a estrutura apresenta uma conceção sísmica adequada tanto em planta como em altura, para além de se verificar que os danos são limitados a apenas alguns elementos e que se restringem apenas ao piso 0.

Conclui-se, com base na avaliação sísmica realizada no capítulo 4, que os elementos estruturais estudados, pilares e núcleos, teriam capacidade de apresentar um melhor desempenho sísmico caso se promovesse um aumento da sua ductilidade. Neste sentido, propõe-se um reforço sísmico cujo principal objetivo seja o de aumentar a eficácia do confinamento dos elementos. De entre as várias técnicas de reforço existentes, são estudadas as vantagens e desvantagens de duas hipóteses de reforço por encamisamento de secções, adequadas ao caso de estudo: encamisamento com Betão Armado e com FRP.

5.1.1 Reforço Estrutural por Encamisamento de Secções com Betão Armado

A técnica de reforço mais comum em elementos de betão armado é o encamisamento de secções com betão armado, que consiste, de uma forma geral, num aumento da secção transversal do elemento a reforçar através da adição de armadura suplementar e de uma camada de betão nova que envolve a secção original e as novas armaduras.

O encamisamento de secções com betão armado apresenta vantagens, relacionadas com a vasta aplicação da construção em betão armado, que resulta numa maior facilidade de obtenção de materiais e mão-de-obra, na fase construtiva, e num dimensionamento associado a um menor esforço de cálculo, uma vez que se recorre a metodologias de dimensionamento correntes, na fase de projeto. Como material estrutural, o betão tem a grande vantagem de se adaptar a qualquer forma, mesmo que bastante irregular, o que contribui também para o vasto domínio de aplicação desta técnica.

Adicionalmente, esta técnica de reforço destaca-se das restantes por permitir, em simultâneo, uma melhoria do comportamento da estrutura ao nível dos diversos parâmetros apresentados de seguida:

i. Acréscimo da rigidez do elemento e da estrutura;
ii. Acréscimo da resistência ao esforço transverso do elemento;
iii. Acréscimo da capacidade de deformação nas zonas críticas;
iv. Acréscimo da resistência à flexão do elemento (podendo até corrigir uma situação de viga forte - pilar fraco);
v. Acréscimo do confinamento do elemento, melhorando a sua resistência à compressão e ao corte;
vi. Acréscimo da resistência ao corte nos nós de ligação entre elementos (no caso de o reforço não ser interrompido na zona dos nós);
vii. Melhoria do comportamento nas zonas de amarração e de emendas de armaduras com comprimentos de sobreposição insuficientes.

No entanto, esta técnica de reforço apresenta desvantagens ao nível construtivo, sendo, por norma, a que conduz a uma maior perturbação das atividades correntes no edifício, impondo a desocupação do espaço por períodos de tempo mais significativos, produzindo maiores quantidades de detritos e poluição sonora. Associadas à aplicação da técnica de encamisamento apresentam-se também condicionantes ao nível da compatibilidade com a arquitetura, uma vez que a execução desta técnica pode implicar um aumento considerável das dimensões da secção transversal de um elemento. De forma a mitigar este inconveniente, recorre-se frequentemente à solução de reforço estrutural por encamisamento de betão armado após demolição parcial da secção original.

5.1.2 Reforço Estrutural por Encamisamento de Secções com FRP

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) são materiais compósitos, tipicamente constituídos por uma fibra de reforço e uma matriz polimérica. As fibras de reforço funcionam como armaduras, contribuindo essencialmente para o aumento da resistência e capacidade de deformação do elemento, tendo-se optado, no presente caso, por analisar a aplicação de fibras de carbono (CFRP) e de fibras de vidro (GFRP). A matriz de utilização mais corrente é uma resina, que tem como função a transmissão da resistência das fibras de reforço para o suporte onde são aplicadas, [27].

O encamisamento de secções com FRP's destaca-se pela sua fácil e rápida execução, dada a leveza do material, que resulta numa interferência mais reduzida com a utilização corrente da estrutura a ser reforçada, reduzindo os custos funcionais. O facto de as mantas de FRP terem uma espessura e uma densidade muito reduzidas é também uma grande vantagem, já que significa que esta técnica de reforço não irá interferir com a arquitetura, mantendo praticamente inalteradas as dimensões das secções, para além de manter praticamente inalterada a rigidez dos elementos. Os FRP's não sofrem corrosão, justificando-se a sua utilização em ambientes agressivos, mas podem ser severamente afetados pelos raios ultravioletas se não forem devidamente protegidos para este efeito. Estes materiais

possuem uma resistência à tração bastante superior à do aço (Figura 5.3) e introduzem melhorias, ao nível do comportamento do elemento reforçado, nomeadamente no que se refere a:

i. Acréscimo da capacidade de deformação das rótulas plásticas;
ii. Acréscimo da resistência ao esforço transverso;
iii. Acréscimo da resistência do elemento à compressão através do aumento de confinamento;
iv. Melhoria do comportamento nas zonas de emendas de armaduras.

De acordo com [9], pelas razões anteriormente indicadas, o encamisamento de secções com FRP pode frequentemente constituir a melhor solução de reforço, em particular no que se refere ao aumento da resistência ao esforço transverso e da capacidade de deformação, bem como na melhoria do comportamento das zonas de emendas, sem conduzir a um aumento de resistência à flexão.

Por outro lado, o elevado custo dos materiais compósitos e o elevado controlo de qualidade exigido por este tipo de solução (exige mão de obra muito qualificada e apresenta uma grande sensibilidade à metodologia de execução), aliados à necessidade de aplicação de uma camada de tinta intumescente para proteção contra incêndio e temperaturas elevadas, encarecem esta solução. Porém, quando analisado num âmbito global da intervenção, este incremento de custos pode perder importância devido ao reduzido tempo associado à fase de execução.

5.2 Solução de Reforço

Como resultado da análise realizada na secção 4.4.4.2 verifica-se que os critérios de desempenho são verificados ao nível dos componentes frágeis e dos componentes dúcteis para um carregamento segundo a direção y. No entanto, para um carregamento segundo x, observa-se na base de vários elementos verticais, identificados anteriormente, uma capacidade de rotação insuficiente. Deste modo, propõe-se um reforço sísmico que permita melhorar localmente a capacidade de deformação dos elementos que entram em colapso para a ação sísmica considerada. Esta solução deve conduzir a um aumento da ductilidade, que poderá ser alcançada através de um melhor e mais eficaz confinamento dos mesmos.

5.2.1 Encamisamento do Núcleo de Escadas

Na presente dissertação, optou-se por uma solução de encamisamento do núcleo de escadas com uma camada exterior de betão e com a aplicação de novas armaduras longitudinais e transversais. Independentemente das diversas vantagens do encamisamento de secções com betão armado referidas anteriormente, é de realçar que a secção transversal do núcleo apresenta cantos reentrantes, que tornariam a execução do encamisamento com recurso a outros materiais menos eficaz ao nível do confinamento destes cantos.

No presente estudo considerou-se uma solução de reforço sem a demolição parcial da secção original, por se considerar que das alterações impostas à arquitetura nenhuma apresentava uma particular relevância que justificasse o incremento de custos e de tempo de execução.

Tendo por base o modelo desenvolvido no programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016), modelaram-se 4 hipóteses distintas de encamisamento com betão armado do núcleo de escadas, N.1, N.2, N.3 e N.4. As soluções de reforço propostas são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Hipóteses de soluções de reforço do núcleo de escadas

	Hipótese 0	**N.1**	**N.2**	**N.3**	**N.4**
Espessura encamisamento (m)	-	0,08	0,08	0,08	0,08
As_{long}	-	ϕ10	ϕ10	ϕ10	ϕ20
As_{transv}	ϕ8//0,10	ϕ8//0,10	ϕ10//0,10	ϕ10//0,075	ϕ10//0,075

As hipóteses consideradas focam-se maioritariamente na variação da quantidade de armadura transversal (As_{transv}), já que se pretende definir uma solução que melhore as condições de confinamento do núcleo. A hipótese 0, sem acrescento de uma nova camada de betão ou de armaduras longitudinais, corresponde apenas a um teste do efeito do confinamento. Nas hipóteses N.1, N.2 e N.3 as armaduras longitudinais (As_{long}) têm apenas uma função construtiva de apoio às armaduras transversais, apresentando diâmetros muito reduzidos, sendo o seu objetivo o estudo do efeito da variação da quantidade de armadura transversal. É de realçar que, de uma forma geral para a situação que se apresenta, o aumento da resistência à flexão dos elementos é indesejado, já que desta situação poderia resultar um aumento do esforço transverso atuante, que se procura evitar. No entanto, foi testada uma hipótese de reforço com aumento da resistência à flexão do núcleo de escadas (N.4), com o intuito de aumentar a sua rigidez, para perceber se seria possível reduzir o efeito das solicitações dos restantes elementos, ao nível dos deslocamentos e do esforço transverso, e, deste modo, permitir concentrar a intervenção apenas no núcleo de escadas.

Numa primeira fase, estudaram-se dois casos de reforço distintos, reforço da base de todos os elementos verticais com insuficiente capacidade de rotação, associados às hipóteses de reforço do núcleo designadas por N.1, N.2 e N.3, a serem complementadas com reforço dos pilares, e reforço apenas da base do núcleo de escadas, hipótese N.4. Foi testado no modelo do programa *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) o incremento gradual da quantidade de armadura longitudinal no núcleo de escadas, na totalidade da sua secção e altura, aumentando a sua resistência à flexão e rigidez. Verificou-se que, mesmo para um aumento da quantidade de armadura de quase 3 vezes, os pilares dos pórticos de contorno apresentavam aproximadamente os mesmos valores de esforços e de deslocamentos na base. Este facto pode ser explicado pelo efeito de torção existente na estrutura, que faz com que um aumento de rigidez num elemento próximo do centro seja pouco eficaz devido ao seu reduzido braço. Por sua vez verificou-se uma redução significativa dos esforços ao nível do núcleo de elevador. Conclui-se, desta forma, que uma solução de reforço focada apenas no núcleo de escadas, hipótese 4, não será viável, sendo necessário intervir ao nível de todos os elementos assinalados anteriormente.

Realizou-se uma análise de sensibilidade da influência da variação da quantidade de armadura, tanto longitudinal como transversal, sobre as relações momento-curvatura da secção de base do núcleo de escadas, com o intuito de calibrar a solução de reforço, Figura 5.1.

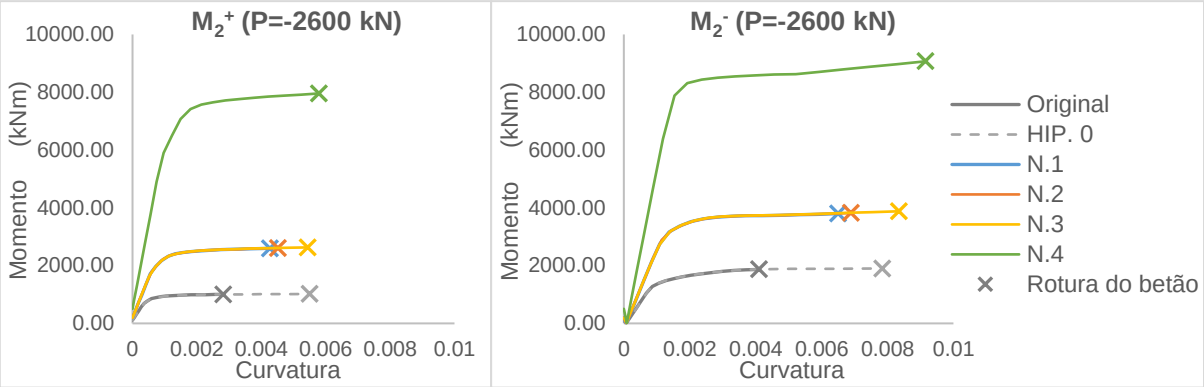


Figura 5.1: Relações momento-curvatura da secção do núcleo de escadas

Através da observação da Figura 5.1, torna-se evidente que o aumento da armadura longitudinal conduz a um aumento do momento resistente e que um aumento do confinamento conduz a um aumento da ductilidade.

As hipóteses N.1, N.2 e N.3, apesar de conduzirem a um aumento significativo da ductilidade (aproximadamente 35% a 50%), têm também como resultado um aumento do momento resistente da secção. É, por isso, necessário ter em conta que associada a uma maior capacidade de rotação do núcleo se irá observar também uma maior rotação total da corda. Verifica-se que, para este caso, N.2 irá conduzir a melhores resultados ao nível desta relação, como se pode observar na Tabela 5.2, mantendo-se um espaçamento entre armaduras transversais de 0,10 m, mais simples ao nível da execução em obra.

Tabela 5.2: Rotações e estados limites do núcleo de escadas para as hipóteses de reforço do núcleo estudadas, no piso 0, para um carregamento segundo x, para o deslocamento-alvo

		DL	**SD**	**NC**		
Hipóteses	θ_y (rad)	$\theta_{y,y}$ (rad)	¾ $\theta_{u,y}$ (rad)	$\theta_{u,y}$ (rad)	**Estado Limite** $\theta_y/\theta_{u,y}$	
N.1	0,020	0,015	0,023	0,030	66,9%	*SD*
N.2	0,012	0,009	0,020	0,027	43,2%	*SD*
N.3	0,016	0,012	0,023	0,030	53,8%	*SD*
N.4	0,016	0,012	0,023	0,030	53,0%	*SD*

Em planta optou-se por reforçar apenas as zonas de extremidade e os cantos do núcleo, já que estas são efetivamente as responsáveis pela capacidade de deformação do elemento. A solução de reforço adotada, correspondente N.2, é apresentada na Figura 5.2.

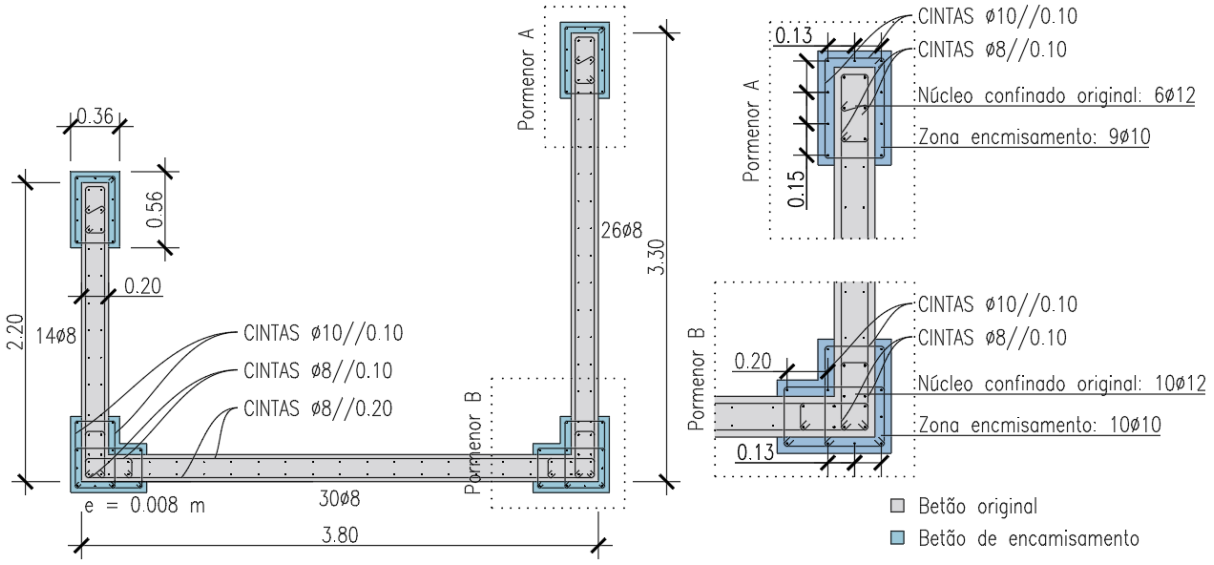


Figura 5.2: Solução de reforço do núcleo de escadas com encamisamento com betão armado. Dimensões em (m)

De acordo com o EC8-3 [8], se o objetivo do encamisamento do elemento é apenas o de melhorar a sua capacidade de deformação, através do aumento do nível de confinamento do elemento original, sem aumentar o momento resistente, então o encamisamento deve ser interrompido antes de atingir a secção de extremidade, não atravessando a laje para o piso seguinte. É recomendado um intervalo na ordem dos 10 mm entre as secções onde o reforço é terminado e o início do nó de ligação, tanto no betão como nas armaduras, de forma a evitar um aumento indireto do momento resistente e, consequentemente, do esforço de corte a que o elemento está sujeito. Desta forma, e uma vez que, no caso de o elemento apresentar resistência ao corte suficiente e apenas se pretender aumentar a sua ductilidade, não é necessário confinar a secção fora das rótulas plásticas, o encamisamento do núcleo de escadas realiza-se apenas ao nível do piso 0, zona onde se forma a rótula plástica, sendo interrompido antes de se alcançar a laje do piso seguinte.

5.2.1.1 Execução / Recomendações Construtivas

De seguida descrevem-se, sumariamente, as principais etapas de execução de um reforço por encamisamento de betão armado de acordo com [28].

I. Preparação da superfície

Permite a obtenção de uma melhor ligação entre o material de adição e o existente. Nas extremidades e cantos do núcleo de escadas deve-se tornar a superfície rugosa, através de picagem, e devem ser removidas quaisquer poeiras, através de uma limpeza com jato de água e de ar.

II. Colocação de novas armaduras

São colocadas as armaduras longitudinais e transversais adicionais, exteriormente à secção do núcleo. Recorre-se à furação para a colocação de armaduras transversais e posterior selagem com resinas de base epóxi. Consideraram-se cintas constituídas por varões de ϕ10 (A500 NR) com um espaçamento

de 0,10 m, respeitando o espaçamento mínimo de 0,075 m de forma a não comprometer a qualidade da betonagem. De acordo com os requisitos do EC8-1 [7], a distância máxima entre varões longitudinais não cintados é de 0,20 m.

III. Betonagem

O encamisamento pode ser realizado utilizando betão ou argamassas especiais de reparação, que podem ser aplicados com recurso a cofragem ou projetado. No presente caso, uma nova camada de 8 cm de espessura, considerou-se um betão com as mesmas propriedades do betão original (C30/37) aplicado com recurso a cofragem. De acordo com [9], a camada de reforço deverá ter uma espessura mínima de 0,075 m, limite que foi respeitado na presente dissertação, tendo-se considerando uma espessura de 0,080 m.

IV. Cura

Deve ser efetuada uma cura eficiente através de sucessivas molhagens ou da aplicação de membranas de cura, de forma a obter uma maior resistência e aderência.

5.2.2 Encamisamento dos Pilares

Na presente dissertação, dada a necessidade de intervir num número significativo de elementos, tendo-se verificado ser necessário aumentar a capacidade de deformação na base dos pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13, optou-se por uma solução de encamisamento dos pilares referidos com recurso a mantas FRP. Pese embora esta intervenção seja sempre morosa, porque para a implementação de qualquer solução será sempre necessário proceder a demolições localizadas nas paredes de alvenaria adjacentes aos pilares, a solução com recurso a mantas de FRP permitirá uma redução significativa ao nível do tempo da intervenção e da perturbação da utilização, especialmente tratando-se de uma situação de uma intervenção generalizada em planta.

Uma vez que, tal como referido anteriormente, apenas se pretender aumentar a ductilidade dos pilares, não é necessário confinar a secção fora das rótulas plásticas, e, por isso, o encamisamento dos pilares realiza-se apenas ao nível do piso 0, com uma largura da manta de 0,30 m.

Geralmente são utilizados três tipos de compósitos reforçados com fibras, polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), reforçados com fibras de vidro (GFRP) ou reforçados com fibras de aramida (AFRP). Em [29] é feita uma comparação ao nível das relações tensão-extensão típicas dos FRP unidirecionais e do aço, para carregamentos monotónicos de curta duração, Figura 5.3.

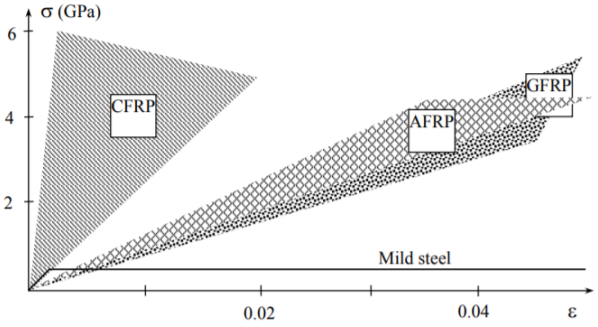


Figura 5.3: Diagramas tensão-extensão para diferentes FRP's e aço (adaptado de [29])

Observa-se, na Figura 5.3, que às fibras de carbono correspondem as maiores tensões resistentes e que às fibras de aramida e de vidro estão associadas as maiores extensões e menores módulos de elasticidade.

Os AFRP apresentam valores de módulo de elasticidade intermédios entre as duas outras soluções, bem como uma elevada resistência, apresentando também vantagens na proteção de pilares para ações de explosão ou impacto. O seu elevado custo, no entanto, faz com que esta solução de reforço seja pouco atrativa para as necessidades de confinamento dos pilares na presente dissertação.

O estudo que se segue ir-se-á focar na análise comparativa das soluções de confinamento dos pilares com recurso a materiais compósitos reforçados com fibras de vidro e com fibras de carbono.

Em [30] são apresentados resultados de testes *push-pull*, onde é comparado o aumento da ductilidade de duas colunas encamisadas com CFRP e com GFRP em relação a uma coluna de referência. Nestes testes são utilizadas para o encamisamento com CFRP as mantas *S&P C-Sheet 240* e para o encamisamento com GFRP as mantas *S&P G-Sheet AR 90/10 Tipo A*. Uma vez que o módulo de elasticidade das fibras de vidro ($E = 65\ MPa$) corresponde a aproximadamente um quarto do módulo de elasticidade das fibras de carbono ($E = 240\ MPa$), a relação das quantidades de FRP utilizados no encamisamento das colunas é de 4 kg/mm² para 1 kg/mm², respetivamente, como se pode observar na Figura 5.4.

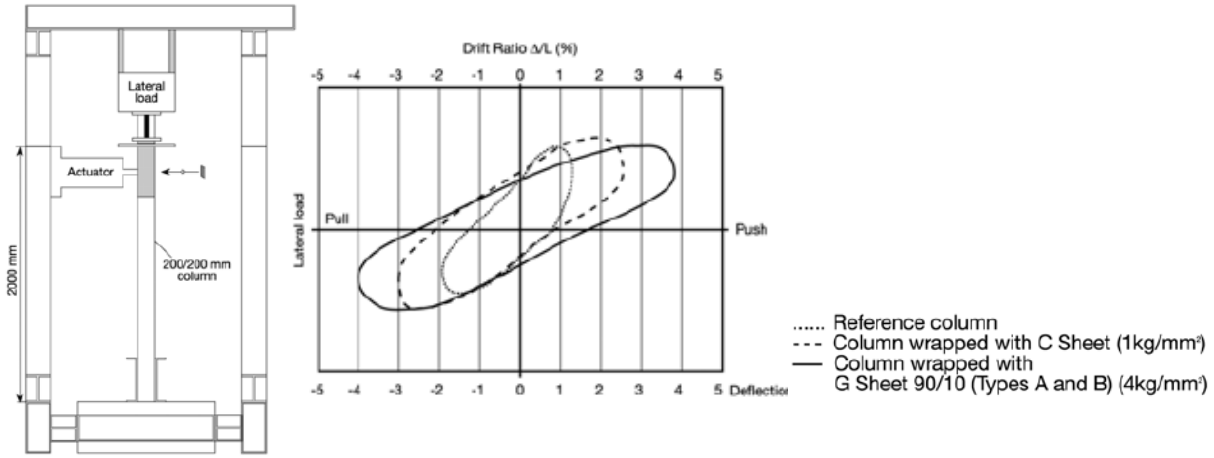


Figura 5.4: Representação esquemática do teste *push-pull* e resultados obtidos para CFRP e GFRP (adaptado de [30])

Os testes demonstram que se obtém um comportamento mais dúctil na coluna encamisada com 4 kg/mm^2 de GRFP do que na coluna encamisada com 1 kg/mm^2 de CFRP. De acordo com [31], verifica-se experimentalmente que um maior módulo de elasticidade, associado a uma menor extensão de rotura das fibras, pode conduzir a uma menor mobilização da capacidade última das mantas, alcançando-se um menor efeito de confinamento.

No entanto, na prática, devido a fatores de redução mais elevados associados às fibras de vidro, Tabela 5.3, 7 kg de GFRP são substituídos por 1 kg de CFRP. Os fatores de redução aplicados às propriedades dos materiais destinam-se a ter em conta a eficiência do sistema estrutural, possíveis desalinhamentos das fibras, reduções devidas a carregamentos a longo prazo, e exposição ambiental, entre outros, e são usualmente fornecidos pelo fabricante.

Tabela 5.3: Fatores de redução das mantas FRP recomendados pelo fabricante

	Fator de redução para cálculo	**Fator de redução ambiental**
G-Sheet AR 90/10	1,4	1,8
C-Sheet 240	1,2	1,2

Deste modo, e uma vez que as mantas GFRP estudadas apresentam um peso de 400 g/m^2 ao invés das mantas CFRP que apenas apresentam um peso de 200 g/m^2, definiram-se as duas hipóteses de reforço dos pilares a estudar, P.1 e P.2. A hipótese P.1 refere-se ao reforço dos pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13 por encamisamento com 4 camadas de GFRP (*S&P G-Sheet AR 90/10 Tipo A*), enquanto que a hipótese P.2 se refere ao reforço por encamisamento com 1 camada de CFRP (*S&P C-Sheet 240, 200 g/m^2*), Figura 5.5.

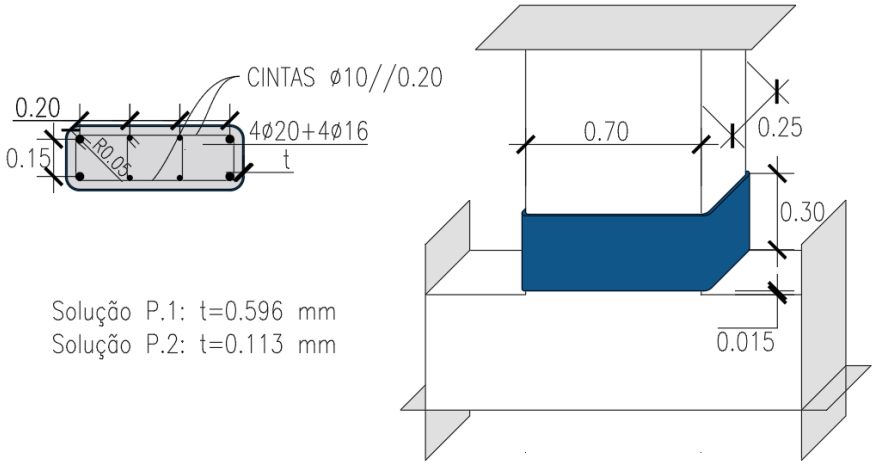


Figura 5.5: Representação em planta, esquerda, e em altura, direita, da solução de reforço dos pilares com encamisamento com FRP. Dimensões em (m)

O custo das mantas GFRP é aproximadamente 4 vezes inferior ao das mantas CFRP, tal como a relação entre os módulos de elasticidade. No entanto, dada a necessidade de se utilizar uma quantidade superior a este rácio de mantas de fibras de vidro, esta solução será economicamente menos interessante. Nas secções que se seguem a análise sísmica será realizada para as duas soluções, independentemente do custo, de forma a verificar a semelhança dos resultados obtidos.

A título de síntese apresentam-se de seguida as soluções de reforço propostas, sobre as quias irá incidir o presente estudo.

Solução A (N.2 + P.1)

- Núcleo de escadas reforçado por encamisamento com betão armado, no piso 0, nas zonas de extremidade e nos cantos em planta. O reforço é constituído por uma camada de 0,08 m de betão novo (C30/37), por varões longitudinais de ϕ10 e por cintas de ϕ10//0,10 (A500 NR).
- Pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13, com os cantos arredondados com um raio de 0,05 m, reforçados por encamisamento com 4 camadas de GFRP (*S&P G-Sheet AR 90/10 Tipo A*), no piso 0, na zona da rótula plástica junto à fundação, com uma largura de 0,30 m, Figura 5.5.

Solução B (N.2 + P.2)

- Núcleo de escadas reforçado por encamisamento com betão armado, no piso 0, nas zonas de extremidade e nos cantos em planta. O reforço é constituído por uma camada de 0,08 m de betão novo (C30/37), por varões longitudinais de ϕ10 e por cintas de ϕ10//0,10 (A500 NR).
- Pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13, com os cantos arredondados com um raio de 0,05 m, reforçados por encamisamento com 1 camada de CFRP (*S&P C-Sheet 240, 200 g/m^2*), no piso 0, na zona da rótula plástica, com uma largura de 0,30 m, Figura 5.5.

5.2.2.1 Execução / Recomendações Construtivas

De acordo com [29], a aplicação de FRP's deve ser executada de acordo com o procedimento apresentado de seguida e devem ser respeitadas quaisquer especificações fornecidas pelo fabricante.

I. Preparação da superfície

Devem ser realizados trabalhos prévios de reparação do betão deteriorado, remoção de betão degradado, tratamento de armaduras, reposição de secções em betão com argamassas de reparação e reparação de fissuras, recorrendo a selagem e injeção com resinas epóxidas. Adicionalmente a superfície deve ser tornada rugosa, através de picagem, jato de água ou de areia, e no caso de pilares retangulares os cantos devem ser arredondados, com um raio mínimo de 25 mm. No presente caso, os cantos dos pilares são arredondados com um raio de 50 mm. Quaisquer poeiras, sujidades ou outros materiais que possam prejudicar a aderência da manta ao substrato devem ser removidos.

II. Aplicação de primário

A aplicação do primário tem o intuito de assegurar uma boa aderência das mantas ao substrato. Eventualmente poderá ser necessário reparar a superfície com argamassa de regularização (*putty*).

III. Aplicação da primeira camada de resina (*undercoating*)

IV. Aplicação das mantas FRP na superfície

Para o confinamento de pilares, as mantas FRP devem ser colocadas com as suas fibras orientadas perpendicularmente ao eixo do elemento ($\beta = 90°$).

O encamisamento da secção deverá começar ou terminar a cerca de 15 mm da extremidade do elemento e deverá ser garantido um comprimento mínimo de sobreposição no sentido das fibras de pelo menos 150 mm.

V. Aplicação da segunda camada de resina (*overcoating*)
VI. Repetição dos passos IV e V até que o número requerido de camadas seja devidamente instalado

Nota-se que não deve ser ultrapassado o número máximo de camadas de mantas FRP recomendado pelo fabricante.

VII. Revestimento (opcional)

Pode ser aplicada uma camada de revestimento de proteção ao fogo e a raios U.V. ou apenas com uma finalidade estética.

5.2.3 Modelação da Solução de Reforço

5.2.3.1 Betão Encamisado

De forma a ter em conta o efeito do confinamento no núcleo de escadas e nos pilares, conferido pelo encamisamento das secções, foram introduzidas no modelo *SAP2000 v19.0.0* (CSI, 2016) novas relações tensão-extensão do betão.

O modelo de confinamento adotado para o betão do núcleo de escadas, encamisado com betão armado, é definido nas expressões (3.1) a (3.8) na secção 3.1.1.

Para os pilares o EC8-3 [8] propõe um modelo de confinamento do betão por meio de encamisamento de FRP, para secções retangulares com os cantos arredondados, descrito no Anexo D.

As propriedades das mantas GFRP e CFRP, consideradas na presente dissertação, utilizadas no cálculo do confinamento do betão encamisado são apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Propriedades das mantas GFRP e CFRP estudadas

Dados da Fibra		Unidade	*G-Sheet AR 90/10*	*C-Sheet 240*
Módulo de elasticidade	E_f	kN/mm²	65	240
Peso da fibra longitudinal		g/m²	400	200
Extensão última	ε_{fu}	%	4,3	1,8
Extensão última adotada	ε_{ju}	%	3,1	1,5
Espessura da manta	t_f	mm	0,149	0,113

Na Figura 5.6 são comparados os diagramas tensão-extensão do betão não confinado e confinado original com os betões confinados por meio de betão armado, GFRP e CFRP, nas zonas reforçadas. Verifica-se que, para as três opções de encamisamento, se alcança um incremento mais significativo ao nível da ductilidade do que ao nível da resistência, tal como pretendido.

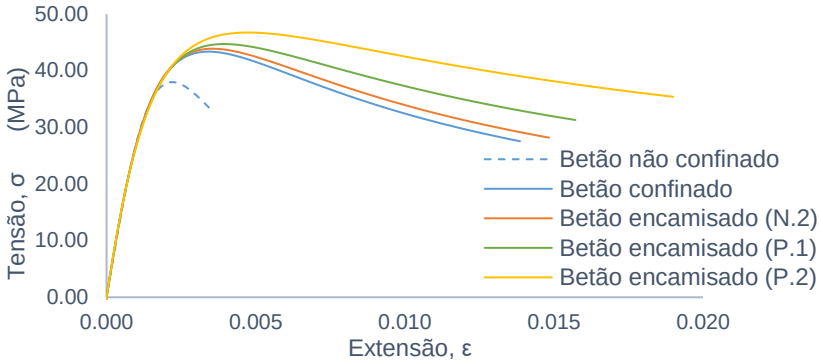


Figura 5.6: Diagramas tensão-extensão do betão não confinado, confinado e encamisado com betão armado e com FRP

5.2.3.2 Modelação dos Elementos Estruturais

Relativamente à modelação dos pilares reforçados, considerou-se apenas a alteração da relação constitutiva do betão para o novo betão encamisado com FRP no piso 0, enquanto que para o núcleo de escadas foram considerados o aumento das dimensões das secções de extremidade e cantos, a adição de armaduras e uma nova relação constitutiva do betão encamisado, Figura 5.7.

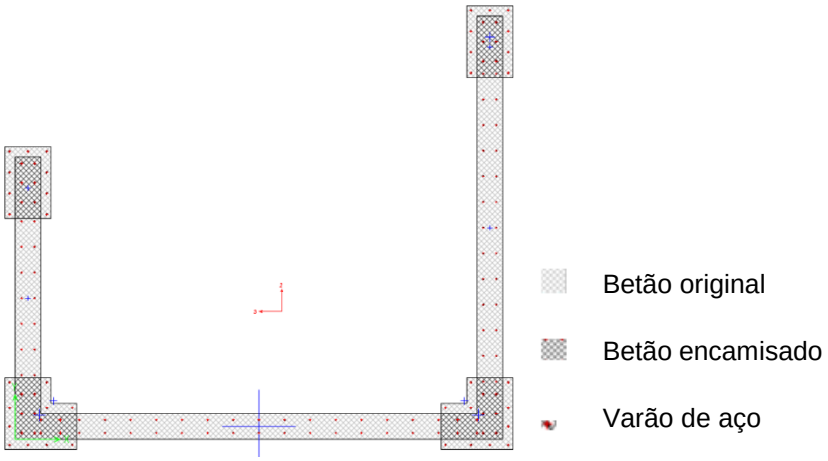


Figura 5.7: Modelação da solução de reforço do núcleo de escadas

Em termos da modelação do comportamento não linear, atualizaram-se as relações momento-curvatura das rótulas plásticas na base dos elementos reforçados, Anexo C.2; de forma a corresponderem às novas propriedades das secções.

5.3 Análise Dinâmica Modal

As diferenças existentes entre as soluções de reforço estudadas, A e B, não são relevantes no âmbito da rigidez estrutural, já que as mantas FRP não estão a conferir rigidez adicional ao elemento que encamisam. Consequentemente, os modos de vibração são coincidentes para as duas soluções.

Na Tabela 5.5, verifica-se que os períodos se mantêm praticamente inalterados entre a situação original e a reforçada. Este facto deve-se à reduzida rigidez introduzida na estrutura pelas soluções de reforço estudadas.

Tabela 5.5: Comparação dos modos de vibração da estrutura original e da estrutura reforçada

	Estrutura Original				Estrutura Reforçada			
Modo	**Período** (s)	M_x	M_y	M_z	**Período** (s)	M_x	M_y	M_z
1	0,317	**78,93%**	0,09%	0,00%	0,312	**78,88%**	0,05%	0,00%
2	0,255	0,08%	**53,77%**	0,00%	0,253	0,02%	**11,93%**	0,00%
3	0,253	0,04%	**21,41%**	0,00%	0,251	0,12%	**63,24%**	0,00%
4	0,062	10,87%	4,50%	0,00%	0,062	9,97%	5,14%	0,00%
5	0,060	4,27%	0,70%	0,00%	0,060	4,68%	0,49%	0,00%
6	0,057	2,05%	13,04%	0,01%	0,057	2,42%	12,53%	0,01%
7	0,051	0,00%	0,00%	**10,95%**	0,051	0,00%	0,00%	**10,94%**
		96,24%	93,52%	10,97%		96,08%	93,39%	10,96%

Para ambos os casos, verifica-se que o modo fundamental corresponde a um modo de translação segundo a direção x. No entanto, observa-se que o modo fundamental de translação segundo y passa do segundo modo de vibração, na estrutura original, para o terceiro modo, na estrutura reforçada. Em ambos os casos o modo de translação segundo y é complementado com uma parcela significativa de torção. O terceiro modo, para a estrutura original, e o segundo modo, para a estrutura reforçada, são caracterizados por uma forte componente de translação segundo y e uma componente de torção acoplada.

5.4 Análise Estática Não Linear

Os resultados da análise estática não linear realizada ao modelo reforçado, apresentados na presente secção, são apenas referentes à situação de carregamento mais condicionante, segundo x, onde não foram verificados os requisitos de desempenho.

A comparação dos valores dos deslocamentos-alvo com os deslocamentos últimos da estrutura não reforçada e da estrutura reforçada, definidos de acordo com o método N2, para um carregamento modal segundo x, são apresentados na Tabela 5.6. As curvas de capacidade da estrutura reforçada, resultantes da análise *pushover* para um carregamento modal segundo x, são comparadas com as da estrutura não reforçada na Figura 5.8.

Tabela 5.6: Deslocamento último e deslocamento-alvo

	Carregamento	**Direção**	d_u (m)	d_t (m)	
Não reforçado	Modal	X+	0,102	0,106	X
		X-	0,101	0,106	X
Solução A	Modal	X+	0,157	0,116	V
		X-	0,200	0,108	V
Solução B	Modal	X+	0,144	0,104	V
		X-	0,160	0,108	V

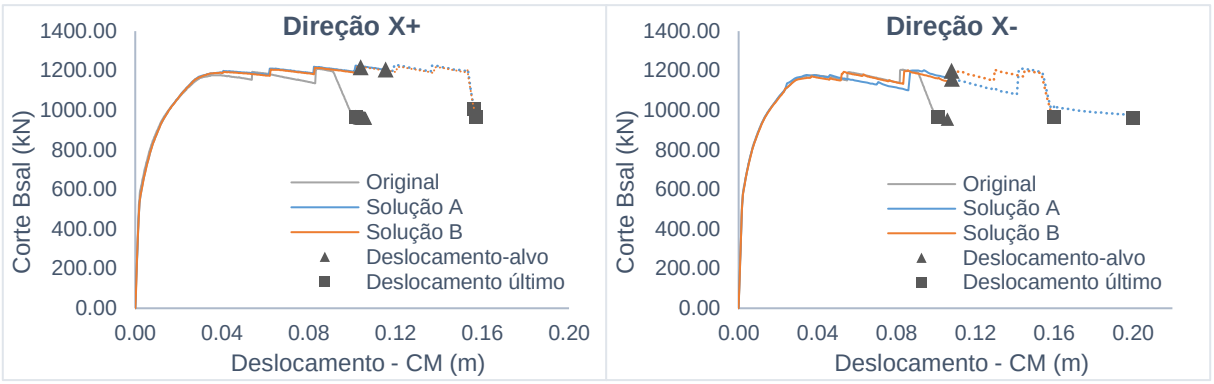


Figura 5.8: Curvas de capacidade

A análise *pushover* do modelo não reforçado da estrutura permitiu concluir que os deslocamentos máximos estavam a ser condicionados pelo colapso prematuro de alguns elementos estruturais, não sendo, nessas condições, possível atingir o deslocamento-alvo. Verifica-se que, para ambas as soluções de reforço propostas, se conseguem atingir estes valores, não se verificando, no entanto, uma diminuição dos valores dos deslocamentos-alvo. Tal facto deve-se ao aumento da capacidade de deformação do núcleo de escadas e dos pilares reforçados, que melhora a ductilidade da estrutura. Verifica-se também que as soluções de reforço propostas não introduzem um aumento significativo da capacidade resistente da estrutura nem alteram a rigidez inicial.

5.4.1 Extensão Método N2

Tal como referido em 4.4.2, na presente dissertação afigura-se como relevante, na aplicação da extensão do método N2, apenas a correção dos efeitos em planta segundo a direção x.

Os deslocamentos de topo normalizados e os coeficientes de correção em planta, para a direção x, são apresentados na Figura 5.9.

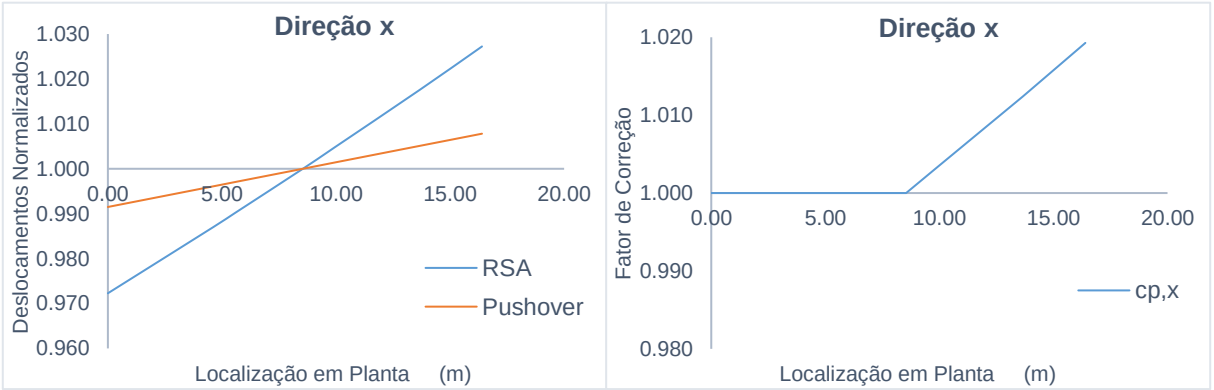


Figura 5.9: Deslocamentos de topo normalizados e coeficientes de correção em planta, segundo x

Os resultados obtidos para as duas soluções de reforço, A e B, são idênticos, já que, tal como se pode observar em Tabela 5.6, os deslocamentos obtidos são também iguais. Verifica-se que, tal como para a situação não reforçada, a análise *pushover* conduziu a valores inferiores de deslocamentos no lado rígido da estrutura, pórtico 4 ($y = 16{,}40\ m$), e superiores no lado flexível, pórtico 1 ($y = 0{,}00\ m$).

Segundo a direção x, observa-se que a correção do método N2 conduz a um agravamento dos resultados, obtidos por análise *pushover*, na ordem dos 2% no pórtico 4.

5.4.2 Desempenho Sísmico

5.4.2.1 Deslocamento Entre Pisos

Na Figura 5.10 é apresentada a representação gráfica dos deslocamentos absolutos e entre pisos para o centro de massa, segundo a direção x, sendo também feita a comparação com o limite proposto pelo EC8-1 [7], $d_r \leq 0{,}005h/\nu$, para a extensão do método N2.

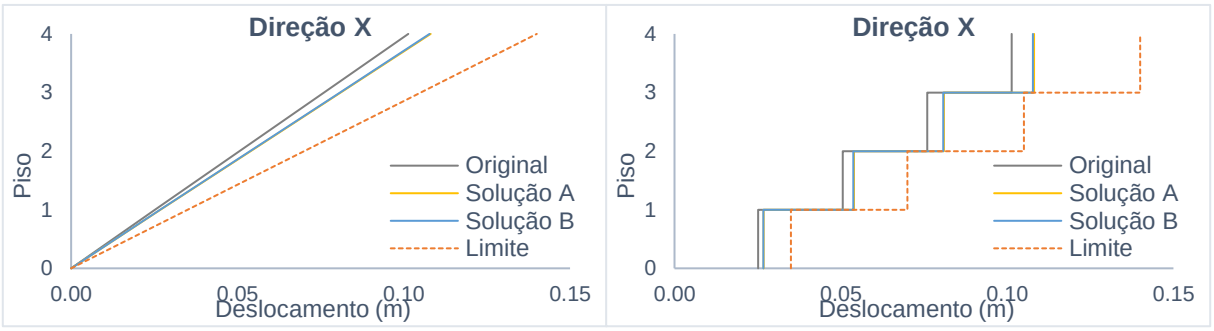


Figura 5.10: Deslocamentos absolutos e deslocamentos entre pisos no centro de massa, para a direção x (Extensão do método N2)

O requisito de limitação de danos proposto pelo EC8-1 [7], dado pela equação (4.32), é verificado para as duas soluções de reforço propostas. Verifica-se, também, que para as soluções reforçadas, segundo a direção x, os deslocamentos são superiores aos da estrutura original, o que seria de esperar dado ter-se incrementado a capacidade de deformação da estrutura.

5.4.2.2 Avaliação de Desempenho

De acordo com o EC8-3 [8], para a avaliação da capacidade resistente e de deformação dos elementos encamisados com betão armado, podem ser consideradas as hipóteses simplificativas aproximadas que se seguem.

i. Comportamento monolítico do elemento encamisado, ou seja, o betão antigo e o novo têm um comportamento misto total;
ii. Esforço axial a atuar na totalidade do elemento encamisado;
iii. Propriedades do betão de encamisamento aplicam-se a toda a secção do elemento.

Consideradas as simplificações mencionadas, as relações (5.1) a (5.4) podem ser adotadas nas verificações de segurança.

$$V_R^* = 0{,}9V_R \tag{5.1}$$

$$M_y^* = M_y \tag{5.2}$$

$$\theta_y^* = 1{,}05\theta_y \tag{5.3}$$

$$\theta_u^* = \theta_u \tag{5.4}$$

De acordo com o EC8-3 [8], para elementos de secção regular totalmente encamisados, a contribuição do FRP para o acréscimo de resistência ao esforço transverso, $V_{Rd,f}$, pode ser avaliada pela expressão (5.5). No Anexo E é definida com mais detalhe a contribuição do encamisamento com FRP para o acréscimo de resistência.

$$V_{Rd,f} = 0{,}9d\, f_{fdd,e}\, 2t_f \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 (cot\theta_c + cot\beta)\, sen\beta \tag{5.5}$$

Onde,

$f_{fdd,e}$ valor de cálculo da resistência efetiva ao descolamento do FRP, com encamisamento total;

w_f largura da manta FRP, medida na direção ortogonal à direção resistente das fibras;

s_f espaçamento dos laminados (= w_f para mantas), medido na direção ortogonal à direção resistente das fibras;

θ_c ângulo de inclinação das escoras;

β ângulo entre a direção resistente das fibras da manta FRP e o eixo do elemento.

Todos os elementos da estrutura original verificaram os requisitos relativos à resistência ao esforço transverso, no entanto optou-se por confirmar o efeito do reforço no incremento da capacidade resistente ao esforço transverso, comparando-se a estrutura original com as duas soluções de reforço na Tabela 5.7 e na Tabela 5.8.

Tabela 5.7: Análise do incremento da resistência ao esforço transverso para o elemento encamisado com betão armado (Extensão do método N2)

	Original		**Solução A**			**Solução B**		
Elemento	**Estado Limite**	V_x (kN)	$V_{R,x}^*$ (kN)	**Estado Limite**		V_x (kN)	$V_{R,x}^*$ (kN)	**Estado Limite**	
n. esc.	60.9%	V	140,20	10632,43	1,3%	V	132,32	10518,62	1,3%	V

Tabela 5.8: Análise do incremento da resistência ao esforço transverso para os elementos encamisados com mantas FRP (Extensão do método N2)

	Original		**Solução A**				**Solução B**			
Elemento	**Estado Limite**	V_x (kN)	$f_{fdd,e}$ (MPa)	$V_{Rd,f}$ (kN)	**Estado Limite**		V_x (kN)	$f_{fdd,e}$ (MPa)	$V_{Rd,f}$ (kN)	**Estado Limite**	
p1	42,1% V	33,26	853,36	229,04	14,5%	V	33,88	1256,64	255,79	13,2%	V
p4	45,7% V	37,76			16,5%	V	38,30			15,0%	V
p6	30,6% V	23,75			10,4%	V	24,03			9,4%	V
p7	30,6% V	25,92			11,3%	V	25,89			10,1%	V
p10	38,7% V	32,09			14,0%	V	32,78			12,8%	V
p13	40,4% V	34,86			15,2%	V	35,12			13,7%	V

Quanto ao comportamento à flexão, na Tabela 5.9 são apresentados os estados limites verificados, para os valores do deslocamento-alvo para um carregamento segundo x, na base dos elementos verticais reforçados e do núcleo de elevador.

Tabela 5.9: Rotações e estados limite dos elementos verticais reforçados e do núcleo de elevador, no piso 0, para um carregamento segundo x, para o deslocamento-alvo (Extensão do método N2)

	Solução A						Solução B					
		DL	SD	NC				DL	SD	NC		
Elemento	θ_y (rad)	$\theta^*_{y,y}$ (rad)	¾ $\theta^*_{u,y}$ (rad)	$\theta^*_{u,y}$ (rad)	**Estado Limite**		θ_y (rad)	$\theta^*_{y,y}$ (rad)	¾ $\theta^*_{\boldsymbol{u,y}}$ (rad)	$\theta^*_{u,y}$ (rad)	**Estado Limite**	
p1	0,011	0,011	0,045	0,060	19,2%	*SD*	0,011	0,011	0,045	0,060	19,2%	*SD*
p4	0,012	0,012	0,043	0,057	20,5%	*DL*	0,012	0,012	0,043	0,057	20,5%	*DL*
p6	0,015	0,015	0,050	0,066	22,0%	*DL*	0,015	0,015	0,050	0,066	21,9%	*DL*
p7	0,015	0,015	0,049	0,065	22,3%	*DL*	0,014	0,015	0,049	0,065	22,2%	*DL*
p10	0,013	0,013	0,046	0,061	21,1%	*SD*	0,013	0,013	0,046	0,061	21,0%	*SD*
p13	0,013	0,013	0,045	0,060	21,9%	*DL*	0,013	0,013	0,045	0,059	21,9%	*DL*
n. esc.	0,012	0,008	0,019	0,025	46,3%	*SD*	0,012	0,008	0,019	0,025	46,5%	*SD*
n. el.	0,015	0,012	0,020	0,027	54,5%	*SD*	0,017	0,014	0,020	0,027	63,4%	SD

Verifica-se que, para ambas as soluções de reforço propostas, os elementos que entram em colapso na estrutura não reforçada verificam agora os requisitos de desempenho para componentes dúcteis, referidos em 4.1.1. Por comparação com a situação original, onde as rotações totais dos elementos apresentados na Tabela 5.9 ultrapassam as respetivas capacidades de rotação, na estrutura reforçada observa-se um aumento significativo na capacidade de rotação total dos elementos, resultante do aumento do grau de confinamento do betão. O núcleo de elevador, apesar de não ter sido reforçado, beneficiou de um melhor comportamento dos restantes elementos reforçados, uma vez que pelo facto de não entrarem em colapso não se observa uma redistribuição de esforços gravosa para o núcleo de elevador.

Observa-se, na Tabela 5.9, pela comparação dos valores da rotação total da corda, θ_y, com os da rotação de cedência, $\theta^*_{y,y}$, que mesmo os elementos que verificam o estado limite DL se encontram muito próximo de atingir a capacidade de rotação de cedência. Conclui-se, por isso, que na eventualidade da ocorrência de um sismo a estrutura irá sofrer danos significativos ao nível do piso 0, não se pondo, no entanto, em causa a segurança estrutural.

Pela comparação dos resultados associados a cada uma das soluções de reforço, A e B, confirma-se que estas soluções produzem de facto resultados semelhantes, comprovando-se o rácio de 7 kg de fibras de vidro para 1 kg de fibras de carbono, adotado na seleção das hipóteses de reforço a estudar.

A equivalência dos resultados obtidos aliada ao aspeto económico, conduzem à adoção da solução de reforço B.

5.5 Considerações Finais

O presente capítulo teve como foco o estudo de técnicas e soluções de reforço que permitissem melhorar localmente a capacidade de deformação dos elementos com uma capacidade deficiente, identificados com base na análise estática não linear do edifício. A solução de reforço centrou-se, por isso, num aumento do nível de confinamento na zona de formação de rótulas plásticas em colapso dos elementos, p1, p4, p6, p7, p10, p13 e núcleo de escadas, promovendo o aumento da ductilidade da estrutura em detrimento do aumento da resistência. Desta forma, a solução de reforço consistiu no encamisamento do núcleo de escadas com betão armado e no encamisamento dos pilares referidos com GFRP, solução A, ou CFRP, solução B.

A avaliação sísmica realizada à estrutura reforçada focou-se na situação mais condicionante de carregamento, carregamento modal segundo a direção x. Conclui-se, para esta situação, que em ambas as soluções de reforço propostas se verificam os requisitos de desempenho preconizados no EC8-3 [8].

Tendo-se em consideração, simultaneamente, o comportamento sísmico da estrutura e os custos associados às soluções de reforço propostas, optou-se por adotar a solução B.

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

Na presente dissertação foi estudado um edifício de betão armado destinado a habitação, caracterizado por um sistema estrutural misto equivalente a paredes. O edifício foi dimensionado de acordo com os requisitos atuais do EC8 [7], no entanto, propôs-se, como *exercício*, uma amplificação da ação sísmica, o que conduziu a uma situação de dimensionamento insuficiente da estrutura, para as novas condições de projeto. A situação analisada poderá assim corresponder à avaliação estrutural de um edifício de betão armado relativamente recente, para o qual se venham a verificar, na nova regulamentação, agravamentos importantes na caracterização da ação sísmica.

Numa primeira fase, de acordo com as indicações do EC8-3 [8], foi feita uma análise conceptual do edifício e um levantamento de informação das principais características da estrutura, assim como uma avaliação no nível de confiança associado a essa informação. É de referir que um estudo detalhado das propriedades da estrutura existente é a base de uma correta modelação representativa da situação real, que permitiu uma avaliação do comportamento da estrutura mais próxima da realidade.

Ao nível da modelação, destaca-se na definição dos materiais a influência da armadura de confinamento no aumento significativo das propriedades das secções de betão, tanto ao nível da resistência como da ductilidade do betão comprimido. A modelação dos elementos restringiu-se aos elementos estruturais, uma vez que se verificou que não se justificava realizar a modelação dos elementos não estruturais. Relativamente à modelação do comportamento não linear, considerou-se um modelo de plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos estruturais.

No capítulo 4, a avaliação sísmica foi realizada com recurso a análises estáticas não lineares, que permitiram identificar as zonas de concentração de danos, que comprometem o desempenho sísmico da estrutura. Em termos da análise dos mecanismos frágeis verificou-se que, para as duas direções principais, todos os elementos estruturais apresentavam uma adequada pormenorização da armadura transversal, permitindo que fosse mobilizada a sua capacidade de deformação em flexão sem sofrerem rotura frágil. Relativamente ao comportamento em flexão, foi possível identificar os elementos condicionantes, os pilares p1, p4, p6, p7, p10, p13 e núcleos, do sistema estrutural resistente a ações horizontais segundo a direção x. Verificou-se uma insuficiente capacidade de rotação dos elementos ao nível do piso 0, podendo-se concluir que o comportamento deficiente da estrutura advém do agravamento correspondente ao cenário sísmico considerado e não propriamente de uma pormenorização original dos elementos inadequada. Segundo a direção x, a estrutura atinge o deslocamento último após as rótulas plásticas dos elementos referidos entrarem em colapso, não se conseguindo atingir o deslocamento-alvo devido à relação resistência-ductilidade desequilibrada da estrutura.

Com base nos resultados obtidos na avaliação sísmica, foram definidas propostas de soluções de reforço, com o intuito de melhorar a ductilidade da estrutura por intermédio do aumento da capacidade

de deformação dos elementos, recorrendo a um melhor e mais eficiente confinamento dos mesmos. Para este efeito, foram consideradas duas técnicas de reforço local, o encamisamento de secções com betão armado e com mantas de polímeros reforçados com fibras. As alternativas de reforço propostas consistiram no encamisamento com betão armado do núcleo de escadas e no encamisamento com mantas GFRP (Solução A) ou CFRP (Solução B) dos pilares p1, p4, p6, p7, p10 e p13. Verificou-se que de forma a serem conseguidos sensivelmente os mesmos resultados, em termos de resistência ao corte e de capacidade de deformação dos elementos estruturais, obtidos por análises estáticas não lineares, 7 kg de mantas de fibras de vidro podem ser substituídos por 1 kg de mantas de fibras de carbono. A análise custo-benefício realizada entre as duas opções de encamisamento com mantas FRP, apoiou a recomendação de adotar a solução de reforço B. A avaliação de desempenho sísmico realizada demonstrou a eficiência da solução proposta, conseguindo-se verificar a segurança de todos os elementos estruturais.

A identificação clara das deficiências condicionantes da estrutura, que possibilitaram uma intervenção bastante localizada focada no incremento da ductilidade da estrutura, que introduziu melhorias significativas no seu desempenho, demonstrou as vantagens associadas às avaliações sísmicas realizadas por intermédio de análises estáticas não lineares.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Num contexto geral, é importante salientar que nesta dissertação se recorreu a uma metodologia simplificada de modelação do efeito do comportamento não linear, através de um modelo de plasticidade concentrada em rótulas plásticas nas extremidades dos elementos e recorrendo a análises estáticas não lineares. Seria interessante, como desenvolvimento futuro: (i) fazer a comparação de resultados com outros modelos de plasticidade mais complexos, nomeadamente modelos de plasticidade distribuída, de forma a refinar a qualidade dos resultados obtidos, (ii) recorrer a análises dinâmicas não lineares.

É de salientar que na presente dissertação apenas foi estudado um reduzido número de técnicas de reforço, de caráter local, e que, por isso, seria ainda interessante explorar, para o caso estudado, estratégias alternativas de reforço, destacando-se, por exemplo, a introdução de novos elementos resistentes com o intuito de reduzir o nível de exigência imposto aos elementos estruturais iniciais.

Verificou-se ser praticamente inexistente a informação referente a estudos numéricos ou experimentais para melhoria das condições de confinamento, com utilização de mantas de FRP, nas zonas de extremidade localizadas nas regiões de intersecção de paredes de núcleos estruturais. Este facto faz com que também não existam indicações regulamentares para estas situações, aspeto que seria interessante estudar e desenvolver, como forma de permitir ampliar o domínio de aplicação corrente desta técnica em estruturas de edifícios.

Referências Bibliográficas

[1] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos*, 1958.

[2] J. Appleton, *Estruturas de Betão*, Edições Orion, Portugal, 2013.

[3] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes*, 1961.

[4] J. Saraiva & J. Appleton, *Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 3,* 2006.

[5] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto-Lei nº. 335/83 de 31 de Maio de 1983.

[6] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Decreto-Lei nº. 349-C/83 de 30 de Julho de 1983.

[7] CEN, *NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, Bruxelas, 2010.

[8] CEN, *NP EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Bruxelas, 2005.

[9] M. Fardis, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings. Based on EN-Eurocode 8*, Springer, 2009.

[10] CEN, *NP EN 1992-1-1. Eurocódigo 2: projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Bruxelas, 2010.

[11] F. Borges, S. Abecasis, F. East & G. Luz, *Memória Descritiva e Justificativa Trabalho L, Estruturas de edifícios - Projecto*, Instituto Superior Técnico, 2017.

[12] C. Rodrigues, *Modelação numérica de pilares. Modelos dos materiais e modelação dos pilares reforçados com FRP*, 2005.

[13] J. Mander, M. Priestley & R. Park, *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 114 (No. 8), pp. 1804-1825, 1988.

[14] E. Pires, *Resistência de Materiais 2. Capítulo 2: O Corte em Vigas Flectidas*, 1991.

[15] G. Deierlein, A. Reinhorn & M. Wilford, *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, 2010.

[16] M. Inel & H. Ozmen, *Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings*, Engineering Structures, vol. 28, pp. 1494-1502, 2006.

[17] CEN, *EN 1998-2. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges*, Bruxelas, 2005.

[18] A. Filiatrault, *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Presses inter Polytechnique, 2013.

[19] CSA, *CAN/CSA-A23.3-04 - Design of Concrete Structures*, CSA, Canada, 2010.

[20] CEN, *EN 1998-3. Anexo Nacional, Draft após apresentação à CT115*, Bruxelas, 2013.

[21] G. Carvalho, R. Bento & C. Bhatt, *Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings - comparison of different modelling approaches*, Earthquakes and Structures, vol. 4 (No. 5), pp. 451-470, 2013.

[22] M. Fischinger & P. Fajfar, *N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings*, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.

[23] R. Bento, S. Falcão & F. Rodrigues, *Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com Base em Análises Estáticas Não Lineares*, 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.

[24] P. Fajfar, D. Marušić & I. Peruš, *The Extension of the N2 Method to Asymmetric Buildings*, 2005.

[25] M. Kreslin & P. Fajfar, *The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation*, 2011.

[26] A. Carreira & A. Gomes, *Concepção do Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado*, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro, 1999.

[27] P. Lamego, *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco.,* 2014.

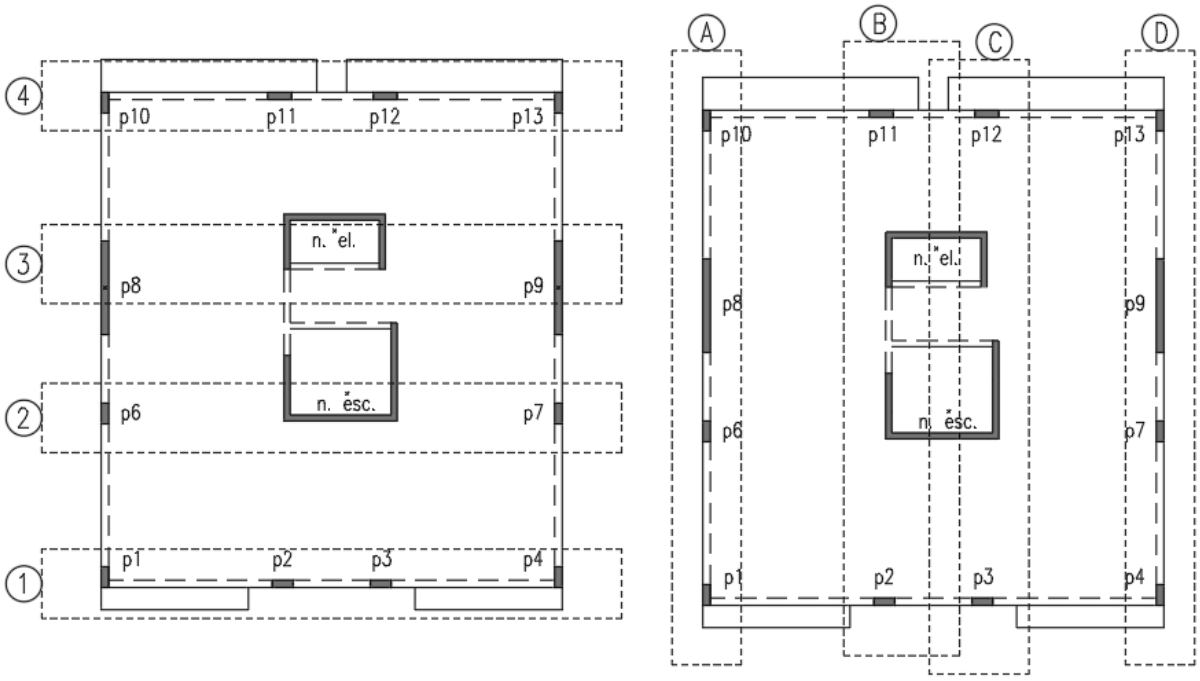
[28] A. Gomes & J. Appleton, *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), vol. nº 42, pp. 7-14, 1997.

[29] fib bulletin 14, *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*, Fédération Internationale du Béton (fib), Task Group 9.3 FRP, Lausanne, Julho 2001.

[30] *Design Guide Line for S&P FRP Systems*.

[31] S. Henriques, *Reforço de Pilares por Encamisamento Híbrido com Mantas de FRP*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2015.

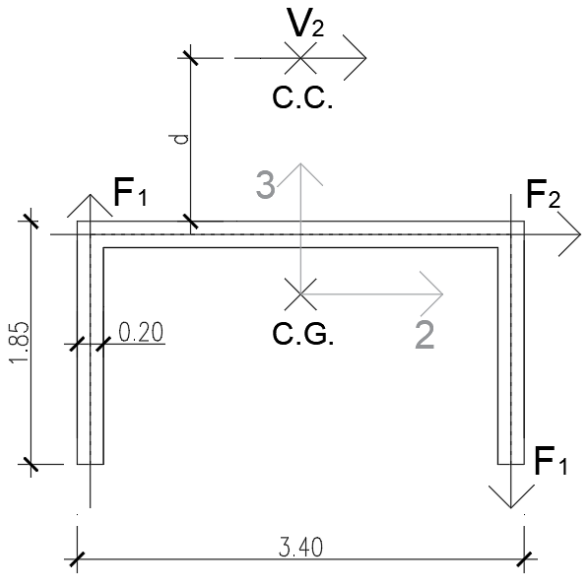
Anexo A Identificação dos Alinhamentos



Anexo B Cálculo Centro de Corte

Anexo B.1 Núcleo do Elevador

(1 Eixo de Simetria)



$$I_3 = \frac{e\,h^3}{12} + 2\,b\,t\left(\frac{h}{2}\right)^2 \quad \text{(B.1.1)}$$

$$F_1 = \frac{V_2\,b^2\,t\,h}{4\,I_3} \quad \text{(B.1.2)}$$

$$V_2\,d = F_1\,h \Rightarrow d = \frac{F_1\,h}{V_2} = \frac{b^2\,t\,h}{4\,I_3} \quad \text{(B.1.3)}$$

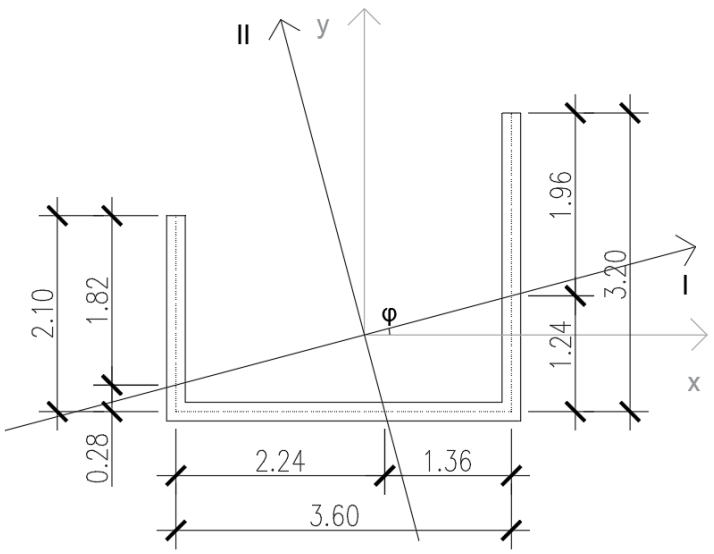
Coordenadas do Centro de Corte

x (m)	y (m)
7.725	14.392

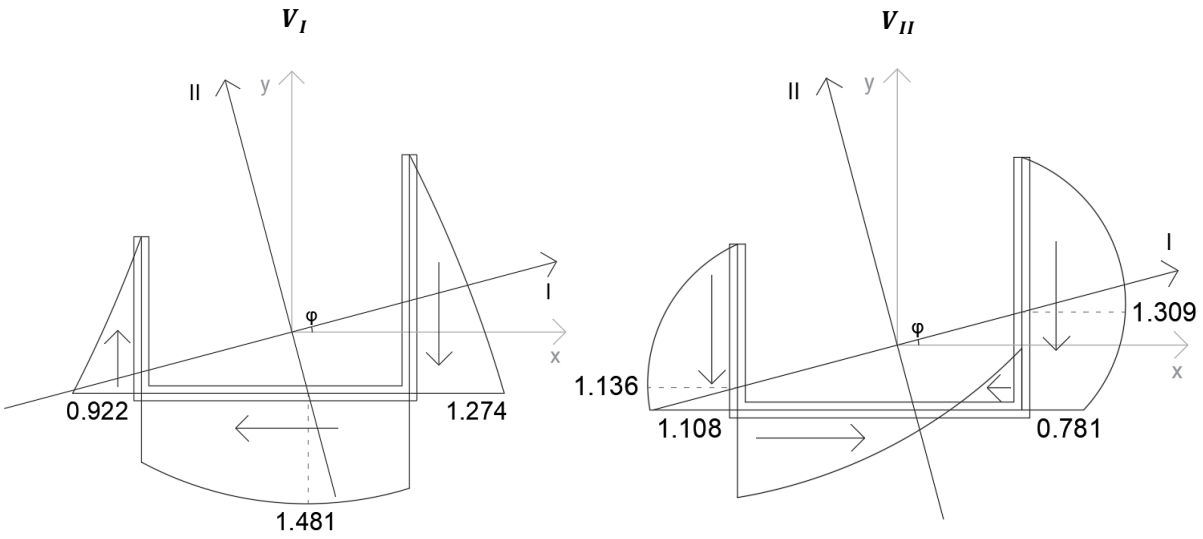
Anexo B.2 Núcleo de Escadas

(Sem Eixo de Simetria)

1) Definição dos eixos principais de inércia (círculo de Mohr)



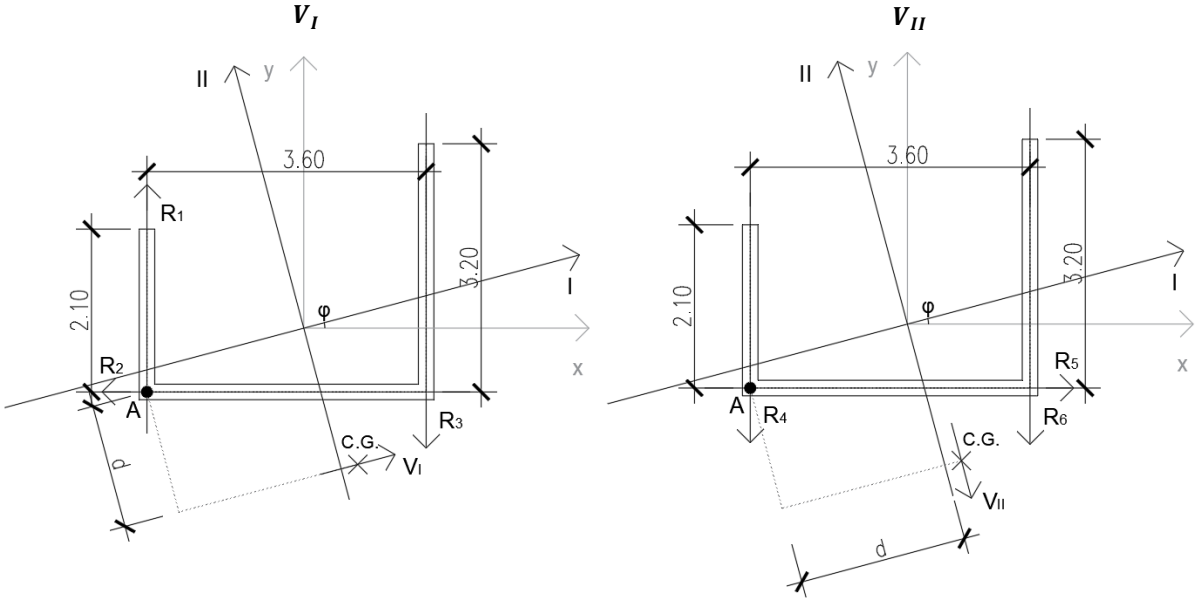
2) Cálculo das tensões tangenciais para uma força de corte (V) aplicada segundo cada uma das direções principais



3) Integração das tensões tangenciais de forma a obter as resultantes (R)

$$V_I \begin{cases} R_1 = 0.1827\, V_I \\ R_2 = 0.9669\, V_I \\ R_3 = 0.4450\, V_I \end{cases} \qquad V_{II} \begin{cases} R_4 = 0.3636\, V_{II} \\ R_5 = 0.4287\, V_{II} \\ R_6 = 0.6630\, V_{II} \end{cases} \tag{B.2.1}$$

4) Cálculo da posição do centro de corte através de uma relação estaticamente equivalente de momentos (equivalência dos momentos provocados pelas forças resultantes (R) em cada uma das paredes da secção ao momento provocado V no CC)



Coordenadas do Centro de Corte

x (m)	y (m)
8.843	5.365

Anexo C Relação Momento-Curvatura das Rótulas Plásticas dos Elementos Verticais

Anexo C.1 Rótulas Plásticas Originais

Pilares P1

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 90 (Eixo 3)			
	IO	LS	CP		IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-400,00	0,00E+00	4,04E-02	5,38E-02	-400,00	6,26E-03	1,22E-02	1,62E-02
-600,00	0,00E+00	3,68E-02	4,91E-02	-600,00	4,79E-03	1,09E-02	1,45E-02
-800,00	9,02E-03	3,33E-02	4,44E-02	-800,00	3,13E-03	9,53E-03	1,27E-02
-1037,67	3,15E-03	1,79E-02	2,38E-02	-1037,67	8,52E-04	7,73E-03	1,03E-02

Pilares P2

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 90 (Eixo 3)			
	IO	LS	CP		IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-350,00	0,00E+00	4,15E-02	5,53E-02	-350,00	7,62E-03	1,45E-02	1,93E-02
-525,00	0,00E+00	3,84E-02	5,12E-02	-525,00	6,13E-03	1,30E-02	1,73E-02
-700,00	0,00E+00	3,53E-02	4,70E-02	-700,00	4,60E-03	1,18E-02	1,57E-02
-875,00	7,03E-03	3,22E-02	4,29E-02	-875,00	2,81E-03	1,03E-02	1,37E-02
-1036,70	4,14E-03	1,94E-02	2,58E-02	-1036,70	1,11E-03	8,85E-03	1,18E-02

Paredes

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 90 (Eixo 3)			
	IO	LS	CP		IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-630,00	1,65E-02	3,78E-02	5,04E-02	-630,00	1,38E-03	2,90E-03	3,86E-03
-945,00	9,89E-03	3,35E-02	4,46E-02	-945,00	8,97E-04	2,50E-03	3,34E-03
-1312,02	4,05E-03	1,73E-02	2,31E-02	-1312,02	2,77E-04	1,73E-03	2,31E-03

Núcleo de Escadas

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 22,5			
	IO	LS	CP		IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,32E-03	2,55E-03	3,41E-03	-930,00	2,19E-03	5,10E-03	6,80E-03
-1860,00	9,40E-04	2,31E-03	3,08E-03	-1860,00	1,94E-03	3,99E-03	5,32E-03
-2790,00	5,50E-04	2,06E-03	2,74E-03	-2790,00	1,18E-03	2,59E-03	3,45E-03
-3637,22	2,02E-04	1,29E-03	1,72E-03	-3637,22	2,42E-04	1,66E-03	2,22E-03

	Ângulo = 45		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,73E-03	3,43E-03	4,58E-03
-1860,00	1,25E-03	2,66E-03	3,55E-03
-2790,00	6,10E-04	2,01E-03	2,69E-03
-3637,22	1,94E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 67,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,44E-03	2,72E-03	3,62E-03
-1860,00	9,27E-04	2,27E-03	3,03E-03
-2790,00	4,27E-04	1,84E-03	2,46E-03
-3637,22	1,81E-04	1,45E-03	1,93E-03

	Ângulo = 90 (Eixo 3)		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,19E-03	2,34E-03	3,12E-03
-1860,00	8,48E-04	2,08E-03	2,77E-03
-2790,00	5,06E-04	1,81E-03	2,42E-03
-3637,22	1,75E-04	6,79E-04	9,05E-04

	Ângulo = 112,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,30E-03	2,49E-03	3,33E-03
-1860,00	8,31E-04	2,15E-03	2,87E-03
-2790,00	3,76E-04	1,79E-03	2,38E-03
-3637,22	1,88E-04	1,29E-03	1,73E-03

	Ângulo = 135		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,50E-03	2,74E-03	3,65E-03
-1860,00	9,92E-04	2,35E-03	3,14E-03
-2790,00	4,30E-04	1,89E-03	2,52E-03
-3637,22	1,91E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 157,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,90E-03	3,43E-03	4,58E-03
-1860,00	1,28E-03	2,92E-03	3,90E-03
-2790,00	5,37E-04	2,34E-03	3,13E-03
-3637,22	2,36E-04	1,66E-03	2,21E-03

	Ângulo = 180 (Eixo 2)		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,97E-03	7,04E-03	9,39E-03
-1860,00	1,81E-03	4,08E-03	5,44E-03
-2790,00	1,18E-03	2,87E-03	3,83E-03
-3637,22	2,23E-04	1,31E-03	1,74E-03

	Ângulo = 202,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,90E-03	3,42E-03	4,57E-03
-1860,00	1,28E-03	2,92E-03	3,89E-03
-2790,00	5,38E-04	2,34E-03	3,12E-03
-3637,22	2,36E-04	1,66E-03	2,21E-03

	Ângulo = 225		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,50E-03	2,73E-03	3,64E-03
-1860,00	9,91E-04	2,35E-03	3,13E-03
-2790,00	4,31E-04	1,89E-03	2,52E-03
-3637,22	1,92E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 247,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,30E-03	2,49E-03	3,32E-03
-1860,00	8,30E-04	2,15E-03	2,87E-03
-2790,00	3,77E-04	1,78E-03	2,38E-03
-3637,22	1,90E-04	1,29E-03	1,72E-03

	Ângulo = 270 (Eixo 3)		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,38E-03	2,53E-03	3,38E-03
-1860,00	9,80E-04	2,19E-03	2,92E-03
-2790,00	5,81E-04	1,87E-03	2,50E-03
-3637,22	1,73E-04	6,80E-04	9,07E-04

	Ângulo = 292,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,43E-03	2,71E-03	3,62E-03
-1860,00	9,24E-04	2,27E-03	3,02E-03
-2790,00	4,29E-04	1,84E-03	2,46E-03
-3637,22	1,81E-04	1,45E-03	1,93E-03

	Ângulo = 315		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,73E-03	3,42E-03	4,56E-03
-1860,00	1,25E-03	2,66E-03	3,55E-03
-2790,00	6,17E-04	2,01E-03	2,69E-03
-3637,22	1,94E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 337,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	2,19E-03	5,10E-03	6,80E-03
-1860,00	1,95E-03	3,99E-03	5,32E-03
-2790,00	1,21E-03	2,59E-03	3,45E-03
-3637,22	2,43E-04	1,66E-03	2,22E-03

Núcleo de Elevador

	Ângulo = 0 (Eixo 2)		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	3,28E-03	1,46E-02	1,95E-02
-1420,00	3,18E-03	6,27E-03	8,37E-03
-2130,00	2,15E-03	4,87E-03	6,50E-03
-2840,00	1,22E-03	3,89E-03	5,19E-03
-3117,20	3,80E-04	2,33E-03	3,11E-03

	Ângulo = 22,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	2,16E-03	5,34E-03	7,12E-03
-1420,00	2,09E-03	4,56E-03	6,09E-03
-2130,00	1,79E-03	3,51E-03	4,68E-03
-2840,00	1,14E-03	2,51E-03	3,35E-03
-3117,20	2,42E-04	1,66E-03	2,22E-03

	Ângulo = 45		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,80E-03	3,66E-03	4,89E-03
-1420,00	1,52E-03	2,99E-03	3,99E-03
-2130,00	1,08E-03	2,51E-03	3,34E-03
-2840,00	5,76E-04	1,96E-03	2,62E-03
-3117,20	1,94E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 67,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,54E-03	2,87E-03	3,83E-03
-1420,00	1,17E-03	2,45E-03	3,27E-03
-2130,00	7,84E-04	2,15E-03	2,87E-03
-2840,00	3,99E-04	1,81E-03	2,42E-03
-3117,20	1,81E-04	1,45E-03	1,93E-03

	Ângulo = 90 (Eixo 3)		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,48E-03	2,75E-03	3,66E-03
-1420,00	1,11E-03	2,46E-03	3,29E-03
-2130,00	7,46E-04	2,18E-03	2,90E-03
-2840,00	3,63E-04	1,87E-03	2,50E-03
-3117,20	2,37E-04	8,44E-04	1,13E-03

	Ângulo = 112,5		
	IO	LS	CP
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,41E-03	2,59E-03	3,46E-03
-1420,00	1,05E-03	2,31E-03	3,08E-03
-2130,00	7,01E-04	2,05E-03	2,74E-03
-2840,00	3,51E-04	1,76E-03	2,35E-03
-3117,20	1,88E-04	1,29E-03	1,73E-03

	Ângulo = 135		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,61E-03	2,87E-03	3,82E-03
-1420,00	1,24E-03	2,53E-03	3,37E-03
-2130,00	8,30E-04	2,24E-03	2,98E-03
-2840,00	3,99E-04	1,86E-03	2,48E-03
-3117,20	1,91E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 157,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	2,01E-03	3,59E-03	4,79E-03
-1420,00	1,58E-03	3,15E-03	4,20E-03
-2130,00	1,08E-03	2,77E-03	3,70E-03
-2840,00	4,92E-04	2,31E-03	3,08E-03
-3117,20	2,36E-04	1,66E-03	2,21E-03

	Ângulo = 180 (Eixo 2)		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	2,26E-03	4,69E-03	6,25E-03
-1420,00	1,70E-03	4,30E-03	5,74E-03
-2130,00	1,15E-03	3,91E-03	5,21E-03
-2840,00	5,97E-04	3,46E-03	4,61E-03
-3117,20	3,57E-04	2,41E-03	3,21E-03

	Ângulo = 202,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	2,01E-03	3,58E-03	4,78E-03
-1420,00	1,58E-03	3,14E-03	4,19E-03
-2130,00	1,08E-03	2,77E-03	3,69E-03
-2840,00	4,93E-04	2,30E-03	3,07E-03
-3117,20	2,36E-04	1,66E-03	2,21E-03

	Ângulo = 225		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,61E-03	2,86E-03	3,81E-03
-1420,00	1,24E-03	2,52E-03	3,36E-03
-2130,00	8,30E-04	2,23E-03	2,98E-03
-2840,00	4,00E-04	1,86E-03	2,48E-03
-3117,20	1,92E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 247,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,41E-03	2,59E-03	3,45E-03
-1420,00	1,05E-03	2,31E-03	3,08E-03
-2130,00	7,00E-04	2,05E-03	2,73E-03
-2840,00	3,52E-04	1,76E-03	2,34E-03
-3117,20	1,90E-04	1,29E-03	1,72E-03

	Ângulo = 270 (Eixo 3)		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,47E-03	2,74E-03	3,65E-03
-1420,00	1,11E-03	2,46E-03	3,28E-03
-2130,00	7,44E-04	2,17E-03	2,90E-03
-2840,00	3,63E-04	1,87E-03	2,49E-03
-3117,20	8,16E-04	8,45E-04	1,13E-03

	Ângulo = 292,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,54E-03	2,86E-03	3,81E-03
-1420,00	1,16E-03	2,45E-03	3,27E-03
-2130,00	7,83E-04	2,15E-03	2,87E-03
-2840,00	4,03E-04	1,81E-03	2,42E-03
-3117,20	1,81E-04	1,45E-03	1,93E-03

	Ângulo = 315		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	1,80E-03	3,65E-03	4,87E-03
-1420,00	1,52E-03	2,99E-03	3,98E-03
-2130,00	1,08E-03	2,50E-03	3,34E-03
-2840,00	5,88E-04	1,96E-03	2,62E-03
-3117,20	1,94E-04	1,43E-03	1,90E-03

	Ângulo = 337,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-710,00	2,17E-03	5,33E-03	7,11E-03
-1420,00	2,09E-03	4,56E-03	6,08E-03
-2130,00	1,80E-03	3,51E-03	4,68E-03
-2840,00	1,21E-03	2,51E-03	3,35E-03
-3117,20	2,43E-04	1,66E-03	2,22E-03

Anexo C.2 Rótulas Plásticas das Secções Reforçadas (Solução B)

Pilares P2

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 90 (Eixo 3)			
	IO	**LS**	**CP**		**IO**	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-350	0,00E+00	6,34E-02	8,45E-02	-350	8,03E-03	2,34E-02	3,12E-02
-525	0,00E+00	6,03E-02	8,04E-02	-525	6,45E-03	2,00E-02	2,66E-02
-700	1,17E-02	5,72E-02	7,62E-02	-700	4,75E-03	1,85E-02	2,46E-02
-875	7,02E-03	5,41E-02	7,21E-02	-875	2,87E-03	1,69E-02	2,25E-02
-1036,7	3,20E-03	4,47E-02	5,96E-02	-1036,7	9,72E-04	1,13E-02	1,51E-02

Núcleo de Escadas

	Ângulo = 0 (Eixo 2)			Ângulo = 22,5			
	IO	**LS**	**CP**		**IO**	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,46E-03	4,12E-03	5,49E-03	-930,00	1,72E-03	5,47E-03	7,29E-03
-1860,00	1,17E-03	3,93E-03	5,24E-03	-1860,00	1,52E-03	4,76E-03	6,35E-03
-2790,00	8,88E-04	3,74E-03	4,99E-03	-2790,00	1,19E-03	4,12E-03	5,49E-03
-3637,22	6,30E-04	3,57E-03	4,76E-03	-3637,22	8,41E-04	3,78E-03	5,03E-03

	Ângulo = 45			Ângulo = 67,5			
	IO	**LS**	**CP**		**IO**	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,52E-03	4,97E-03	6,63E-03	-930,00	1,28E-03	3,86E-03	5,14E-03
-1860,00	1,39E-03	4,02E-03	5,36E-03	-1860,00	1,07E-03	3,49E-03	4,66E-03
-2790,00	1,08E-03	3,39E-03	4,52E-03	-2790,00	8,30E-04	3,21E-03	4,29E-03
-3637,22	7,51E-04	3,11E-03	4,14E-03	-3637,22	5,98E-04	2,99E-03	3,98E-03

	Ângulo = 90 (Eixo 3)			Ângulo = 112,5			
	IO	**LS**	**CP**		**IO**	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u	**N** (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,26E-03	3,67E-03	4,89E-03	-930,00	1,23E-03	3,75E-03	5,00E-03
-1860,00	1,02E-03	3,47E-03	4,63E-03	-1860,00	1,05E-03	3,37E-03	4,49E-03
-2790,00	7,73E-04	3,29E-03	4,38E-03	-2790,00	8,20E-04	3,04E-03	4,06E-03
-3637,22	5,54E-04	3,11E-03	4,15E-03	-3637,22	5,99E-04	2,79E-03	3,72E-03

	Ângulo = 135		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,25E-03	4,74E-03	6,32E-03
-1860,00	1,22E-03	4,17E-03	5,56E-03
-2790,00	1,07E-03	3,40E-03	4,53E-03
-3637,22	7,78E-04	2,74E-03	3,66E-03

	Ângulo = 157,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,35E-03	6,72E-03	8,96E-03
-1860,00	1,41E-03	5,95E-03	7,94E-03
-2790,00	1,36E-03	4,58E-03	6,10E-03
-3637,22	1,02E-03	3,13E-03	4,17E-03

	Ângulo = 180 (Eixo 2)		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,85E-03	1,07E-02	1,42E-02
-1860,00	1,70E-03	6,64E-03	8,85E-03
-2790,00	1,56E-03	5,58E-03	7,44E-03
-3637,22	1,22E-03	4,43E-03	5,91E-03

	Ângulo = 202,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,87E-03	6,33E-03	8,44E-03
-1860,00	1,73E-03	4,75E-03	6,33E-03
-2790,00	1,38E-03	4,18E-03	5,57E-03
-3637,22	1,02E-03	3,84E-03	5,12E-03

	Ângulo = 225		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,47E-03	4,88E-03	6,51E-03
-1860,00	1,37E-03	4,46E-03	5,95E-03
-2790,00	1,24E-03	3,96E-03	5,28E-03
-3637,22	1,03E-03	3,29E-03	4,39E-03

	Ângulo = 247,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,46E-03	4,28E-03	5,70E-03
-1860,00	1,24E-03	3,60E-03	4,81E-03
-2790,00	9,60E-04	3,27E-03	4,36E-03
-3637,22	6,91E-04	3,05E-03	4,06E-03

	Ângulo = 270 (Eixo 3)		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,39E-03	4,02E-03	5,36E-03
-1860,00	1,12E-03	3,57E-03	4,76E-03
-2790,00	8,56E-04	3,36E-03	4,47E-03
-3637,22	6,13E-04	3,16E-03	4,22E-03

	Ângulo = 292,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,22E-03	3,37E-03	4,49E-03
-1860,00	9,97E-04	3,04E-03	4,06E-03
-2790,00	7,53E-04	2,85E-03	3,80E-03
-3637,22	5,36E-04	2,69E-03	3,58E-03

	Ângulo = 315		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,20E-03	3,44E-03	4,59E-03
-1860,00	1,04E-03	3,10E-03	4,13E-03
-2790,00	8,21E-04	2,81E-03	3,75E-03
-3637,22	5,97E-04	2,60E-03	3,47E-03

	Ângulo = 337,5		
	IO	**LS**	**CP**
N (kN)	$\chi_{y,steel}$	$^3/_4\,\chi_u$	χ_u
-930,00	1,24E-03	3,75E-03	5,00E-03
-1860,00	1,10E-03	3,41E-03	4,55E-03
-2790,00	8,88E-04	3,10E-03	4,14E-03
-3637,22	6,52E-04	2,88E-03	3,84E-03

Anexo D Modelo de Confinamento do Betão por Encamisamento de FRP

O EC8-3 [8] propõe um modelo de confinamento do betão por meio de encamisamento de FRP, para secções retangulares com os cantos arredondados, definido pelas expressões (D.1) a (D.2).

$$f_{cc,r} = f'_{cc}\left[1 + 3{,}7\left(\frac{f_l}{f_c}\right)^{0{,}86}\right] \quad \text{(D.3)}$$

$$\varepsilon_{cc,r} = \varepsilon_{cc}\left[1 + 5\left(\frac{f_{cc,r}}{f_c} - 1\right)\right] \quad \text{(D.4)}$$

$$\varepsilon_{ccu,r} = \varepsilon_{ccu} + 0{,}5\frac{f_l}{f_{cc,r}} \quad \text{(D.5)}$$

Com,

$$f_l = k_s\frac{2E_f\varepsilon_{ju}t_f}{D} \quad \text{(D.6)}$$

$$k_s = \frac{2R}{D} \quad \text{(D.7)}$$

Onde,

$f_{cc,r}$ tensão de compressão máxima do betão reforçado;

$\varepsilon_{cc,r}$ extensão do betão reforçado à compressão correspondente à tensão $f_{cc,r}$;

$\varepsilon_{ccu,r}$ extensão última do betão reforçado;

f_l pressão de cintagem exercida pela manta FRP;

E_f módulo de elasticidade do FRP;

ε_{ju} extensão última adotada para o encamisamento de FRP, inferior à extensão última do FRP, ε_{fu};

t_f espessura da manta FRP;

R raio do canto arredondado da secção;

D maior largura da secção.

Anexo E Contribuição do Encamisamento com FRP para a Resistência ao Esforço Transverso

$$V_{Rd,f} = 0{,}9d\, f_{fdd,e}\, 2t_f \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 (cot\theta_c + cot\beta)\, sen\beta \tag{E.1}$$

θ_c ângulo de inclinação das escoras;

$f_{fdd,e}$ valor de cálculo da resistência efetiva ao descolamento do FRP, com encamisamento total, (E.2);

β ângulo entre a direção resistente das fibras da manta FRP e o eixo do elemento;

w_f largura da manta FRP, medida na direção ortogonal à direção resistente das fibras, (E.3);

s_f espaçamento das mantas, medido na direção ortogonal à direção resistente das fibras.

$$f_{fdd,e} = f_{fdd}\left[1 - k\frac{L_e sen\beta}{2z}\right] + \frac{1}{2}\left(f_{fu,W}(R) - f_{fdd}\right)\left[1 - \frac{L_e sen\beta}{z}\right] \tag{E.2}$$

$$w_f = \frac{\min(0{,}9d, h_w)\, sen(\theta + \beta)}{sen\theta} \tag{E.3}$$

$k = \left(1 - \frac{2}{\pi}\right)$;

f_{fdd} valor de cálculo da resistência ao descolamento do FRP, (E.4);

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}}\sqrt{0{,}6\frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (N; mm) \tag{E.4}$$

$\gamma_{fd} = 1{,}5$;

f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

$k_b = \sqrt{\frac{1{,}5\left(2 - {w_f}/{s_f}\right)}{1 + {w_f}/{100}}}$ (mm), coeficiente de recobrimento;

$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{4\tau_{max}}}}$ $(N;\ mm)$, comprimento de aderência efetivo ($\tau_{max} = 1{,}8 f_{ctm} k_b$);

$f_{fu,W}(R)$ resistência última da manta FRP que reveste um canto de raio R, (E.5);

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdd} + \left(\eta_R \cdot f_{fu} - f_{fdd}\right) \tag{E.5}$$

$\eta_R = 0{,}2 + 1{,}6\frac{R}{b_w}$ $\quad 0 \le \frac{R}{b_w} \le 0{,}5$;

f_{fu} resistência última à tração do FRP.