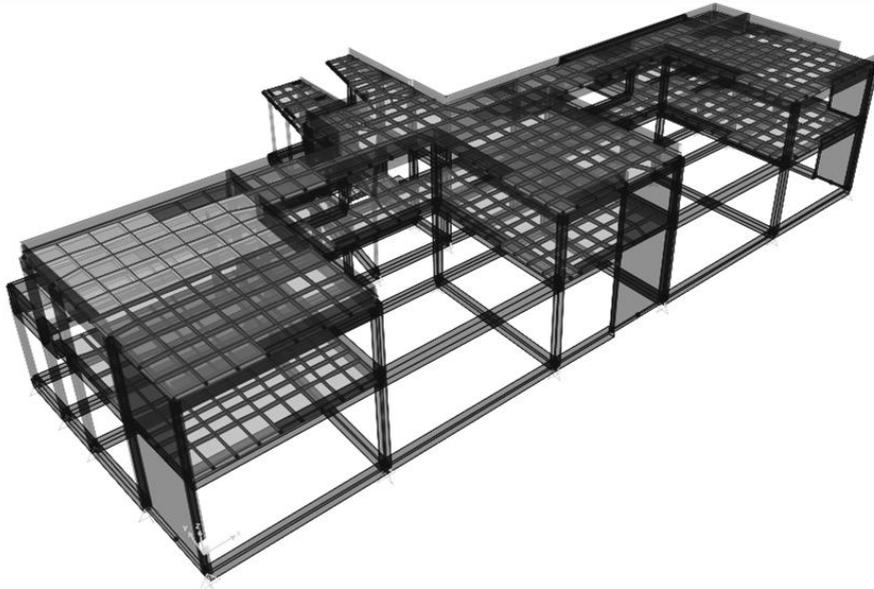




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Verificação da segurança à ação sísmica da estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando o Eurocódigo 8 – Parte 3

MARISA MADRUGA BRUM

Licenciada em Engenharia Civil – Pós-Bolonha

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador(es): Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, (Prof. Adjunto do ISEL)

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião Gamito Reis (Eq. Assist. 2.º Triénio, ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof. Coordenadora do ISEL)

Vogais: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes (Prof. Adjunto do ISEL)

Doutora Ana Rita Gião Gamito Reis (Eq. Assist. 2.º Triénio, ISEL)

DEZEMBRO DE 2014

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, um agradecimento especial ao Mestre António Carlos Gorgulho e à Doutora Ana Rita Reis pela constante motivação, orientação, disponibilidade e paciência.

Gostaria de agradecer também a toda a minha família e amigos pelo incentivo, companheirismo, paciência e apoio, e, em especial, aos meus pais, irmã e amigo e colega Nuno Amaro que me ajudaram imenso no meu percurso académico, dando-me especial força e motivação para seguir sempre em frente nesta última fase.

Resumo

Em Portugal, as primeiras normas antissísmicas datam do tempo do Marquês de Pombal, uma vez que surgiram na sequência do sismo de 1755. No entanto, após a reconstrução de Lisboa, foram progressivamente abandonadas, o que resultou em estruturas com pouca resistência sísmica. Foi na sequência deste pensamento que se optou por estudar e perceber qual o comportamento de uma estrutura de betão armado já existente quando sujeita a uma ação sísmica.

O primeiro regulamento de estruturas que, de facto, obrigava ao cálculo dos efeitos das ações sísmicas nas construções surgiu em 1958 marcando, assim, o início de um período de construção em que a segurança à resistência sísmica passou a ser mais valorizada e importante [Silva, 2007]. Contudo, e uma vez que a Parte 3 do Eurocódigo 8 abrange de um modo mais pormenorizado e rigoroso este assunto, escolheu-se utilizar este regulamento como modelo para os cálculos efetuados e verificações a serem feitas.

Sendo assim, no decorrer deste trabalho serão estudadas as várias características do edifício escolhido e, posteriormente, será avaliada a capacidade de deformação e de resistência ao corte dos seus vários elementos, assim como a segurança à ação sísmica para os três estados limites apresentados na referida norma. Para tal, será necessário modelar a estrutura em causa, sendo que programa de cálculo automático utilizado será o *SAP2000*, ferramenta bastante aplicada no dimensionamento de estruturas de betão armado.

Palavras – chave

Eurocódigo 8 – Parte 3, ação sísmica, resistência sísmica, capacidades, exigências, coeficiente de comportamento.

Abstract

In Portugal, the first anti-seismic standards appeared at the time of Marquês de Pombal, as a consequence of the 1755 earthquake. However, after the reconstruction of Lisbon, they were progressively abandoned, resulting in structures with little seismic resistance. It was with this in mind that it was chosen to study and understand the behavior of an already existent reinforced concrete structure, when subjected to seismic action.

The first regulation of structures that, in fact, required to calculate the effects of seismic actions on buildings started in 1958, thus marking the beginning of a building period in which safety seismic resistance became more valued and important [Silva, 2007]. However, and knowing that Eurocode 8 - Part 3 covers in a more detailed and rigorous way this matter, I chose to use this regulation as a model for all the calculations and verifications to be made.

Thus, in this paper will be studied the various characteristics of the chosen building and subsequently the deformation capacity and the shear strength of its elements will be evaluated, as well as the safety for the three limit states shown in the mentioned standard. In order to do this, it will be necessary to model the structure in question, and the computer program used will be *SAP2000*, which is frequently applied in the design of reinforced concrete structures.

Keywords

Eurocode 8 – Part 3, seismic activity, seismic resistance, capacities, demands, *q*-factor.

ÍNDICE

Agradecimentos.....	III
Resumo	V
Palavras – chave	V
Abstract	VII
Keywords.....	VII
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento/Âmbito do trabalho.....	1
1.2. Objetivos do trabalho	1
1.3. Estrutura da dissertação	2
2. INTRODUÇÃO TEÓRICA.....	5
2.1. Comportamento sísmico de edifícios de betão armado.....	5
2.2. Vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado.....	8
2.3. Avaliação sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8 - Parte 3	9
2.3.1. Considerações iniciais.....	9
2.3.2. Exigências de desempenho para estruturas existentes.....	10
2.3.3. Critérios de avaliação	16
2.3.4. Métodos de análise	20
2.3.5. Modelos de capacidade para avaliação do reforço de elementos de betão armado	24
2.4. Soluções de intervenção/reforço estrutural.....	28
2.4.1. Considerações iniciais.....	28
2.4.2. Critérios técnicos	29
2.4.3. Tipos de intervenções	29
2.4.4. Elementos não estruturais.....	30
2.4.5. Justificação do tipo de intervenção selecionado.....	30
2.4.6. Projeto da intervenção estrutural	30
2.4.7. Reabilitação ou reforço dos elementos estruturais	31
2.4.8. Reabilitação ou reforço do sistema estrutural na sua globalidade	34
3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	39
3.1. Apresentação do edifício.....	39
3.1.1. Generalidades	39
3.1.2. Fundações.....	39
3.1.3. Superestrutura	40
3.2. Materiais estruturais	42
3.2.1. Betão	42
3.2.2. Aço.....	42
3.3. Ações atuantes.....	43
3.3.1. Cargas permanentes	44
3.3.2. Sobrecargas	45

3.3.3.	Ação sísmica	46
3.4.	Combinação de ações.....	56
3.5.	Classificação da estrutura	58
3.6.	Classes de ductilidade	59
3.7.	Modelação e análise.....	60
3.7.1.	Materiais	61
3.7.2.	Elementos estruturais.....	61
3.7.3.	Espectro de resposta.....	62
3.7.4.	Ações atuantes.....	62
3.7.5.	Simplificações adotadas.....	63
3.8.	Efeitos da ação sísmica	64
3.8.1.	Análise modal	64
3.8.2.	Efeitos acidentais de torção	66
3.8.3.	Efeitos de 2ª ordem	70
4.	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EXISTENTE	73
4.1.	Avaliação das capacidades resistentes/deformação dos elementos.....	73
4.1.1.	Considerações iniciais.....	73
4.1.2.	Avaliação da capacidade de deformação dos pilares	73
4.1.3.	Avaliação da capacidade resistente dos pilares ao corte	75
4.1.4.	Avaliação da capacidade de deformação das paredes de betão	80
4.1.5.	Avaliação da capacidade resistente das paredes de betão ao corte.....	82
4.1.6.	Avaliação da capacidade de deformação das vigas	85
4.2.	Verificação da segurança	86
4.2.1.	Considerações iniciais.....	86
4.2.2.	Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos (ELLD)	88
4.2.3.	Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos (ELDS)	94
4.2.4.	Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente (ELCE)	100
5.	Conclusões e Futuros Desenvolvimentos.....	111
	BIBLIOGRAFIA E WEBGRAFIA	113
	ANEXOS	115
	Anexo 1 – Tipos de terreno (Quadro 3.1 do EC8-1).	115
	Anexo 2 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 do EC1).	116
	Anexo 3 - Espectros de resposta elástica (ação sísmica tipo 2).	117
	Anexo 4 - Dimensões dos elementos estruturais do edifício.	118
	Anexo 5 - Centro de rigidez do edifício.	121
	Anexo 6 - Deslocamentos retirados do modelo de cálculo d_e e respetivos deslocamentos reais d_s	123
	Anexo 7 - Armadura longitudinal A_s nas vigas.	124
	Anexo 8 - Taxas de armadura de tração e compressão ρ das vigas.....	128
	Anexo 9 - Armadura transversal A_{sw} nas vigas.	132

Anexo 10 - Posição da linha neutra x e momento resistente $M_{Rd,s-EC2}$ nas vigas.	134
Anexo 11 - Determinação do esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ nas vigas.	138
Anexo 12 - Determinação do esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max-EC2}$ nas vigas.	140
Anexo 13 - Armadura longitudinal A_s nos pilares e taxa de armadura das vigas ρ	142
Anexo 14 - Armadura transversal A_{sw} nos pilares.	144
Anexo 15 - Posição da linha neutra x dos pilares através do “Capacity Design”.	146
Anexo 16 - Determinação dos momentos resistentes M_{Rc} e M através do “Capacity Design”.	148
Anexo 17 - Determinação do esforço transversal condicionante nos pilares $V_{Ed, CD}$ (“Capacity Design”).	152
Anexo 18 - Determinação do esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ nos pilares.	154
Anexo 19 - Determinação do esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max-EC2}$ nos pilares.	155
Anexo 20 - Razão Momento/Esforço transversal da extremidade dos pilares.	156
Anexo 21 - Cálculo da constante k e da taxa da armadura longitudinal ρ_1 nos pilares.	158
Anexo 22 - Cálculo do valor esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ nos pilares.	160
Anexo 23 - Cálculo de v_{min} nos pilares.	164
Anexo 24 - Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{rd,c,min-EC2}$	166
Anexo 25 - Determinação da curvatura de cedência na extremidade dos pilares ϕ_y	170
Anexo 26 - Determinação da deformação de cedência θ_y nos pilares.	172
Anexo 27 - Cálculo da taxa mecânica de armadura de tração w e compressão w' dos pilares.	176
Anexo 28 - Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx}	178
Anexo 29 - Cálculo da capacidade de deformação última dos pilares θ_{um}	180
Anexo 30 - Exigências de ductilidade em deslocamento dos pilares μ_{Δ}^{pl}	184
Anexo 31 - Esforço transversal resistente cíclico $V_{r-EC8-3}$ dos pilares.	186
Anexo 32 - Esforço transversal devido ao esmagamento do betão $V_{r-EC8-3,max}$ dos pilares.	190
Anexo 33 - Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELLD.	194
Anexo 34 - Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS. ..	196
Anexo 35 - Exigências e capacidade resistência ao corte do edifício para o ELCE.	198
Anexo 36 - Razão Momento/Esforço transversal da extremidade das vigas.	200
Anexo 37 - Taxa mecânica de tração w nas vigas do edifício.	202
Anexo 38 - Taxa mecânica de compressão w' nas vigas do edifício.	204
Anexo 39 - Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx} nas vigas.	206
Anexo 40 - Cálculo da deformação de cedência θ_y nas vigas.	208
Anexo 41 - Determinação da capacidade de deformação última θ_{um} nas vigas.	210
Anexo 42 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELLD.	212
Anexo 43 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS.	214
Anexo 44 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE.	216
Anexo 45 – Projeto de Estruturas	218

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Reforço por encamisamento com betão armado [7].	33
Figura 2.2 - Reforço por encamisamento metálico [7].	33
Figura 2.3 - Reforço por encamisamento com fibras de carbono [7].	34
Figura 2.4 - Imagem representativa do isolamento sísmico da base de um edifício [8].	36
Figura 3.1 - Imagem representativa do pavimento térreo do piso do R/C.	40
Figura 3.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental [Oliveira, 2012].	48
Figura 3.3 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1) [Oliveira, 2012].	48
Figura 3.4 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2) [Oliveira, 2012].	49
Figura 3.5 - Espectros de resposta elástica recomendados para a Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente, para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5% [Silva, 2007].	51
Figura 3.6 - Espectro de resposta elástico para a estrutura em análise.	54
Figura 3.7 - Modelo estrutural do edifício em estudo, elaborado através do programa de cálculo automático SAP2000.	61
Figura 3.8 - Figura representativa da junta de dilatação F-F1 existente no projeto do edifício. ..	63
Figura 3.9 – Esquema representativo da localização do Centro de Rigidez no Piso 1.	69
Figura 3.10 – Esquema representativo do Centro de Rigidez na Cobertura.	69
Figura 3.11 - Localização dos pontos em que foram analisados os deslocamentos no Piso 1. ..	71
Figura 3.12 - Localização dos pontos em que foram analisados os deslocamentos na Cobertura.	71
Figura 4.1 - Representação da direção em que cada parede será analisada.	80
Figura 4.2 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nos pilares P1-P21 em ambos os pisos da estrutura.	89
Figura 4.3 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nos pilares P22-P42 em ambos os pisos da estrutura.	90
Figura 4.4 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nas vigas V1-V25.	92
Figura 4.5 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nas vigas V26-V45.	93
Figura 4.6 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nos pilares P1-P21.	95
Figura 4.7 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nos pilares P22-P42.	96
Figura 4.8 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas vigas V1-V25.	98

Figura 4.9 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas vigas V26-V45.	99
Figura 4.10 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares [EN 1998-1, 2010].	101
Figura 4.11 - Verificação da segurança ao ELCE dos pilares P1 a P21, em ambos os pisos da estrutura.	104
Figura 4.12 - Verificação da segurança ao ELCE dos pilares P22 a P242, em ambos os pisos da estrutura.	105
Figura 4.13 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas vigas V1-V25.	108
Figura 4.14 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas vigas V26-V45.	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Requisitos mínimos recomendados para os diferentes níveis de inspeção e testes [EN 1998-3, 2005].	14
Tabela 2.2 - Níveis de conhecimento, métodos de análise e fatores de confiança [EN 1998-3, 2005].	15
Tabela 2.3 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança [Lopes,2012].	20
Tabela 3.1 - Quadro dos pilares e das suas dimensões em ambos os pisos do edifício.	41
Tabela 3.2 - Principais características do Betão C30/37, retiradas do Quadro 3.1 do EC2.	42
Tabela 3.3 - Principais características do aço A400NR.	43
Tabela 3.4 - Coeficientes parciais relativos aos materiais estruturais para os estados limites últimos.	43
Tabela 3.5 - Valor do peso próprio das diversas componentes das cargas permanentes.	44
Tabela 3.6 - Peso médio das paredes do edifício.	45
Tabela 3.7 - Sobrecargas no edifício e coeficientes Ψ adotados.	46
Tabela 3.8 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²) nas várias zonas sísmicas [EN 1998-1, 2010].	49
Tabela 3.9 - Classes de importância para os edifícios [EN 1998-1, 2010].	50
Tabela 3.10 - Coeficientes de importância para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].	50
Tabela 3.11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].	53
Tabela 3.12 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta vertical para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].	55
Tabela 3.13 - Período e frequência dos modos de vibração da estrutura.	64
Tabela 3.14 – Período de cada modo de vibração e o seu valor multiplicado por 0,9.	65
Tabela 3.15 - Fatores de participação de massa por modo de vibração.	65
Tabela 3.16 - Dimensão de cada piso e excentricidade accidental da massa dos pisos, nas direções x e y.	66
Tabela 3.17 - Determinação da força de corte sísmica na base de cada piso.	67
Tabela 3.18 – Determinação da força horizontal atuante em cada piso.	68
Tabela 3.19 - Determinação do momento torsor accidental.	68
Tabela 3.20 - Localização do centro de rigidez para o Piso 1 e para a Cobertura.	68
Tabela 3.21 - Valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos, θ , para o piso 1 e para a cobertura, nas direções x e y.	72
Tabela 4.1 - Deformações de cedência do pilar P21 no Piso 1 da estrutura.	74
Tabela 4.2 - Deformações de cedência do pilar P21 na Cobertura da estrutura.	74
Tabela 4.3 - Determinação da capacidade de deformação última do pilar P21 no piso 1.	75
Tabela 4.4 - Determinação da capacidade de deformação última do pilar P21 na cobertura.	75

Tabela 4.5 - Taxa Momento/Esforço Transverso L_v no final da secção do pilar P21.	76
Tabela 4.6 - Determinação do esforço transverso resistente máximo no pilar P21.	76
Tabela 4.7 - Esforço transverso resistente $V_{rd,c}$ do pilar 21 no piso 1.	77
Tabela 4.8 - Esforço transverso resistente $V_{rd,c}$ do pilar 21 na cobertura.	78
Tabela 4.9 - Deformações de cedência do pilar 21 no Piso 1.	78
Tabela 4.10 - Deformações de cedência do pilar 21 na Cobertura.	78
Tabela 4.11 - Exigência de ductilidade em deslocamento do pilar P21, em ambos os pisos da estrutura.	78
Tabela 4.12 - Esforço transverso cíclico do pilar P21 no Piso 1.	79
Tabela 4.13 - Esforço transverso cíclico do pilar P21 na cobertura.	79
Tabela 4.14 - Determinação do valor do esforço transverso cíclico máximo do pilar P21 no Piso 1.	79
Tabela 4.15 - Determinação do valor do esforço transverso cíclico máximo do pilar P21 na Cobertura.	79
Tabela 4.16 - Valores da relação L_v/h para o pilar P21 em ambos os pisos da estrutura.	80
Tabela 4.17 - Deformações de cedência das paredes de betão no Piso 1 da estrutura.	81
Tabela 4.18 - Deformações de cedência das paredes de betão na Cobertura da estrutura.	81
Tabela 4.19 - Determinação da capacidade de deformação última das paredes de betão no piso 1.	81
Tabela 4.20 - Determinação da capacidade de deformação última das paredes de betão na cobertura.	81
Tabela 4.21 - Taxa Momento/Esforço Transverso L_v para cada parede de betão.	82
Tabela 4.22 - Esforço transverso resistente $V_{Rd,c-EC2}$ das paredes de betão no piso 1.	83
Tabela 4.23 - Esforço transverso resistente $V_{Rd,c-EC2}$ das paredes de betão na cobertura.	83
Tabela 4.24 - Deformações de cedência das paredes de betão no piso 1 da estrutura.	83
Tabela 4.25 - Deformações de cedência das paredes de betão no piso da cobertura.	83
Tabela 4.26 - Exigência de ductilidade em deslocamento das paredes de betão, em ambos os pisos da estrutura.	84
Tabela 4.27 - Determinação do esforço transverso cíclico $V_{r-EC8-3}$ das paredes de betão no piso 1.	84
Tabela 4.28 - Determinação do esforço transverso cíclico $V_{r-EC8-3}$ das paredes de betão na cobertura.	84
Tabela 4.29 - Força de corte máxima das paredes de betão armado no piso 1.	84
Tabela 4.30 - Força de corte máxima das paredes de betão armado na cobertura.	85
Tabela 4.31 – Cálculo da taxa de armadura mecânica de tração na viga V7.	85
Tabela 4.32 – Cálculo da taxa de armadura mecânica de compressão na viga V7.	85
Tabela 4.33 - Deformações de cedência nos três troços da viga V7.	86
Tabela 4.34 - Determinação da capacidade de deformação última nos três troços da viga V7.	86
Tabela 4.35 - Critérios de verificação dos estados limites segundo o EC8-3 [13].	87
Tabela 4.36 - Determinação do coeficiente de importância γ_1 para o ELLD.	88

Tabela 4.37 - Verificação da segurança do Pilar P21 ao Estado Limite de Limitação de Danos.	88
Tabela 4.38 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos das paredes de betão.....	91
Tabela 4.39 - Verificação da segurança à esquerda e à direita da viga V7 ao Estado Limite de Limitação de Danos.....	91
Tabela 4.40 - Verificação da segurança do Pilar P21 ao Estado Limite de Danos Significativos.	94
Tabela 4.41 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas paredes de betão da estrutura.	97
Tabela 4.42 - Verificação da segurança à esquerda e à direita da viga V7 ao Estado Limite de Danos Significativos.	97
Tabela 4.43 - Determinação do coeficiente de importância γ_1 para o ELCE.....	100
Tabela 4.44 - Força de corte para Pilar P21, no piso 1.	102
Tabela 4.45 - Força de corte para Pilar P21, na Cobertura.....	102
Tabela 4.46 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente do Pilar P21 em ambos os pisos da estrutura.	103
Tabela 4.47 - Esforço transversal atuante nas paredes de betão.	106
Tabela 4.48 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas paredes de betão.....	106
Tabela 4.49 - Verificação da segurança à esquerda e à direita dos três troços da viga V7 ao Estado Limite de Colapso Eminente.	107

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A_c - Área da secção transversal da secção

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica

A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência

A_s – Área da secção transversal da armadura

A_{s1} – Área da armadura tracionada

A_{s2} – Área da armadura comprimida

A_{sismo2} – Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 2

A_{sx} – Área de armadura dos estribos

A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso

CF - Fator de confiança.

CD – Coeficiente de distribuição

$C_{rd,c}$ – Coeficiente cujo valor está indicado no respetivo Anexo Nacional

D - Diâmetro da secção

DCH – Classe de Ductilidade Alta

DCL – Classe de Ductilidade Baixa

DCM – Classe de Ductilidade Média

EC0 – Eurocódigo 0 – Base para o Projeto de Estruturas

EC1 – Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas

EC2 – Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de betão

EC8 - Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

EC8-1 – Eurocódigo 8 - Parte 1 – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

EC8-3 – Eurocódigo 8 - Parte 3 – “*Assessment and retrofitting of buildings*”

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação

ELCE – Estado Limite de Colapso Eminente

ELDS – Estado Limite de Danos Significativos

ELLD – Estado Limite de Limitação de Danos

F_b – Força de corte sísmica na base obtida pela expressão

F_i – Força horizontal atuando no piso i

G_k – Valor característico de uma ação permanente

I_{xxi} - momento de inércia do piso i , na direção x

I_{yyi} – momento de inércia do piso i , na direção y

KL1 - Conhecimento Limitado

KL2 - Conhecimento Normal

KL3 - Conhecimento Completo

L_{cl} – Comprimento livre de um pilar

L_i – Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica

L_{pi} - Valor do comprimento da articulação plástica

L_v - Razão momento/esforço transverso na secção de extremidade

M_1 - Momentos na secção de extremidade superior dos pilares associados à formação de rótulas plásticas

M_2 – Momentos na secção de extremidade inferior dos pilares associados à formação de rótulas plásticas

M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i

$M_{rc,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico no sentido considerado da ação sísmica

$M_{Rd,EC2}$ - Momento fletor resistente calculado segundo o Eurocódigo 2

N - Esforço axial de compressão positivo

N_{ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas

P – Valor da ação do pré-esforço

P_L – Probabilidade de excedência da ação sísmica

P_{LR} – Probabilidade de excedência de referência da ação sísmica

PP – Peso Próprio

P_{tot} – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo o mesmo, na situação de projeto sísmica.

Q – Sobrecarga

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável

$Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base

R/C – Rés-do-chão

RCP – Restante Carga Permanente

REBAB - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

S - Coeficiente do solo

SC - sobrecarga

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo

$S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1

$S_{m\acute{a}x}$ - Parâmetro cujo valor se encontra indicado dos quadros 3.2 e 3.3 do Anexo Nacional.

S_{ve} - Espectro de resposta elástico vertical

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada

TA – Efeitos acidentais de torção

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

TFM – Trabalho Final de Mestrado

T_i - Valores dos períodos de vibração fundamentais

T_k - Período de vibração do modo k .

U - Descolamento na extremidade dos pilares devido ao peso próprio da estrutura

$V_{E,CD}$ – Esforço transversal obtido pela análise de acordo com o “*Capacity Design*”

V_{Ed} - Esforço transversal atuante

$V_{Rd,c-EC2}$ - Esforço transversal resistente calculado através do Eurocódigo 2

$V_{Rd,max-EC2}$ - Esforço transversal resistente máximo calculado pelo Eurocódigo 2

$V_{Rd,s-EC2}$ - Esforço transversal resistente calculado pelo Eurocódigo 2

$V_{r-EC8-3}$ - Esforço transversal resistente segundo o Eurocódigo 8-Parte 3

$V_{r,máx-EC8-3}$ - Valor de esforço transversal correspondente ao esmagamento da alma devido à compressão diagonal

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado

V_w - Contribuição da armadura de esforço transversal para a resistência ao corte

XS1 – Classe de exposição 1

Letras minúsculas latinas

a - Espelho dos degraus

a_g - Valor de cálculo da aceleração a superfície para um terreno do tipo A

a_{gR} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno

a_{vg} – Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical

b - Largura da zona comprimida.

b_0 – Largura do betão confinado

b_i - Espaçamento das armaduras longitudinais na zona central

b_w – Menor largura da secção transversal na área tracionada

c - Recobrimento do betão

d – Altura útil da secção relativamente à armadura de tração

d' – Altura útil da secção relativamente à armadura de compressão

- d_1 – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida
- d_{bl} - Diâmetro da armadura de tração
- d_e – Deslocamento de um ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
- d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos
- d_s – Deslocamento de um ponto da estrutura devido à ação sísmica de cálculo;
- e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- f – Frequência de vibração
- f_b - Tensão de cedência no betão
- f_c - Resistência à compressão do betão
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
- f_y - Tensão de cedência no aço
- f_{yw} - Resistência de cedência dos estribos
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal
- g_p - Peso próprio da parede de alvenaria por unidade de área
- g_{parede} - Peso médio da parede por unidade de área
- $g_{pdegraus}$ - Peso próprio da escadaria do edifício
- h - Altura da secção transversal
- h_0 – Comprimento do betão confinado
- h_p – altura da secção ou altura entre pisos
- k – Constante cujo valor depende da sismicidade ou
- k_1 – Coeficiente cujo valor está indicado no Anexo Nacional
- k_n – número de modos de vibração considerados

k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes

I_s - Raio de giração da massa do piso em planta

m_i – Massa do piso i

m – Massa total do edifício

n - Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida

q – Coeficiente de comportamento

q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura

r_x - Raio de torção;

s - Espaçamento da armadura transversal

s_h – Espaçamento entre estribos

x - Altura da zona comprimida

x_i - Distância do centro do pilar à extremidade do piso i , na direção x

y_i – Distância do centro do pilar à extremidade do piso i , na direção y

z - Braço interno do elemento

z_i e z_j – Altura das massas i e j , medida acima do nível de aplicação da ação sísmica

Letras minúsculas latinas

α - Fator de eficácia de confinamento

α_v - Variação de tensão no diagrama de momentos fletores

α_{cw} – 1,0 para elementos não pré-esforçados;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

γ_1 - Coeficiente de importância

$\gamma_{betão}$ - Peso volúmico do betão

γ_{el} - Coeficiente de redução elástico

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

γ_P – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

γ_{Rd} – Coeficiente que considera a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção

ε_y - Deformação de cedência

δ - Ângulo entre a diagonal e o eixo da coluna

η – Coeficiente de correção do amortecimento

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos ou ângulo dentre o eixo da peça e a direção das bielas mais comprimidas

θ_E – Valor das exigências em deformação

θ_{pl} - Parte plástica da capacidade de rotação total da corda

θ_{sd} - Capacidade de rotação da corda

θ_{um} – Valor das capacidades em deformações últimas

θ_y – Valor das deformações de cedência

λ – Fator de correção

μ_{Δ}^{pl} - Exigência de ductilidade em deslocamento

ν – Esforço normal reduzido

ν_1 – Fator de redução da resistência do betão devido à fendilhação por esforço transversal

ρ_1 - Taxa de armadura longitudinal

ρ_d - Percentagem de armadura de reforço diagonal, em cada direção diagonal, caso exista

ρ_{max} - Valor máximo da razão entre a exigência e a capacidade dos elementos estruturais sísmicos primários

ρ_{min} - Valor mínimo da razão entre a exigência e a capacidade dos elementos estruturais sísmicos primários

ρ_{sx} - Percentagem de armadura paralela à direção x do carregamento

ρ_{tot} - Percentagem de armadura longitudinal total.

ρ_w - Taxa de armadura transversal

σ_{cp} – Tensão de compressão no betão devido ao esforço normal

ϕ_y - Curvatura de cedência na extremidade do elemento

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis

ω - Percentagem mecânica de armadura de tração

ω' - Percentagem mecânica de armadura de compressão

1. INTRODUÇÃO

1.1. *Enquadramento/Âmbito do trabalho*

Optou-se por designar este trabalho como uma dissertação, pois embora apresente uma forte componente prática, tem como base toda uma vertente teórica exposta no referido documento.

Tal como tem sido verificado ao longo da história, a ocorrência de sismos intensos tem afetado muitas áreas do globo terrestre, causando danos pessoais, económicos e materiais devastadores. Estes danos devem-se, em grande parte, aos estragos excessivos nas construções e ao colapso de edifícios, pelo que a resistência sísmica das estruturas desempenha um papel de extrema importância na proteção das sociedades. No entanto, esta proteção só pode ser assegurada se a resistência sísmica das novas construções for adequada, assim como, se a vulnerabilidade dos edifícios já existentes for reduzida.

Da necessidade de uniformizar a regulamentação existente a nível europeu, surgiu, um novo conjunto de normas e regras designados Eurocódigos. Estes baseiam-se numa filosofia de dimensionamento conhecida como “*Capacity Design*”, a qual tem como objetivo evitar as roturas frágeis, aproveitando a ductilidade da estrutura e a sua capacidade de dissipação de energia.

Neste trabalho será abordado mais pormenorizadamente o Eurocódigo 8 (EC8), e em especial a Parte 3. O EC8 introduz a possibilidade de elaborar análises não lineares, estáticas e dinâmicas, as quais permitem realizar uma avaliação mais realista dos comportamentos das estruturas, representando de forma mais fiável a sua resposta quando sujeitas a ações sísmicas. Sendo assim, é possível prever de uma forma mais real as exigências de deformação plástica, de dissipação de energia e dos mecanismos de colapso que podem vir a ser originados.

É ainda necessário referir que todas as diretivas consideradas neste Trabalho Final de Mestrado foram retiradas do Eurocódigo 8, regulamento europeu atualmente em vigor.

1.2. *Objetivos do trabalho*

O Trabalho Final de Mestrado tem o intuito de complementar e finalizar a formação académica do Mestrado em Engenharia Civil, sendo aplicado ao domínio das estruturas e de todas as diversas áreas estudadas no mesmo. Pretende-se também desenvolver conhecimentos sobre o Eurocódigo 8, mais especificamente sobre a Parte 3, a qual não é abordada nas Unidades Curriculares do referido mestrado.

A necessidade de elaboração da parte 3 do EC8 resultou de um conjunto de fatores, como por exemplo, a ausência de consideração da resistência sísmica nos projetos originais da maioria das estruturas antigas e a necessidade de reparação das estruturas danificadas devido ao efeito de sismos ocorridos, que até então não tinham sido explorados nas restantes partes do EC8. Sendo assim, a Parte 3 do EC8 refere-se, essencialmente, à reparação e reforço sísmico de edifícios, garantindo que estes possuem capacidade resistente suficiente para suportar as exigências sísmicas a que poderão estar sujeitos.

O principal objetivo deste TFM é efetuar a verificação da segurança à ação sísmica de um edifício de betão armado já existente, correspondente à ampliação de uma escola localizada no município da Ribeira Grande, Ilha de São Miguel, Açores. Esta verificação será efetuada utilizando a metodologia proposta na Parte 3 do EC8, mais especificamente o método do coeficiente de comportamento.

Uma vez que a estrutura em análise foi dimensionada de acordo com a anterior regulamentação (REBAB e RSA), ou seja, sem seguir as disposições específicas apresentadas nos novos regulamentos europeus, Eurocódigos, pretende-se saber e estudar qual o seu comportamento quando sujeita a uma força sísmica.

Sendo assim, para tal será utilizado como ferramenta o *software* de cálculo automático SAP2000, onde se irá introduzir a estrutura em análise, assim como a ação sísmica a que estará sujeita, conseguindo-se então prever o comportamento sísmico do referido edifício.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação é constituída por cinco capítulos, expondo-se no primeiro capítulo um breve enquadramento do tema escolhido, os objetivos do trabalho e a sua estrutura.

O capítulo 2 é maioritariamente teórico, sendo que, aborda vários aspectos, tais como: o comportamento sísmico de edifícios de betão armado e todas as suas condicionantes; a vulnerabilidade sísmica do mesmo tipo de edifícios; os vários aspectos envolvidos na avaliação sísmica de edifícios de betão armado, segundo o EC8-3, mais especificamente, distinguem-se os três estados limites definidos na norma referida, assim como os critérios a ter em conta aquando da avaliação da segurança de uma estrutura. Para além disso, diferenciam-se também os cinco métodos de análise preconizados na parte 3 do EC8. O segundo capítulo refere ainda algumas soluções de intervenção ou reforço estrutural, a nível dos próprios elementos ou do sistema na sua globalidade.

No capítulo 3 é feita uma descrição do edifício em estudo onde se apresentam, por exemplo, as suas características estruturais, os materiais utilizados e as ações actuantes na estrutura.

Apresenta-se ainda uma descrição dos muitos passos dados de forma a fazer a modelação e análise do edifício em estudo.

O quarto capítulo desta dissertação encontra-se dividido em duas partes, em que na primeira é feita a avaliação das capacidades resistentes e de deformação dos elementos estruturais presentes no edifício (pilares, vigas e paredes de betão), apresentando-se os cálculos efectuados para tal. Na segunda parte é feita a verificação da segurança dos mesmos elementos aos Estados Limites descritos no EC8-3, através da comparação entre as capacidades e as exigências a que estão sujeitos.

Por último, no capítulo 5 apresentam-se as conclusões retiradas e as considerações finais.

2. INTRODUÇÃO TEÓRICA

2.1. *Comportamento sísmico de edifícios de betão armado*

Atualmente, o betão armado é o material mais utilizado na construção civil, em particular nos países desenvolvidos, como é o caso de Portugal, sendo, por isso, necessário dar especial atenção a este tipo de estruturas.

Nas regiões sísmicas é essencial que os projetos de edifícios de betão armado tenham em consideração determinados aspetos que podem condicionar o comportamento destas estruturas, quando sujeitas a ações sísmicas, tais como a conceção e modelação da mesma, o tipo de solo de fundação ou ainda a idade da própria estrutura.

Uma ação sísmica pode ser traduzida por um conjunto de deslocamentos dinâmicos ou por uma quantidade de energia transmitida à estrutura [Silva, 2007]. Pretende-se que a estrutura tenha a capacidade de suportar as várias exigências associadas a este fenómeno, de modo a que não ocorram quaisquer tipos de danos, materiais ou pessoais.

Sendo assim, o comportamento sísmico dos edifícios é de extrema importância no que se refere ao projeto e realização dos mesmos. Este comportamento pode ser significativamente influenciado por determinadas condições externas e internas do próprio edifício.

Condições externas: Tal como o próprio nome indica, estas são condições que não se relacionam apenas com o edifício, mas também com o que o rodeia. Sendo elas [Bhatt,2007]:

- Relação com os edifícios adjacentes: Através da análise dos efeitos causados em edifícios, por sismos passados, foi possível verificar que a ação sísmica provoca maiores danos nos edifícios isolados, nos de topo das bandas, nos de gaveto de quarteirões e nos edifícios em contacto com outros de diferentes dimensões.
- Topografia local: O terreno de implantação do edifício tem um impacto muito significativo na resposta sísmica da estrutura, uma vez que os edifícios construídos nas encostas ou nas suas redondezas ficam sujeitos a serem arrastados ou soterrados no caso de ocorrer o escorregamento global da encosta. Este risco existe devido aos sismos que provocam acelerações na massa de solo da encosta, originando forças de inércia que aumentam a tendência da massa para deslizar. Sendo assim, deve-se optar por fazer a implantação de edifícios em terrenos planos e afastados de grandes declives. Caso isso não seja possível, deve-se então estabilizar a encosta de modo a impedir o seu deslizamento.

É importante também referir que a implantação de edifícios em vales deve ser muito bem estudada, pois, nestas zonas a ação sísmica tende a ser amplificada devido à

existência de camadas aluvionares, e a capacidade resistente das fundações pode diminuir devido à liquefação do solo.

Outros locais a evitar são as zonas de falhas ativas uma vez que a intensidade das vibrações sísmicas é maior junto ao ponto de origem, e porque as fundações do edifício não suportariam o deslocamento diferencial ocorrido na falha.

Por fim, deve também ser evitada a implantação de construções em locais onde o nível freático seja elevado, pois podem ocorrer problemas nas fundações ou de transmissão de esforços ao terreno, e na orla costeira onde existe um elevado risco de inundações ou de *tsunamis*, sendo que estes últimos originam-se devido à ocorrência de um sismo na placa oceânica.

Condições internas: Estas são as condições que se relacionam diretamente com a estrutura resistente do edifício. São as seguintes [Bhatt,2007]:

- Materiais utilizados: Para obter um bom comportamento estrutural, é preciso ter em conta os materiais adotados. Em Portugal, os materiais mais utilizados são o betão e o aço, sendo que estes têm uma diferente influência na estrutura, aquando da ocorrência de um sismo. Numa estrutura de betão armado, o aço, tendo um peso mais baixo que betão, apresenta uma massa mais pequena e como tal, para este material, o sismo não é a ação mais desfavorável. No entanto, o betão armado apresenta um peso superior o que faz com que a massa seja maior e, por este motivo, a ação sísmica tem um maior impacto neste tipo de estruturas.

- Sistemas estruturais: Os sistemas estruturais mais utilizados são a estrutura em pórtico, a estrutura mista e a estrutura parede. O primeiro era mais aplicado em edifícios baixos (menos de dez pisos), apresentando uma boa resistência sísmica, no entanto, neste tipo de sistema estrutural, é sempre necessário ter em atenção a rigidez e a resistência relativa entre vigas e pilares, uma vez que se as vigas apresentarem uma maior resistência que os pilares a que se encontram ligadas, estes poderão colapsar antes das vigas, o que poria em causa toda a estabilidade estrutural e levaria à ocorrência de colapsos bruscos. À medida que os edifícios foram crescendo em altura e que o RSA entrou em vigor, regulamentando forças sísmicas maiores, passou-se a optar pelas estruturas mistas. Estas são estruturas em pórtico fortalecidas com paredes ou núcleos de betão armado, os quais se localizam, normalmente, nas caixas de escadas ou de elevadores. Este reforço permite aumentar a resistência deste sistema estrutural às ações horizontais, assim como controlar os deslocamentos horizontais da estrutura e a sua distribuição em altura. As paredes provocam ainda uma uniformização dos deslocamentos horizontais entre pisos.

Por último, a estrutura parede é um sistema estrutural em que os elementos resistentes verticais são paredes de betão armado. Apesar de este sistema ser uma boa opção para edifícios altos, pois permite-lhes obter uma maior resistência às ações horizontais, é pouco aplicado, uma vez que não é muito compatível com as soluções arquitetónicas mais comuns.

- Ligação entre elementos: Este é um fator importante para o comportamento estrutural, dado que uma boa ligação entre os elementos resistentes da estrutura permite uma melhor distribuição de esforços e confere também uma maior ductilidade à estrutura. Um exemplo de uma ligação deficiente entre os elementos são as que se encontram nas estruturas pré-fabricadas, apresentando, por isso, um fraco comportamento e resistência sísmica.

- Graus de redundância: A redundância está relacionada com o número de ligações que a estrutura tem a mais do que as necessárias para equilibrar as cargas aplicadas [Bhatt, 2007]. Quanto maior for o grau de redundância maior poderá ser a redistribuição de esforços numa estrutura, bem como a capacidade de propagação de dissipação de energia ao longo dessa mesma estrutura.

- Uniformidade em planta: De forma a obter uniformidade em planta, é necessário proceder a uma distribuição regular dos elementos estruturais resistentes. Caso contrário, em determinadas zonas, tais como as linhas de pórticos ou as linhas de paredes resistentes, é possível verificar uma acentuada concentração de esforços, a qual se pode corrigir colocando vigas e lajes de modo a haver uma melhor redistribuição nestes elementos.

- Simetria em planta: Esta é uma condição interna importante, pois nas estruturas com plantas assimétricas é mais difícil calcular a distribuição dos esforços nos vários elementos estruturais. Deve ser também evitada uma distribuição assimétrica da rigidez ou da massa em planta, uma vez que as exigências de ductilidade são maiores nos elementos mais afastados do centro de rigidez, devido aos efeitos de torção. Sendo assim, uma forma eficaz de reduzir os efeitos de torção, baseia-se na colocação simétrica dos elementos resistentes.

- Retangularidade em planta: Uma estrutura com forma retangular em planta e com dimensões parecidas em ambas as direções apresenta, de facto, um melhor comportamento sísmico, quando comparada com uma estrutura que seja demasiado alongada ou que tenha uma dimensão maior que a outra. Esta última apresenta ainda problemas de flexão, o que pode resultar em efeitos de torção no comportamento do edifício.

- Continuidade e regularidade em altura: As descontinuidades existentes ao longo da altura de uma estrutura poderão causar tensões ou forças concentradas, aumentar as exigências de ductilidade nesses locais, provocar efeitos devidos à torção ou ainda alterar as características dinâmicas da própria estrutura, sendo, por isso, importante que a rigidez dos edifícios seja uniforme e contínua em altura. Para que isto aconteça, torna-se necessário evitar um conjunto de situações, sendo elas:
 - Irregularidade de planta em altura;
 - Aparecimento de descontinuidades nas estruturas resistentes quando se passa de um andar para outro abaixo;
 - Alteração significativa das secções dos elementos resistentes de andar para andar;
 - Alterações importantes da altura ou pé direito dos andares;
 - Aparecimento e/ou desaparecimento súbito de elementos considerados não resistentes (paredes de alvenaria) ou de elementos resistentes não considerados diretamente no estudo do comportamento;
 - Introdução súbita de massas adicionais em dado andar.

- Fundações: Relativamente à ligação entre as fundações e a superestrutura, o seu projeto e construção deverá garantir que a excitação a que está sujeita devido ao sismo seja uniforme, assim como evitar assentamentos diferenciais.

- Ductilidade: Quanto maior for a força de compressão que atua nos elementos de betão armado, menor é a sua ductilidade.

2.2. *Vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado*

Atualmente, os novos edifícios a serem construídos, e todas as novas estruturas de um modo geral, têm em consideração a resistência sísmica pois, para além de se estar a atuar no sentido de melhorar o desempenho das estruturas e de garantir a segurança, não só do próprio edifício como, principalmente, dos seus habitantes, também se estão a respeitar os novos regulamentos europeus, Eurocódigos, que dão um maior ênfase a este aspeto.

No entanto, em muitas cidades, tal como é o caso de Lisboa, existe uma grande quantidade de edifícios antigos, os quais não foram dimensionados e construídos de acordo com as novas exigências e, como tal, apresentam falhas preocupantes ao nível do seu comportamento sísmico, correndo um maior risco de colapso perante uma ação sísmica. De modo a evitar o colapso destes edifícios, é necessário reduzir a sua vulnerabilidade, a qual, em alguns casos, é bastante significativa.

Esta redução poderá ser conseguida, essencialmente, através da adoção de medidas de reabilitação dessas estruturas mais antigas. É importante realçar o facto de que a

vulnerabilidade das estruturas não é uma noção absoluta, pois determinado edifício poderá ser vulnerável a um tipo de ação sísmica, mas resistente a outro. Sendo assim, o comportamento sísmico da estrutura depende não apenas da ação sísmica a que será sujeita, mas também das características da própria estrutura.

Alguns dos fatores que influenciam a vulnerabilidade dos edifícios são os seguintes [3]:

- Ausência de dimensionamento sísmico específico ou de conceção e dimensionamento adequados;
- Baixa ductilidade dos elementos de betão armado por insuficiência ou ausência de confinamento dos varões da armadura longitudinal, em especial nos nós viga-pilar;
- Concentração de esforços em zonas localizadas devido a irregularidades;
- Existência de pisos vazados sem paredes resistentes;
- Interação da estrutura com paredes não-estruturais que pode induzir esforços de torção e concentrações de tensões não previstos;
- Elevada flexibilidade de alguns edifícios sem consideração das distâncias adequadas entre edifícios;
- Ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados;
- Os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia da região ou da época de construção da obra.

Tal como se tem verificado muitas vezes, e em inúmeros países, a vulnerabilidade dos edifícios de betão armado, especialmente dos mais antigos, pode se tornar num aspeto muito preocupante, que pode resultar em danos materiais, económicos e pessoais bastante gravosos, sobretudo perante a combinação dos vários fatores apresentados anteriormente.

2.3. *Avaliação sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8 - Parte 3*

2.3.1. **Considerações iniciais**

A parte 3 do Eurocódigo 8 refere-se, essencialmente, à avaliação e reforço sísmico de edifícios, com o objetivo de garantir que estes possuem capacidade resistente suficiente para suportar as exigências sísmicas a que poderão estar sujeitos. Uma vez que a parte 1 deste mesmo Eurocódigo refere-se às regras gerais, à ação sísmica e às regras para edifícios, a parte 3 vem complementar esta parte, já existente, resultando num conjunto de normas e diretivas mais abrangente e complexo.

2.3.2. Exigências de desempenho para estruturas existentes

2.3.2.1. Estados Limite

A parte 3 do Eurocódigo 8 define três estados limite (LS – “Limit States”), que se referem ao estado de degradação apresentado pela estrutura, estando caracterizados do seguinte modo [EN 1998-3, 2005]:

- Estado Limite de Colapso Eminente – ELCE (NC – “*Near Colapse*”) – A estrutura encontra-se gravemente danificada, com resistência e rigidez residuais baixas. Apesar de os elementos verticais ainda serem capazes de suportar as cargas verticais a que estão sujeitos, a maioria dos elementos não estruturais já colapsou. Verificam-se ainda grandes deformações permanentes. Muito provavelmente, a estrutura já não consegue suportar outra ação sísmica, mesmo que esta fosse de intensidade moderada.
- Estado Limite de Danos Severos – ELDS (SD – “*Significant Damage*”) – A estrutura apresenta danos significativos, mas com alguma resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais conseguem suportar as cargas gravíticas, contudo, os componentes não estruturais encontram-se danificados, à exceção das divisórias e dos enchimentos que não colapsaram. Estão presentes deslocamentos permanentes moderados, que fazem com que não seja economicamente viável recuperar a estrutura. Apesar disto, a estrutura ainda seria capaz de suportar uma ação sísmica, caso esta fosse de intensidade moderada.
- Estado Limite de Limitação de Danos - ELLD (DL – “*Damage Limitation*”) – São visíveis apenas danos ligeiros, especialmente nos elementos estruturais, mantendo, por isso, a sua resistência e rigidez. Os componentes não estruturais, como por exemplo, os enchimentos e as divisórias, poderão apresentar alguma fendilhação, mas de fácil e económica reparação. Como tal, a estrutura não apresenta deformações permanentes nem necessita de qualquer reparação significativa.

Compete às Autoridades Nacionais decidir se se devem verificar os três Estados Limites, dois ou se apenas um deles, sendo que essa escolha deve constar no Anexo Nacional de cada país.

Os níveis de proteção, também definidos pelas Autoridades Nacionais, são conseguidos através da seleção, para cada um dos Estados Limites, de um período de retorno para a ação sísmica de dimensionamento. Estes períodos de retorno encontram-se igualmente no Anexo Nacional específico de cada país, sugerindo-se os seguintes valores:

- ELCE: 2475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos.

- ELDS: 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- ELLD: 225 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

2.3.2.2. Níveis de Conhecimento

Na avaliação da resistência sísmica de estruturas existentes, a informação de base necessária deverá ser recolhida de uma variedade de fontes, tais como: documentação disponível sobre o edifício em estudo, informação relevante existente, inspeções locais e, na maioria dos casos, de ensaios *in-situ* ou testes realizados em laboratório. Devem ser feitas comparações entre a informação recolhida de modo a conseguir uma uniformização dos resultados e minimizar as incertezas.

De um modo geral, a informação para a avaliação estrutural deve abordar os seguintes aspetos:

- Identificação do sistema estrutural e da sua concordância com os critérios de regularidade dispostos na parte 1 do Eurocódigo 8, art.º4.2.3. A informação deverá ser recolhida através de inspeções locais ou de desenhos originais de projeto ainda disponíveis. Neste último caso, informação sobre eventuais modificações estruturais desde a construção deve ser igualmente obtida;
- Identificação do tipo de fundação da estrutura;
- Identificação das condições do solo, de acordo com a classificação presente no art.º 3.1 do EC8-1;
- Dimensões e propriedades dos elementos estruturais, características mecânicas dos materiais constituintes, e estado de conservação;
- Informação sobre os defeitos dos materiais e pormenorização inadequada;
- Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico utilizado no projeto inicial, incluindo o valor do coeficiente de comportamento q^1 , caso seja aplicável;
- Descrição da presente, ou planeada, utilização para o edifício, com identificação da sua classe de importância de acordo com o art.º 4.2.5 da parte 1 do Eurocódigo 8;
- Reavaliação das ações impostas tendo em consideração a utilização do edifício;
- Informação sobre o tipo e extensão dos danos estruturais, anteriores e presentes, se alguns existirem, incluindo medidas de reparação prévias.

A parte 3 do EC8 define três níveis de conhecimento, que refletem a quantidade e qualidade da informação recolhida:

¹ Este coeficiente de comportamento q será abordado numa fase posterior do trabalho.

- KL1: Conhecimento Limitado (“*Limited knowledge*”);
- KL2: Conhecimento Normal (“*Normal knowledge*”);
- KL3: Conhecimento Completo (“*Full knowledge*”).

O nível de conhecimento sobre a estrutura em estudo é definido como o conjunto de toda a informação adquirida e disponível, contemplando os seguintes fatores gerais:

- Geometria: propriedades geométricas do sistema estrutural, assim como dos elementos não estruturais que poderão afetar a resposta estrutural;
- Detalhes: pormenores construtivos que incluem a quantidade e pormenorização das armaduras do betão armado, ligações entre elementos de aço, ligações do piso à estrutura lateral resistente, juntas de argamassa das alvenarias e a natureza dos elementos de reforço na alvenaria;
- Materiais: propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Tendo em conta estes três fatores, define-se, de seguida, de um modo mais aprofundado, cada um dos níveis de conhecimentos:

- KL1: Conhecimento Limitado: Este nível de conhecimento corresponde ao seguinte estado de conhecimento:
 - a) Geometria: A geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos é conhecida através das pesquisas efetuadas ou através dos desenhos originais utilizados na construção inicial ou nas modificações subsequentes;
 - b) Detalhes: Os detalhes da estrutura não são conhecidos através dos desenhos da construção, mas poderão ser estimados com base numa simulação de dimensionamento de acordo com a prática comum na altura da construção;
 - c) Materiais: Não se encontra disponível qualquer informação direta sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção, quer seja através das especificações originais do projeto ou através dos relatórios dos testes iniciais.

A informação recolhida deverá ser suficiente para realizar verificações locais da capacidade dos elementos e para proceder ao modelo de análise linear e, para este nível de conhecimento, a avaliação estrutural deverá ser realizada através de métodos de análise linear, tanto estática como dinâmica.

- KL2: Conhecimento Normal: Este nível de conhecimento corresponde ao seguinte estado de conhecimento:

- a) Geometria: Tal como acontece para o KL1, a geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos é conhecida através de uma exaustiva pesquisa ou através dos desenhos originais utilizados na construção inicial ou nas modificações subsequentes;
- b) Detalhes: Os detalhes estruturais são conhecidos tanto através das inspeções *in-situ* como através dos desenhos incompletos da construção;
- c) Materiais: A informação relativa às propriedades mecânicas dos materiais de construção encontra-se disponível tanto através dos muitos testes *in-situ* como das especificações de dimensionamento originais.

A informação recolhida deverá ser suficiente para realizar verificações locais da capacidade dos elementos e para proceder ao modelo de análise linear e não linear. Por último, para este nível de conhecimento, a avaliação estrutural deverá ser realizada através de métodos de análise linear ou não linear, tanto estática como dinâmica.

- KL3: Conhecimento Completo: Este nível de conhecimento corresponde ao seguinte estado de conhecimento:
 - a) Geometria: A geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos é conhecida através da pesquisa efetuada ou através de todos os desenhos originais utilizados na construção inicial ou nas modificações subsequentes;
 - b) Detalhes: Os detalhes estruturais são conhecidos tanto através das inspeções *in-situ* como através de todos os desenhos detalhados da construção;
 - c) Materiais: Encontra-se disponível a informação sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção utilizados, quer através de justificados testes *in-situ*, como dos relatórios dos testes originais.

De acordo com a cláusula 3.4.3.4 (1), a classificação dos níveis de inspeção e testes depende da percentagem de elementos estruturais cujos detalhes deverão ser analisados, bem como do número de amostras de material, por piso, que deverão ser testadas.

No Anexo Nacional encontra-se a informação referente à quantidade de inspeções e testes a ser realizada, tal como os casos especiais em que essa quantidade deverá aumentar. Para as situações comuns, os valores mínimos recomendados são os que se apresentam na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Requisitos mínimos recomendados para os diferentes níveis de inspeção e testes [EN 1998-3, 2005].

Nível de inspeção de testes	Inspeção (dos detalhes)	Testes (dos materiais)
	Para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede):	
	Percentagem de elementos verificados para os detalhes	Amostras de materiais, por piso
Limitado	20	1
Extenso	50	2
Total	80	3

O nível de conhecimento obtido permite escolher qual o método de análise admissível e o valor do fator de confiança adequado (estipulado no Anexo Nacional de cada país), tal como ilustrado na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Níveis de conhecimento, métodos de análise e fatores de confiança [EN 1998-3, 2005].

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análise	Fator de confiança
KL1	Desenhos originais de projeto e inspeção visual ou inspeção completa	Dimensionamento de acordo com a prática relevante e inspeções <i>in-situ</i> limitadas	Valores retirados das normas da época e ensaios <i>in-situ</i> limitados	Análise estática linear ou Análise dinâmica linear	1,35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspeções <i>in-situ</i> limitadas ou inspeções <i>in-situ</i> mais extensas	Especificações originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Todas	1,2
KL3		Desenhos originais associados a inspeções <i>in-situ</i> limitadas ou Inspeções exaustivas <i>in-situ</i>	Relatório original de testes e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios exaustivos <i>in-situ</i>	Todas	1,0

É importante ainda referir que os fatores de confiança apresentados na tabela 2.2 irão influenciar as propriedades dos materiais que serão utilizados no cálculo da capacidade, quando esta capacidade é comparada com as exigências para a verificação da segurança. Neste caso, os valores médios obtidos através de ensaios *in-situ* ou de fontes adicionais de informação, deverão ser divididos pelos fatores de confiança, tendo em conta o nível de conhecimento adequado.

Contudo, numa análise elástica linear, quando são considerados mecanismos de rotura frágil, a parte 3 do EC8 explicita que o valor médio das propriedades dos materiais deverá ser multiplicado pelo fator de confiança em casos em que a resposta, para o mecanismo frágil, é avaliada por equilíbrio local do elemento estrutural.

Ao estudar a tabela 2.2 e sabendo que o nível de conhecimento da obra do edifício em estudo é o KL3, pois foi uma obra pública e recente, cujos materiais foram todos ensaiados e

fiscalizados, e todo o projeto original está disponível, pode se concluir que o fator de confiança adequado é o 1,0.

2.3.3. Critérios de avaliação

A avaliação é um procedimento quantitativo que permite verificar se um edifício existente, danificado ou não, satisfará os estados limites impostos, adequados à ação sísmica em consideração. Os critérios de avaliação são estabelecidos com base na comparação entre as capacidades dos elementos estruturais e as exigências sísmicas, sendo que estas exigências deverão tomar valores inferiores aos das capacidades correspondentes.

Na parte 3 do Eurocódigo 8, esta avaliação é efetuada em edifícios individuais, e não a um grupo de edifícios nem às populações, de modo a decidir se é necessário proceder à intervenção estrutural ou à projeção de medidas de reabilitação. A avaliação referida deverá ser realizada por meio dos métodos gerais de análise, descritos e explicados no EC8 – Parte 1, com as modificações necessárias de forma a abranger os problemas específicos associados à própria avaliação.

Sempre que possível, o método utilizado deverá incorporar informação sobre o comportamento observado no mesmo tipo de edifícios ou semelhantes, durante sismos anteriormente ocorridos.

2.3.3.1. Ação Sísmica e Combinação Sísmica de Ações

Os modelos básicos para a definição da ação sísmica e da combinação de ações estão definidos na parte 1 do EC8, sendo descritos nesta dissertação nas secções 3.3 e 3.4. É também feita referência, em particular, ao espectro de resposta elástico adequadamente modificado por um fator de escala, dependendo dos valores de cálculo da aceleração do solo, estabelecidos para a verificação dos diferentes Estados Limites. Aplicam-se ainda as representações alternativas em termos de registos reais ou acelerogramas artificiais.

No método do coeficiente de comportamento, o espectro de projeto para a análise linear é obtido tendo em conta o art.º 3.2.2.5 do EC8-1, sendo que o valor do coeficiente de comportamento é $q=1,5$ e $q=2,0$ para estruturas de betão armado e aço, respetivamente, independentemente do tipo estrutural do edifício em questão. Maiores valores de q poderão ser adotados, se assim se justificar, com referência à ductilidade local e global, a qual é avaliada de acordo com o disposto no EC8-1 [EN 1998-3, 2005].

A ação sísmica de projeto deverá ser combinada com as ações permanentes e variáveis adequadas, tendo em consideração o art.º 3.2.4 da parte 1 do EC8.

2.3.3.2. Modelo Estrutural

O modelo estrutural deverá ser estabelecido tendo por base a informação recolhida, e deverá ser tal que os efeitos das ações para a combinação sísmica possam ser determinados em todos os elementos estruturais. Todas as disposições da parte 1 do EC8, referentes à modelação estrutural e aos efeitos de torção deverão ser aplicadas sem quaisquer modificações.

A resistência e a rigidez dos elementos estruturais secundários face às ações laterais podem, em geral, ser desprezadas, no entanto, todos estes elementos deverão ser verificados para as cargas gravíticas e para os deslocamentos de dimensionamento sísmico, considerando adequadamente os efeitos de 2.^a ordem. A consideração destes elementos no modelo estrutural global é aconselhável quando análises não lineares são utilizadas.

A escolha dos elementos considerados como secundários pode variar consoante os resultados obtidos numa análise preliminar, mas, em caso algum, a sua seleção deverá alterar a classificação da estrutura de não regular para regular, de acordo com o definido no EC8-1.

2.3.3.3. Métodos de Análise da ação sísmica

A determinação dos efeitos das ações para a combinação sísmica pode ser avaliada através de um dos seguintes métodos:

- Análise estática linear (forças estáticas);
- Análise dinâmica linear (espectro de resposta);
- Análise estática não linear (*pushover*);
- Análise dinâmica não linear (tempo-história);
- Método do coeficiente de comportamento q .

Exceto no método do coeficiente de comportamento, a ação sísmica a ser utilizada deverá corresponder ao espectro de resposta elástico, ou à sua representação alternativa equivalente.

Os métodos de análise acima expostos são aplicados tendo em consideração um conjunto de condições, com exceção das estruturas de alvenaria, para as quais deverão ser utilizados métodos adequados às particularidades deste tipo de estrutura.

As condições de aplicabilidade dos métodos de análise lineares são dadas no EC8-1, no entanto, a parte 3 deste mesmo Eurocódigo dita ainda que o valor máximo aceitável da razão entre os valores máximo e mínimo da razão entre exigência (D- “*Demands*”) e capacidade (C- “*Capacity*”) em flexão ($\rho=D/C$) nos elementos primários dúcteis da estrutura estará entre 2 e 3, isto é, $2 < \frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} < 3$.

Relativamente aos elementos frágeis, é estipulado que a capacidade deverá ser maior que a exigência, sendo esta obtida a partir da análise, ou com base na resistência dos elementos dúcteis adjacentes, dependendo se para estes $D/C < 1$ ou $D/C > 1$.

Para se utilizar o método de análise estática não linear, a estrutura deverá estar sujeita a forças gravíticas constantes, assim como a um carregamento horizontal monotónico crescente. Os edifícios que não respeitem os critérios de regularidade apresentados na parte 1 do EC8, deverão ser analisados considerando modelos espaciais, ao passo que para os edifícios que satisfaçam esses requisitos, a análise poderá ser efetuada utilizando dois modelos planos, um para cada uma das direções principais da estrutura.

Os procedimentos considerados na avaliação da curva de capacidade e do deslocamento objetivo, assim como a consideração dos efeitos de torção, são definidos na Parte 1 do EC8. O mesmo se verifica para a metodologia utilizada na realização de análises dinâmicas não lineares, e para o procedimento considerado na combinação das componentes da ação sísmica.

Dos cinco métodos apresentados, neste trabalho, optou-se por aplicar o método do coeficiente de comportamento.

2.3.3.4. Verificação da Segurança

Quando se pretendem determinar as exigências através dos métodos de análise linear (estática ou dinâmica), na verificação da segurança dos elementos estruturais deve ser feita a distinção entre componentes ou mecanismos frágeis e dúcteis. Os elementos frágeis são elementos estruturais submetidos a mecanismos de esforço transversal e os elementos dúcteis são elementos sujeitos a mecanismos de flexão composta e/ou simples.

Nos elementos dúcteis, essa verificação é feita de forma implícita através da satisfação dos critérios de aplicabilidade da análise linear, enquanto que os componentes ou mecanismos frágeis devem ser verificados considerando o valor das exigências D em duas situações diversas [EN 1998-3, 2005]:

- O valor resultante da análise, caso os elementos dúcteis com capacidade C , avaliada com base nos valores médios das propriedades dos materiais, respeitem a condição $D/C \leq 1$;
- A capacidade dos componentes dúcteis, avaliada utilizando os valores médios das propriedades dos materiais multiplicados pelo fator de confiança, tendo em consideração o nível de conhecimento obtidos, se $D/C > 1$, sendo D as exigências e C as capacidades, como referido anteriormente;

No entanto, para o caso de se utilizarem métodos de análise não-linear (estática ou dinâmica), as exigências nos elementos estruturais, dúcteis ou frágeis, deverão ter por base os valores obtidos da análise.

No cálculo das capacidades, quer em elementos frágeis quer em dúcteis, deve ser tida em consideração a informação presente nos Anexos relativos aos diferentes materiais.

De seguida, apresenta-se na tabela 2.3, um resumo relativamente aos critérios considerados na análise e verificação da segurança. Mais especificamente, esta tabela resume a seguinte informação:

- Os valores das propriedades dos materiais a serem adotados aquando da avaliação, tanto das exigências como das capacidades, dos elementos para qualquer tipo de análise;
- Os critérios a serem seguidos para a verificação da segurança dos elementos dúcteis e frágeis, para todos os tipos de análise.

Tabela 2.3 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança [Lopes,2012].

		Modelo linear		Modelo não linear		Fator comportamento - q		
		Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade	
Tipo de elemento ou mecanismo	Dúctil	Aceitação do modelo linear (para a verificação do valor $\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$).		Da análise. Usar valores médios das propriedades no modelo.	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididas pelo CF e pelos fatores parciais.	Da análise.	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididos por CF e pelos fatores parciais.	
		Da análise. Com valores médios.	Em termos de resistência. Valores médios.					
		Verificações (se o modelo linear aceite).						
		Da análise.	Em termos de deformação. Usar os valores os valores médios divididos pelo CF.					
	Frágil	Verificações (se o modelo linear aceite).			Da análise. Usar valores médios das propriedades no modelo.	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididas por CF e pelos fatores parciais.		De acordo com a Parte 1 do Eurocódigo 8
		Se $\rho_i \leq 1$: da análise	Em termos de deformação. Usar os valores médios divididos por CF.					
	Se $\rho_i > 1$: Por equilíbrio com a resistência dos resultados. Usar valores médios multiplicados pelo CF.							

2.3.4. Métodos de análise

Tal como já foi anteriormente referido nesta dissertação, o EC8-3 apresenta cinco métodos de análise que permitem fazer a verificação à segurança sísmica das estruturas, determinando quais os efeitos que essa ação terá na estrutura, e cuja aplicação depende das características estruturais dos edifícios, sendo eles:

- Estática linear (forças estáticas);
- Dinâmica linear (espectro de resposta);
- Estática não linear (*pushover*);
- Dinâmica não linear (tempo-história);
- Método do coeficiente de comportamento q .

2.3.4.1. *Análise estática linear*

Este é um método que através de um conjunto de forças laterais, aplicado cada um nas duas direções ortogonais horizontais, tem como objetivo simular as forças de inércia máximas provocadas pela componente horizontal da ação sísmica.

Segundo o estipulado na parte 1 do EC8, a análise estática linear pode ser aplicada às estruturas cuja resposta não seja muito afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados relativamente ao modo fundamental em cada direção principal. Este requisito só é satisfeito se as seguintes condições também o forem:

- Os valores dos períodos de vibração fundamentais T_i nas duas direções principais deverão ser inferiores aos resultados obtidos na equação 2.1:

$$T_i \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad [2.1]$$

em que T_c é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

- Os edifícios em análise deverão satisfazer os critérios de regularidade em altura apresentadas no art.º 3.2.2.2 do EC8-Parte 1.

2.3.4.2. *Análise dinâmica linear*

A análise dinâmica linear é um método de análise que utiliza a semelhança existente entre a resposta de osciladores com vários graus de liberdade e a resposta de osciladores com apenas um grau de liberdade, de modo a conseguir, através de espetros de resposta, quantificar os valores máximos da resposta de um oscilador com vários graus de liberdade.

Um espectro de resposta representa graficamente o valor máximo da resposta, em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações, ou de outras dimensões, de vários osciladores lineares de apenas um grau de liberdade, com o mesmo valor do coeficiente de amortecimento, quando sujeitos a uma determinada ação sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria ou período de vibração dos osciladores, sendo diferente para cada um deles.

De acordo com o EC8-1, este método de análise deve ser aplicado em edifícios que não satisfaçam as condições definidas para o método de análise estática linear, e deverão ainda ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Para tal, deverá ser demonstrada umas das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa total da estrutura;

- Todos os modos com massas modais superiores a 5% da massa total são considerados.

Caso se utilize um modelo espacial, as condições anteriormente apresentadas deverão ser verificadas para cada direção considerada. No entanto, se não se verificarem, deverá ser tido em conta, numa análise espacial, um número k_n de modos que satisfaça as condições 2.2 e 2.3:

$$k_n \geq 3 \times \sqrt{n} \quad [2.2]$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad [2.3]$$

Em que:

k_n - Número de modos considerados;

n - Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

T_k - Período de vibração do modo k .

2.3.4.3. *Análise estática não linear*

Este é um tipo de análise em que as estruturas são sujeitas a cargas gravíticas e a cargas horizontais incrementais de crescimento monotónico. Existem três métodos de análise diferentes [Lopes, 2012]:

- Método do espectro de capacidade resistente ATC-40;
- Método do coeficiente de deslocamento FEMA-273 / FEMA-356;
- Método N2 – Eurocódigo 8.

Tendo em consideração o que se encontra descrito na parte 1 do EC8, a análise estática não linear é um método que poderá ser aplicado em edifícios existentes e em construções novas, para verificar o desempenho estrutural, mais especificamente, para os seguintes efeitos:

- Verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência α_u/α_1 ;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados para efeitos do EC8-3;
- Como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento q .

Para os edifícios de pequena altura de alvenaria, em que o comportamento estrutural das suas paredes é influenciado pelo esforço de corte, cada piso poderá ser analisado separadamente.

Este critério é permitido se o número de pisos do edifício for inferior ou igual a três e se a esbelteza média (altura/largura) das paredes estruturais for menor que 1,0.

2.3.4.4. *Análise dinâmica não linear*

Este método de análise estrutural permite, através da integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, utilizando os acelerogramas, reais ou artificiais, para representar os movimentos do solo, obter a resposta da estrutura no tempo. Estes acelerogramas encontram-se definidos no EC8-1.

Os modelos estruturais a que esta análise é aplicada deverão ser complementados por critérios que descrevam o comportamento dos elementos estruturais quando submetidos a ações cíclicas de carga e descarga, devendo ainda refletir, de forma realista, a capacidade de dissipação de energia desses elementos, quando sujeitos a ações sísmicas de projeto.

A resposta sísmica da estrutura pode ser calculada a partir da média de, pelo menos, sete análises temporais não lineares ou através do valor mais desfavorável de entre as respostas obtidas nas análises efetuadas.

A análise dinâmica não linear com integração no tempo é considerada um método de referência para a avaliação da capacidade e verificação estrutural de edifícios existentes de betão armado, sendo recomendada no próprio EC8.

2.3.4.5. *Método do coeficiente de comportamento*

Este é um método de análise introduzido pela parte 3 do EC8, em que o coeficiente de comportamento q representa a razão entre duas forças sísmicas diferentes, sendo elas: a força sísmica, com 5% de amortecimento viscoso, a que a estrutura ficaria submetida se a sua resposta fosse completamente elástica; e a força sísmica que continue a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura, podendo ser adotada no projeto.

O amortecimento pode tomar um valor diferente de 5%, alterando assim, o coeficiente de comportamento, de acordo com os materiais e sistemas estruturais em causa e tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. Esta última deverá ser a mesma em todas as direções, no entanto, q pode variar o seu valor para as diferentes direções horizontais da estrutura.

De acordo com o EC8-1, o valor superior do coeficiente de comportamento q , deve ser determinado através da fórmula 2.4:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad [2.4]$$

Em que:

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Uma vez que este será o método utilizado para a verificação da segurança à ação sísmica da estrutura em estudo nesta dissertação, será abordado e explicado com mais pormenor numa fase posterior deste trabalho.

2.3.5. Modelos de capacidade para avaliação do reforço de elementos de betão armado

Todas as disposições expostas neste ponto aplicam-se a elementos sísmicos primários e secundários. Estes elementos podem ser classificados como dúcteis ou frágeis, sendo que os elementos dúcteis encontram-se sujeitos à flexão simples e composta e os elementos frágeis estão sujeitos ao corte.

2.3.5.1. Elementos de betão armado sujeitos a flexão simples e composta

Segundo o EC8-3, para o Estado Limite de Limitação de Danos, no caso da verificação ser efetuada em termos de deformações, a capacidade correspondente é dada pela rotação da corda em cedência, θ_y , que se obtém através das expressões 2.5 e 2.6, de acordo com o elemento em estudo :

$$\begin{aligned} - \text{ Vigas e colunas: } \theta_y &= \phi_y \times \frac{L_v + a_v \times z}{3} + 0,0013 \times \left(1 + 1,15 \times \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \times \\ &\quad \times \frac{d_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} \end{aligned} \quad [2.5]$$

$$- \text{ Paredes: } \theta_y = \phi_y \times \frac{L_v + a_v \times z}{3} + 0,002 \times \left(1 + 0,125 \times \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \times \frac{d_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [2.6]$$

Em que,

θ_y - Curvatura de cedência na extremidade do elemento.

L_v - Razão momento/esforço transverso na secção de extremidade.

α_v - Variação de tensão no diagrama de momentos fletores. $\alpha_v=1$ se as fendas por corte são esperadas posteriormente à cedência por flexão, ou seja $M_y > L_v \cdot V_{Rd,c-EC2}$, caso contrário $\alpha_v=0$.

z - Braço interno do elemento, sendo aproximadamente $0,9 \cdot d$.

h - Altura da secção transversal.

f_y, f_c - Tensão de cedência no aço e no betão, respetivamente, em MPa.

d_b - Valor médio do diâmetro da armadura de tração.

ϕ_y - Curvatura de cedência no final da secção.

Para o Estado Limite de Colapso Eminente, o valor da capacidade de rotação total da corda, em estado último, θ_{um} , em elementos de betão sujeitos a cargas cíclicas, pode ser calculado da seguinte forma (expressão 2.7 ou 2.8):

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} + 0,016 \times (0,3^v) \times \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} \times f_c \right]^{0,225} \times \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \times 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \times \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times 1,25^{100\rho_d} \quad [2.7]$$

Ou,

$$\theta_{um} = \theta_y + \theta_{um}^{pl} \quad [2.8]$$

Sendo θ_{pl} , a parte plástica, que se obtém através da fórmula 2.9:

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \times 0,0145 \times (0,25^v) \times \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} \right]^{0,3} \times f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \times 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \times \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times 1,275^{100\rho_d} \quad [2.9]$$

Em que,

γ_{el} - Coeficiente de redução elástico. É igual a 1,5 para elementos sísmicos primários e a 1,0 para elementos sísmicos secundários.

v - Esforço normal reduzido ($=N / bhf_c$), sendo N o esforço axial de compressão positivo e b a largura da zona comprimida.

ω, ω' - Percentagem mecânica de armadura de tração e compressão, respetivamente.

f_c , f_{yw} - Resistência à compressão do betão e resistência de cedência dos estribos, respetivamente, em MPa.

ρ_{sx} - Percentagem de armadura paralela à direção x do carregamento ($=A_{sx} / b_w \cdot s_w$), em que s_w é o espaçamento dos estribos.

ρ_d - Percentagem de armadura de reforço diagonal, em cada direção diagonal, caso exista.

α - Fator de eficácia de confinamento que pode ser obtido através da seguinte fórmula (2.10):

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \times \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad [2.10]$$

Sendo b_0 e h_0 as dimensões do betão confinado e b_i o espaçamento das armaduras longitudinais na zona central.

Para o cálculo da deformação última, θ_{um} pode ser utilizada ainda a expressão alternativa 2.11:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \times \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \times L_{pl} \times \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) \right) \quad [2.11]$$

Onde,

φ_u - Curvatura última na secção de extremidade.

φ_y - Curvatura em cedência na secção de extremidade.

L_{pl} - Valor do comprimento da articulação plástica, que pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \times \frac{d_{bfy} (MPa)}{\sqrt{f_c} (MPa)} \quad [2.12]$$

Em que d_{bf} é o diâmetro da armadura de tração.

Para o Estado Limite de Danos Severos, pode se assumir que a capacidade de rotação da corda, θ_{sd} , é $\frac{3}{4}$ do valor de θ_{um} .

2.3.5.2. Elementos de betão armado sujeitos ao corte

De acordo com o EC8-3, para o Estado Limite de Colapso Eminente, o esforço transversal resistente cíclico, controlado pelos estribos, após a cedência por flexão, é calculado da seguinte forma (expressão 2.13):

$$V_{r-EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \times \left[\frac{h-x}{2L_v} \times \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \times \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \times \left[0,16 \times \max(0,5; 100\rho_{tot}) \times \left(1 - 0,16 \times \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \times \sqrt{f_c} \times A_c + V_w \right] \right] \quad [2.13]$$

Em que,

γ_{el} - 1,15 para elementos sísmicos primários e 1,0 para elementos sísmicos secundários.

x - Altura da zona comprimida.

N - Força de compressão axial positiva, sendo igual a 0 se for de tração.

A_c - Área da secção transversal.

μ_{Δ}^{pl} - Exigência de ductilidade em deslocamento, que se obtém utilizando a fórmula 2.14: $\mu_{\Delta}^{pl} = (\theta_{um} - \theta_y) / \theta_y$ [2.14]

ρ_{tot} - Percentagem de armadura longitudinal total.

V_w - Contribuição da armadura de esforço transversal para a resistência ao corte, sendo igual a:

- a) Para secções transversais com espessura retangular b_w (expressão 2.15):

$$V_w = \rho_w \times b_w \times z \times f_{yw} \quad [2.15]$$

Onde ρ_w é a taxa de armadura transversal.

- b) Para secções transversais circulares (fórmula 2.16):

$$V_w = \frac{\pi}{2} \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{yw} \times (D - 2c) \quad [2.16]$$

Em que,

D - Diâmetro da secção.

A_{sw} - Área da secção transversal de um estribo circular.

s - Espaçamento entre estribos

c - Recobrimento do betão.

O esforço transversal de uma parede de betão armado, $V_{r-EC8-3}$, não pode ser maior que o valor correspondente ao esmagamento da alma devido à compressão diagonal, $V_{r,máx-EC8-3}$, que estando sujeito a um carregamento cíclico pode ser calculado através da fórmula 2.17:

$$V_{r,máx-EC8-3} = \frac{0,85 \left(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right)}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \times \left(1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})\right) \times \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \times \sqrt{f_c} b_w z \quad [2.17]$$

Se num pilar de betão armado o *ratio* de corte for menor ou igual a 2, $L_v/h \leq 2$, na secção de extremidade, então a resistência ao corte $V_{r-EC8-3}$ não pode ter um valor superior a $V_{r,máx-EC8-3}$, que sujeito a um carregamento cíclico pode ser obtido através da expressão 2.18:

$$V_{r,máx-EC8-3} = \frac{4/7 \left(1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right)}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,35 \times \frac{N}{A_c f_c}\right) \times \left(1 + 0,45 (100 \rho_{tot})\right) \times \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad [2.18]$$

Onde δ é o ângulo entre a diagonal e o eixo da coluna ($\tan \delta = h/2L_v$).

Para os Estado Limite de Danos Severos e de Limitação de Danos, a verificação anteriormente apresentada não é obrigatória, exceto quando estes dois Estados Limites sejam os únicos a ser verificados. Se esse for o caso, procede-se da mesma forma que para o Estado Limite de Colapso Eminente.

2.4. Soluções de intervenção/reforço estrutural

2.4.1. Considerações iniciais

Existe atualmente uma grande variedade de técnicas de reforço sísmico, dependendo a sua utilização do tipo de condicionantes, resultados e conclusões da avaliação da estrutura. A seleção do tipo de intervenção é, portanto, um processo complexo cujo objetivo é assegurar que as exigências sísmicas do edifício reforçado são menores que as capacidades resistentes modificadas [Silva, 2007].

Optou-se por abordar este tema, pois, tendo em conta os resultados obtidos, serão referidos quais os métodos de reforço estrutural ou global que mais se adequam aos mesmos.

2.4.2. Critérios técnicos

De acordo com o art.º 5.1.2 do EC8-3, a seleção do tipo, técnica, extensão e urgência da intervenção deverá basear-se na informação estrutural recolhida durante a avaliação do edifício. Os aspetos a ter em consideração são os seguintes [EN 1998-3, 2005]:

- Todos os erros grosseiros locais identificados deverão ser remediados apropriadamente;
- No caso de edifícios muito irregulares, quer ao nível da rigidez como da resistência, a regularidade estrutural deverá ser melhorada o máximo possível, tanto em altura como em planta;
- As características de regularidade e resistência exigidas podem ser conseguidas através da modificação da força e/ou da rigidez de um número apropriado de elementos existentes, ou através da introdução de novos elementos estruturais;
- O aumento da ductilidade local deve ser efetuado onde necessário;
- O aumento da força após a intervenção não deverá reduzir a ductilidade global disponível;
- As estruturas de alvenaria requerem alguns requisitos especiais: vergas não dúcteis deverão ser substituídas; conexões inadequadas entre o piso e as paredes deverão ser melhoradas; e impulsos horizontais contra as paredes deverão ser eliminados.

2.4.3. Tipos de intervenções

O art.º 5.1.3 do EC8-3 estabelece diversos tipos de intervenções, sendo que é possível optar-se por apenas umas delas ou por utilizar uma combinação das mesmas. Em todos os casos, os efeitos da modificação estrutural ao nível das fundações deverá ser tido em conta.

Os tipos de intervenção indicados na norma referida são os seguintes [EN 1998-3, 2005]:

- Modificação local ou global de elementos danificados ou não (reparação, reforço ou completa substituição), em termos de rigidez, resistência e/ou ductilidade;
- Adição de novos elementos estruturais, como por exemplo elementos de contraventamento ou paredes de enchimento de alvenaria; elementos metálicos ou de madeira para cintagem nas construções de madeira;
- Modificação do sistema estrutural (eliminação ou alargamento de juntas estruturais; eliminação de elementos vulneráveis; melhoria da regularidade; aumento da ductilidade);
- Adição de um novo sistema estrutural que sustenha alguma ou toda a ação sísmica;
- Possível transformação de elementos não estruturais em estruturais;
- Introdução de dispositivos de proteção passiva através de sistemas de dissipação ou de isolamento da base;

- Redução da massa;
- Restrição ou mudança do uso do edifício;
- Demolição parcial.

2.4.4. Elementos não estruturais

As decisões referentes à reparação ou reforço de elementos não estruturais deverão ser tidas em conta sempre que, para além das exigências funcionais, o comportamento sísmico destes elementos possa colocar em perigo a vida dos habitantes ou afetar os bens armazenados no edifício (art.º 5.1.4 do EC8-3).

Se for o caso da situação referida, o colapso total ou parcial desses elementos deverá ser evitado recorrendo a uma das seguintes medidas:

- Ligações apropriadas aos elementos estruturais;
- Aumento da resistência dos próprios elementos não estruturais;
- Tomada de medidas de ancoragem de modo a prevenir a possível queda de partes destes elementos.

É necessário ainda ter em consideração as possíveis consequências destas medidas no comportamento dos elementos estruturais.

2.4.5. Justificação do tipo de intervenção selecionado

Atendendo ao estipulado no art.º 5.1.5 da parte 3 do EC8, qualquer que seja o tipo de intervenção escolhido, os documentos relacionados com o dimensionamento dessa intervenção deverão incluir a justificação para o tipo de intervenção selecionado assim como a descrição do efeito esperado na resposta estrutural. Esta justificação deverá estar disponível para a entidade responsável pela manutenção da estrutura a longo prazo.

2.4.6. Projeto da intervenção estrutural

Segundo o art.º 6.1 do EC8-3, os procedimentos do dimensionamento da intervenção deverão incluir três passos essenciais: conceção, análise e verificações.

Na fase de conceção deverão ser selecionadas as técnicas e/ou os materiais, bem como o tipo e configuração da intervenção. Nesta fase deverá também ser feito um pré-dimensionamento das dimensões dos elementos estruturais adicionais e uma estimativa inicial dos valores da rigidez e resistência dos elementos a serem reparados ou reforçados.

Os métodos de análise da estrutura, já especificados no ponto 2.3.4 da presente dissertação, deverão respeitar as condições de aplicabilidade de cada uma deles e, ao ser aplicados, deverão também ter em conta as novas características do edifício.

As verificações de segurança deverão decorrer de acordo com o estipulado no ponto 2.3.3.4, tanto para elementos estruturais existentes como para os elementos modificados ou novos. Para os materiais existentes, os valores médios retirados de testes *in-situ* e de qualquer outra fonte de informação deverão ser utilizados para as verificações de segurança, mas apenas após terem sido modificados pelo fator de confiança CF. No entanto, para os materiais novos ou adicionados, as suas propriedades nominais deverão ser utilizadas sem a modificação pelo CF.

No caso do sistema estrutural em questão, composto tanto por elementos estruturais novos ou já existentes, ter sido concebido para respeitar os requisitos da parte 1 do EC8, as verificações deverão decorrer de acordo com os critérios estabelecidos nessa mesma norma.

O comportamento eficiente dos edifícios face à ação sísmica pode ser conseguido com um adequado sistema resistente, com distribuição apropriada de rigidez e massa e com adequada pormenorização e ligação dos seus componentes estruturais e não estruturais [Varum, 2008].

Para as estruturas existentes que não possuem uma resistência sísmica adequada às possíveis exigências, tal como é o caso do edifício em estudo, é possível melhorar o seu comportamento através de variadas soluções de reforço e reabilitação, contudo esta solução deverá ser escolhida com base nos resultados de uma prévia e criteriosa avaliação estrutural.

Uma vez que são muitas as soluções disponíveis, optou-se por agrupá-las em duas grandes categorias: reabilitação ou reforço dos elementos estruturais e reabilitação ou reforço do sistema estrutural na sua globalidade.

2.4.7. Reabilitação ou reforço dos elementos estruturais

Muitas vezes, os elementos estruturais de um edifício não possuem uma adequada resistência, rigidez ou capacidade de deformação que lhes permita satisfazer as exigências impostas na estrutura, apesar de esses edifícios apresentarem, características globais de resistência e rigidez apropriadas.

Sendo assim, estas estratégias correspondem a um reforço local dos próprios elementos estruturais, sendo adequadas nos casos em que a maioria dos elementos não são muito frágeis (apenas alguns dos componentes apresentam deficiências ao nível da sua capacidade de deformação) e têm um bom comportamento resistente às ações cíclicas.

Estas alterações locais ao nível dos elementos com deficiências pode ser levada a cabo se, não alterar a configuração básica do sistema resistente às ações horizontais e, para além

disso, representar uma solução mais económica. Ao nível dos pilares, estas soluções pretendem melhorar o seu comportamento sísmico através de um aumento de ductilidade e de capacidade resistente. Nas vigas e nas lajes o objetivo é melhorar o seu comportamento à flexão e ao corte.

De seguida apresentam-se algumas das técnicas de reabilitação ou reforço de elementos estruturais mais utilizadas.

2.4.7.1. *Reforço por encamisamento*

O reforço por encamisamento é uma técnica que consiste em envolver a secção transversal dos elementos de betão armado com uma camada de argamassa ou de betão na qual se insere o material de reforço. Esta não é uma das técnicas mais económicas uma vez que implica a ocorrência de uma intervenção em quase todos os elementos resistentes verticais do edifício, sendo sempre necessário garantir a perfeita ligação entre os elementos para que o reforço seja eficiente e os materiais ligados se comportem monoliticamente [Silva, 2007].

O reforço por encamisamento pode ser feito utilizando diversos tipos de materiais;

- Encamisamento com betão armado: A utilização do betão armado para o reforço por encamisamento apresenta várias vantagens relativamente aos restantes materiais já que é um material versátil capaz de assumir a forma desejada. Para além disso, tem uma capacidade resistente elevada ao fogo e à corrosão das armaduras suplementares.

Esta é uma das técnicas mais usuais, tendo como principais objetivos o aumento da capacidade resistente à flexão e ao corte, o aumento da capacidade de deformação (através dos efeitos de confinamento e prevenção da encurvadura da armadura longitudinal) e a melhoria da resistência do elemento em zonas de amarração ou em ligações defeituosas.

Contudo, esta técnica também está associada a algumas desvantagens, tais como: a possibilidade de rotura por corte na zona de ligação entre os betões; e um grande aumento da secção transversal dos elementos reforçados que, não só é desagradável do ponto de vista arquitetónico, como também pode causar restrições à manutenção do tipo de utilização da construção (uma vez que leva algum tempo até que o betão por encamisamento endureça e a estrutura possa entrar de novo ao serviço).



Figura 2.1 - Reforço por encamisamento com betão armado [7].

- Encamisamento com aço: Esta técnica, tal como o encamisamento com betão armado, é uma das mais utilizadas, tendo como intuito aumentar a resistência ao corte em colunas e melhorar, resistência em zonas de amarração deficientes e aumentar o confinamento e a ductilidade.

O encamisamento com aço apresenta alguns problemas: possível deterioração da zona de colagem dada a corrosividade das armaduras; dificuldade de manuseamento na obra devido ao peso das chapas de aço; limitação do comprimento das chapas, dadas as restrições do seu transporte e necessidade de suporte durante o tempo de cura do adesivo.



Figura 2.2 - Reforço por encamisamento metálico [7].

- Encamisamento com fibras de carbono: Esta é uma técnica mais recente que as anteriores, tendo inúmeras aplicações práticas. De entre estas destaca-se o reforço e confinamento de pilares nas suas zonas críticas e reforço das vigas e lajes à flexão. A boa flexibilidade das fibras de carbono, o seu peso reduzido e a sua mínima espessura fazem com que este material apresente vantagens ao nível da aplicação em pilares circulares e ao nível do seu transporte, manuseamento e aplicação em obra.

Este material apresenta ainda uma elevada rigidez e resistência à tração, bem como elevada resistência à corrosão o que o torna adequado para meios ambientes mais agressivos, como é o caso de zonas costeiras.



Figura 2.3 - Reforço por encamisamento com fibras de carbono [7].

2.4.7.2. Reforço por introdução de pré-esforço exterior

Esta é uma solução geralmente utilizada para melhorar a capacidade resistente à flexão das vigas e dos pilares, sendo o seu sucesso dependente da eficácia da ligação entre as armaduras de pré-esforço e o elemento resistente [Silva, 2007]. O reforço estrutural por introdução de pré-esforço exterior permite também melhorar a ductilidade e resistência do elemento sem aumentar a sua rigidez, devido ao confinamento do mesmo.

2.4.7.3. Injeção de resinas epoxy

Esta é uma técnica muito utilizada na reparação de elementos de betão armado com fissuras de baixa e média abertura, sendo que a sua eficácia depende do caminho para a injeção das resinas estar impedido ou não. Através desta solução é possível que a resistência original do elemento seja restaurada, especialmente em componentes com reduzida armadura.

2.4.8. Reabilitação ou reforço do sistema estrutural na sua globalidade

Para os casos em que muitos dos elementos constituintes da estrutura apresentam um comportamento sísmico deficiente, as técnicas de reforço locais não são suficientes para garantir uma melhoria na resposta à ação sísmica e, por isso, é necessário adotar-se uma solução global. De um modo geral estas técnicas de reabilitação e reforço globais tendem a ser menos dispendiosas uma vez que não obrigam ao reforço estrutural de todos os componentes do sistema.

A resposta inadequada das estruturas face à ação sísmica dá-se, em muitos casos, devido à presença de irregularidades estruturais em altura em termos de massa, rigidez ou resistência, e irregularidades estruturais em planta, que tendem a induzir a torção global dos edifícios [Varum, 2008].

De seguida apresentam-se algumas das técnicas mais comuns de reabilitação ou reforço do sistema estrutural na sua globalidade.

2.4.8.1. *Isolamento sísmico da base*

O isolamento sísmico da base tem como objetivo diminuir a vibração da superestrutura, as exigências de deformação e, conseqüentemente, os danos causados. Para tal, esta técnica pretende controlar a sollicitação a que a base da estrutura está submetida, suprimindo a interação entre o solo e a superestrutura. Isto acontece uma vez que os sistemas de isolamento da base reduzem as forças transmitidas à superestrutura, aumentando o período global do sistema estrutural e aumentando também a capacidade de amortecimento global do sistema [Varum, 2008].

Sendo assim são três os requisitos principais que esta técnica deverá respeitar:

- Flexibilidade horizontal para aumentar o período da estrutura e reduzir o valor espectral da sollicitação;
- Dissipação de energia (amortecimento) para diminuir os deslocamentos e deformações;
- Rigidez suficiente para pequenos deslocamentos de forma a verificar os estados limites de serviço.

O isolamento sísmico da base é conseguido através da construção de uma dupla fundação separada por um sistema de isolamento, garantindo a descontinuidade entre a superestrutura e a fundação do sistema estrutural, tal como está representado na figura 2.4. Assim, a estrutura deixa de estar sujeita à ação sísmica e a maior parte da energia provocada por essa ação é absorvida e dissipada ao nível dos dispositivos de isolamento. Esta é uma técnica bastante eficaz, especialmente em edifícios rígidos, baixos e com uma massa considerável, no entanto, é também uma solução bastante dispendiosa, sendo mais viável e compensatória nas situações em que se pretendem obter elevados níveis de desempenho e nos casos em que se necessita que o edifício esteja disponível para ser utilizado logo após o sismo, como por exemplo, para hospitais, sedes de bombeiros ou escolas (como é o caso do edifício em estudo).

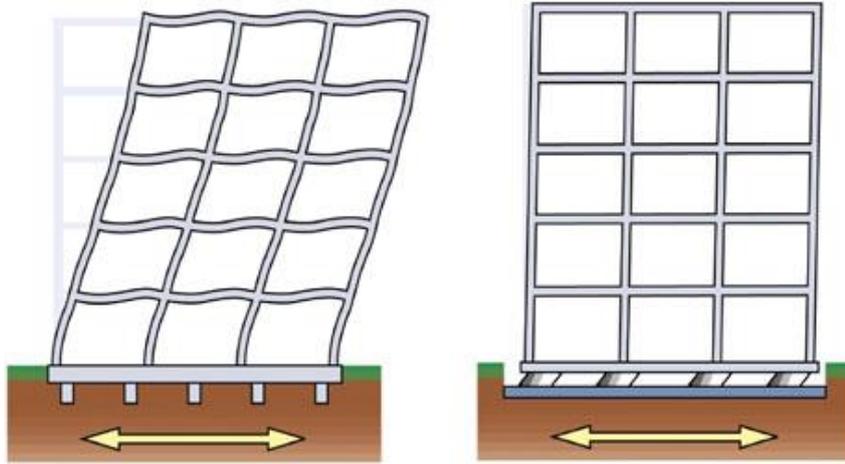


Figura 2.4 - Imagem representativa do isolamento sísmico da base de um edifício [8].

2.4.8.2. *Introdução de paredes resistentes*

Esta técnica baseia-se na introdução de paredes resistentes de betão armado, adequadamente distribuídas na estrutura, sendo geralmente utilizada em estruturas que não respeitam os principais conceitos da conceção sísmica, tais como os critérios de regularidade normativos, ou quando o número de elementos verticais não é suficiente.

A falta de regularidade do sistema estrutural traduz-se na concentração de deformações numa parte da estrutura, o que pode resultar no aparecimento de um piso vazado ou numa estrutura muito sensível à torção. A introdução de paredes resistentes permite diminuir estes riscos uma vez que estas novas paredes conseguem proteger os elementos existentes, limitando a deformação lateral dos pisos, e alivia a estrutura original do impacto da ação sísmica [Varum, 2008]. No entanto, esta técnica resulta na diminuição do período natural da estrutura o que, por sua vez, provoca o aumento considerável do nível de solitação sísmica.

2.4.8.3. *Contraventamentos metálicos*

O reforço global do sistema estrutural através da aplicação de contraventamentos metálicos é algo limitado uma vez que a mobilização do funcionamento dos contraventamentos necessita que se formem níveis de deformação lateral significativos. Com esta técnica pretende-se melhorar a rigidez da estrutura, contudo, devido à limitação indicada existem outras soluções, como a introdução de paredes resistentes, que são mais adequadas. Outra desvantagem desta técnica é o fato de ser trabalhosa e dispendiosa devido à ligação entre os elementos de reforço em aço e os elementos de betão armado já existentes.

Apesar disso, os contraventamentos metálicos apresentam a vantagem de não necessitarem de intervenções de reforço ao nível das fundações e a sua montagem ser menos intrusiva que a adição de paredes resistentes (mesmo estando a sua posição e geometria condicionada pela localização das portas e janelas). Associando esta solução a dispositivos de dissipação de energia, é possível aumentar consideravelmente a capacidade de dissipação de energia e o amortecimento do sistema estrutural [Varum, 2008].

2.4.8.4. Sistemas passivos de dissipação de energia

Esta solução de reforço global pretende melhorar o desempenho estrutural do edifício através do aumento da capacidade de dissipação de energia (associado, em alguns casos, ao aumento da rigidez).

Tal como já foi referido anteriormente neste capítulo, as técnicas de reforço podem ser combinadas entre si e, esta técnica é muitas vezes associada ao isolamento sísmico da base ou aos contraventamentos metálicos.

Os sistemas passivos de dissipação de energia poderão diminuir significativamente as exigências de deformação entre pisos e, se a rigidez da estrutura aumentar, o valor dessa diminuição ainda será maior. Esta técnica é especialmente eficaz em estruturas relativamente flexíveis e com alguma capacidade de deformação inelástica [Varum, 2008].

3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

3.1. Apresentação do edifício

3.1.1. Generalidades

O edifício em estudo localiza-se no município da Ribeira Grande, Ilha de São Miguel, Açores, e o projeto trata da ampliação de uma escola básica.

Este edifício é constituído por dois pisos acima do nível do solo, cada um com um pé direito de 3,5m, tendo, portanto, uma altura total de 7m. A área de implantação é de 658,648m² com um desenvolvimento máximo em planta de 47,6x25,9m.

Tratando-se de um edifício escolar, em ambos os pisos existem salas de aula, no entanto no primeiro piso existem ainda os balneários e os WC's femininos e masculinos, o núcleo de escadas e de elevador, enquanto que no piso superior existe a biblioteca. Com a altura total da estrutura, existem ainda entre as salas de aula dois pátios interiores.

Os regulamentos em que a conceção e dimensionamento da estrutura se baseou foram o REBAB e o RSA, uma vez que eram os regulamentos em vigor na altura.

3.1.2. Fundações

Relativamente ao terreno de fundação onde se encontra a estrutura em estudo, admitiu-se uma tensão admissível no solo de 150 kN/m²² e optou-se por utilizar uma solução de fundações diretas, por sapatas. Executa-se, sob estas, uma camada de 0,10m de espessura de betão de regularização.

O pavimento térreo no piso do R/C é composto por uma camada de massame armado com a espessura de 0,15m. Sob o massame coloca-se uma camada de enrocamento com 0,2m, a qual se encontra sobre uma camada de terreno bem compactado com 0,15m de espessura. Entre o enrocamento e o terreno bem compactado utilizou-se ainda uma camada de geotêxtil, tal como se mostra na figura 3.1.

² O valor da tensão admissível do solo foi retirado diretamente da informação fornecida sobre a obra em estudo, e, por isso, não foi necessário realizar quaisquer ensaios.

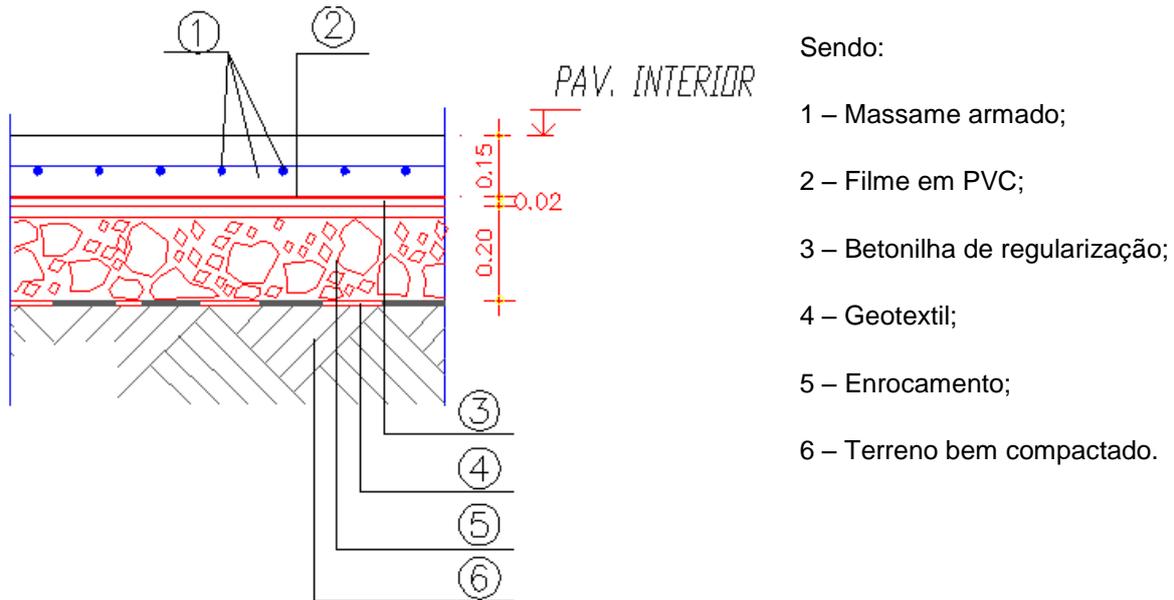


Figura 3.1 - Imagem representativa do pavimento térreo do piso do R/C.

Neste trabalho, as sapatas encontram-se interligadas por vigas de fundação, as quais apresentam uma secção de $0,3 \times 0,5 \text{m}^2$.

3.1.3. Superestrutura

Estruturalmente o edifício é composto por elementos estruturais de betão armado, sendo estes: pilares retangulares e alguns circulares, vigas de diferentes dimensões e três paredes de betão. As lajes utilizadas são lajes maciças vigadas.

- Lajes: Todas as lajes da estrutura são consideradas maciças e descarregam nas vigas. Para as lajes de todos os pisos considerou-se uma espessura de 0,20m.
- Vigas: Sendo um edifício bastante extenso, é constituído por um número elevado de vigas, as quais apresentam diversas secções. As mais comuns são retangulares com as seguintes dimensões: $0,3 \times 0,7 \text{m}^2$ e $0,3 \times 0,5 \text{m}^2$, no entanto, existem algumas que apresentam secções irregulares, podendo-se observar as dimensões de cada um destes elementos nos Anexos 4 e 45 (Desenhos 9-14).
- Pilares: Os pilares apresentam diferentes secções devido às exigências arquitetónicas, contudo a maioria apresenta uma secção quadrada de $0,3 \times 0,3 \text{m}^2$, ou uma secção circular de diâmetro 0,25m. As medidas de cada um dos pilares da estrutura encontram-se descrita na tabela 3.1 e, mais especificamente, no Anexo 4.

Tabela 3.1 - Quadro dos pilares e das suas dimensões em ambos os pisos do edifício.

PILAR		P ₁	P ₂	P ₃ = P ₄	P ₅	P ₆ = P ₁₈ = P ₂₆ = P ₃₄	P ₇ = P ₈ = P ₁₀ = P ₂₀ P ₂₁ = P ₂₂ = P ₄₀
COBERTURA							
2º TROÇO		IGUAL AO 1º TROÇO	IGUAL AO 1º TROÇO	IGUAL AO 1º TROÇO	—	IGUAL AO 1º TROÇO	IGUAL AO 1º TROÇO
PISO 1							
1º TROÇO							
FUNDAÇÕES							
PILAR		P ₉	P ₁₁ = P ₂₃ = P ₂₈	P ₁₂	P ₁₃	P ₁₄ = P ₁₅ = P ₁₆ = P ₁₇	P ₁₉ = P ₂₇ = P ₃₇ = P ₃₈
COBERTURA							
2º TROÇO		—	IGUAL AO 1º TROÇO	IGUAL AO 1º TROÇO		—	IGUAL AO 1º TROÇO
PISO 1							
1º TROÇO							
FUNDAÇÕES							
PILAR		P ₂₄ = P ₂₅	P ₂₉	P ₃₀	P ₃₁	P ₃₂ = P ₃₃	P ₃₅
COBERTURA							
2º TROÇO		—				IGUAL AO 1º TROÇO	—
PISO 1							
1º TROÇO							
FUNDAÇÕES							
PILAR		P ₃₆	P ₃₉	P ₄₁	P ₄₂		
COBERTURA							
2º TROÇO			—	IGUAL AO 1º TROÇO	IGUAL AO 1º TROÇO		
PISO 1							
1º TROÇO							
FUNDAÇÕES							

- Escadas: As escadas do edifício em estudo foram dimensionadas em betão armado com uma espessura de 0,20m e uma largura variável, a qual aumenta em altura (do piso 0 para o piso 1). O valor adotado para o espelho (a) foi de 0,175m e para o cobertor (b) de 0,3m. Uma vez que as escadas da estrutura encontram-se apenas do piso 0 para o piso 1, estas foram consideradas aquando da modelação da estrutura no *SAP2000*, no entanto, não foram consideradas nos cálculos efetuados (entre o piso 1 e a cobertura).

3.2. Materiais estruturais

3.2.1. Betão

O betão empregado na estrutura em estudo foi da Classe C30/37, cujas principais características encontram-se na Tabela 3.2. Para esta classe de betão utilizou-se um peso volúmico de 25 kN/m³, um coeficiente de *Poisson* de 0,2 e um coeficiente de amortecimento de 5%.

Tabela 3.2 - Principais características do Betão C30/37, retiradas do Quadro 3.1 do EC2.

Betão C30/37	Características
f_{ck}	30,0 MPa
f_{cd}	20,0 MPa
E_{cm}	33,0 GPa
f_{ctm}	2,9 MPa

Sendo que $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

Para além das características anteriormente apresentadas, é ainda importante referir que o betão é da classe de exposição XS1.

3.2.2. Aço

O aço utilizado foi o aço A400NR, que possui as características descritas na tabela 3.3:

Tabela 3.3 - Principais características do aço A400NR.

Aço A400NR	Características
f_{yk}	400 MPa
f_{yd}	348 MPa
E_s	200 GPa
γ_s	78,5 kN/m ³
ϵ_{yd}	0,00174

Sendo que $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ e $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \times 10^{-3}$.

Tendo em conta a durabilidade da estrutura, adotaram-se os seguintes recobrimentos para as armaduras:

- Em geral: 4,5 cm;
- Lajes: 4,0 cm;
- Elementos enterrados: 5,0 cm.

Os valores a adotar para os coeficientes parciais relativos aos materiais estruturais para os estados limites últimos são os que se encontram na tabela 3.4, estando de acordo com o Quadro 2.1N do EC2.

Tabela 3.4 - Coeficientes parciais relativos aos materiais estruturais para os estados limites últimos.

Situação de projeto	γ_c para betão	γ_s para aço
Persistente e Transitórias	1,5	1,15
Acidental	1,2	1

3.3. Ações atuantes

O edifício em estudo encontra-se sujeito a diversos tipos de ações com origens distintas, sendo que estas foram classificadas em três categorias diferentes: cargas permanentes, sobrecargas e ação sísmica.

3.3.1. Cargas permanentes

As cargas permanentes são as ações que se encontram presentes durante todo o período de vida útil da estrutura e englobam dois conjuntos de ações, sendo estes o peso próprio da estrutura (PP) que, como o próprio nome indica, refere-se apenas ao material constituinte da estrutura, e o outro conjunto, que diz respeito ao peso dos materiais não estruturais, alvenaria e revestimentos e designa-se restante carga permanente (RCP).

O valor do peso próprio dos diferentes elementos encontra-se discriminado na tabela 3.5, em que e representa a espessura da parede em alvenaria.

Tabela 3.5 - Valor do peso próprio das diversas componentes das cargas permanentes.

Peso próprio (g_p)	Valor
Elementos de betão armado	25 kN/m ³
Paredes interiores em alvenaria com $e=0,3$ m	3,2 kN/m ²
Paredes interiores em alvenaria com $e=0,15$ m	1,8 kN/m ²
Paredes exteriores em alvenaria com $e=0,3$ m	3,2 kN/m ²
Revestimento da laje de cobertura	2,5 kN/m ²
Revestimento em pavimentos interiores	1,0 kN/m ²
Revestimento em escadas	1,5 kN/m ²

No modelo estrutural, elaborado no programa *SAP2000*, a alvenaria interior foi simulada através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento, igual a 30% do peso da parede por ml, enquanto que para a alvenaria exterior, optou-se por utilizar uma carga linear e uniforme. Estas cargas dependem da respetiva altura da parede, do seu peso próprio e de um coeficiente de distribuição que considera as aberturas existentes nas paredes. Sendo assim, consideraram-se os seguintes valores para o coeficiente de distribuição (CD):

- CD= 1,0 para paredes exteriores cegas, ou seja, sem aberturas;
- CD= 0,7 para paredes exteriores com aberturas.

Considerou-se ainda, de modo a facilitar os cálculos, uma altura média entre pisos de 3,5 m, tanto para as paredes exteriores como para as paredes interiores, já que existe uma grande variação nas suas alturas.

Sendo assim, o peso da alvenaria exterior por unidade de área pode ser obtido utilizando a seguinte fórmula generalista (expressão 3.1):

$$g_{parede} = g_p \times h_p \times CD \quad [3.1]$$

Em que:

g_{parede} - Peso médio da parede por unidade de área (kN/m);

g_p - Peso próprio da parede de alvenaria por unidade de área (kN/m²);

CD – Coeficiente de distribuição eu tem em conta a % de aberturas nas paredes.

Então, o peso médio das paredes do edifício por unidade de área é o seguinte:

Tabela 3.6 - Peso médio das paredes do edifício.

Tipo de parede	h_p (m)	g_p (kN/m ²)	CD	g_{parede} (kN/m)
Paredes exteriores cegas	3,5	3,2	1	11,20
Paredes exteriores com aberturas	3,5	3,2	0,7	7,84

Para além de determinar o peso das paredes de alvenaria, foi igualmente necessário calcular, através da expressão 3.2, qual o peso próprio dos degraus da escadaria do edifício:

$$g_{p_{degraus}} = \frac{a}{2} \times \gamma_{betão} = \frac{0,175}{2} \times 25 = 2,19 \text{ kN/m}^2 \quad [3.2]$$

Em que a representa o espelho dos degraus, em metros, e $\gamma_{betão}$ é o peso volúmico do betão, em kN/m³.

A este valor soma-se o 1,5 kN/m², correspondente ao revestimento das escadas, já apresentado na tabela 3.5, resultando no seguinte valor:

$$g_{p_{degraus}} = 2,189 + 1,5 = 3,69 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2. Sobrecargas

Os valores adotados para as sobrecargas atuantes na estrutura em estudo foram definidos de acordo com as tabelas 6.1 e N.A.6.2 do EC1 [EN 1991-1, 2009].

Mais especificamente, através da análise da tabela 6.1, pode-se classificar o edifício quanto à categoria de utilização, sendo que esta é a categoria C1, uma vez que se trata de um edifício escolar.

Tendo a categoria de utilização definida, é possível determinar os coeficientes Ψ a utilizar (Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2), os quais foram definidos através do quadro A1.1 do EC0.

Para determinar a sobrecarga da cobertura foi necessário recorrer à tabela 6.9 do EC1, na qual se apresentam três categorias de coberturas, de acordo com a sua acessibilidade. Adotou-se a

categoria H, dado que a cobertura em causa não é acessível, exceto para operações de manutenção e reparações correntes.

Uma vez classificada a cobertura, recorreu-se à tabela 6.10 do mesmo regulamento de modo a determinar o valor da sua sobrecarga.

Sendo assim, apresentam-se na tabela 3.7 as sobrecargas a que a estrutura está sujeita, assim como os coeficientes Ψ adotados.

Tabela 3.7 - Sobrecargas no edifício e coeficientes Ψ adotados.

Sobrecarga	Valor (kN/m ²)	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Pavimentos	3,0	0,7	0,7	0,6
Escadas	3,0	0,7	0,7	0,6
Cobertura	0,4	0	0	0

3.3.3. Ação sísmica

De acordo com o EC8-3, a definição da ação sísmica deverá ser feita tendo em conta o estipulado nos artigos 3.2.2 e 3.2.3 do EC8-1.

3.3.3.1. *Requisitos fundamentais*

Segundo a cláusula 1.1.1(1)P da parte 1 do EC8 [EN 1998-1, 2010], pretende-se que as estruturas sujeitas à ação sísmica garantam os seguintes requisitos:

- Proteção das vidas humanas;
- Limitação dos danos;
- Garantir a operação e funcionalidade das estruturas mais importantes para a proteção civil.

De modo a que os requisitos anteriores sejam cumpridos, é necessário que o projeto e construção das estruturas se realize de forma a assegurar um certo grau de fiabilidade, o não colapso da estrutura e a limitação de danos, tal como é referido na cláusula 2.1(1)P.

- Requisito de não ocorrência de colapso: Para que este requisito seja verificado a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo, sem colapso local ou global, assegurando tanto a sua integridade estrutural como a capacidade resistente residual. Este requisito está associado ao Estado Limite Último.

- Requisito de Limitação de Danos: Uma vez que este requisito está relacionado com Estado Limite de Utilização, pretende-se que a estrutura consiga resistir à ação sísmica sem ocorrerem danos ou limitações de utilização.

3.3.3.2. Zonas Sísmicas

No EC8-1 são definidas diversas zonas sísmicas, de modo a distinguir os vários locais com diferente sismicidade, a qual é constante em cada um desses locais. Estas zonas sísmicas são estipuladas em função da perigosidade sísmica e da fonte sismogénica, para a ação sísmica próxima tipo 2, e para a ação sísmica afastada tipo 1, respectivamente.

A Ação Sísmica Tipo 1 está associada à falha que separa as placas tectónicas Euro-Asiática e Africana, placas estas que se encontram em colisão, originando a ação sísmica interplacas. Os sismos cuja origem provem desta fonte de sismicidade são caracterizados por sismos de magnitude elevada, com maior duração, baixas frequências e grande distância focal [Oliveira, 2012].

A Ação Sísmica Tipo 2 está associada a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, designando-se por ação sísmica intraplacas. Os sismos cuja origem provem desta fonte de sismicidade são caracterizados por sismos de magnitude moderada, com menor duração, elevadas frequências e pequena distância focal [Oliveira, 2012].

De acordo com o presente na cláusula 3.2.1(2), a sismicidade é descrita por um único fator, sendo este o valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, a_{gR} , no qual se baseia a perigosidade sísmica.

Relativamente à representação do zonamento, o EC8 estabelece uma escala numérica em que, para a Ação Sísmica Tipo 1 vai de 1 a 6 e para a Ação Sísmica Tipo 2 vai de 1 a 5, sendo 1 o valor correspondente a uma maior sismicidade. Nas seguintes figuras, 6.2, 6.3 e 6.4, encontra-se representado o zonamento definido no Anexo Nacional, para ambas as ações sísmicas, assim como os valores máximos de a_{gR} .

É ainda necessário ter em atenção o facto de que o regulamento dita que no Arquipélago da Madeira apenas seja considerada a Ação Sísmica Tipo 1 e no Arquipélago dos Açores a Ação Sísmica Tipo 2.

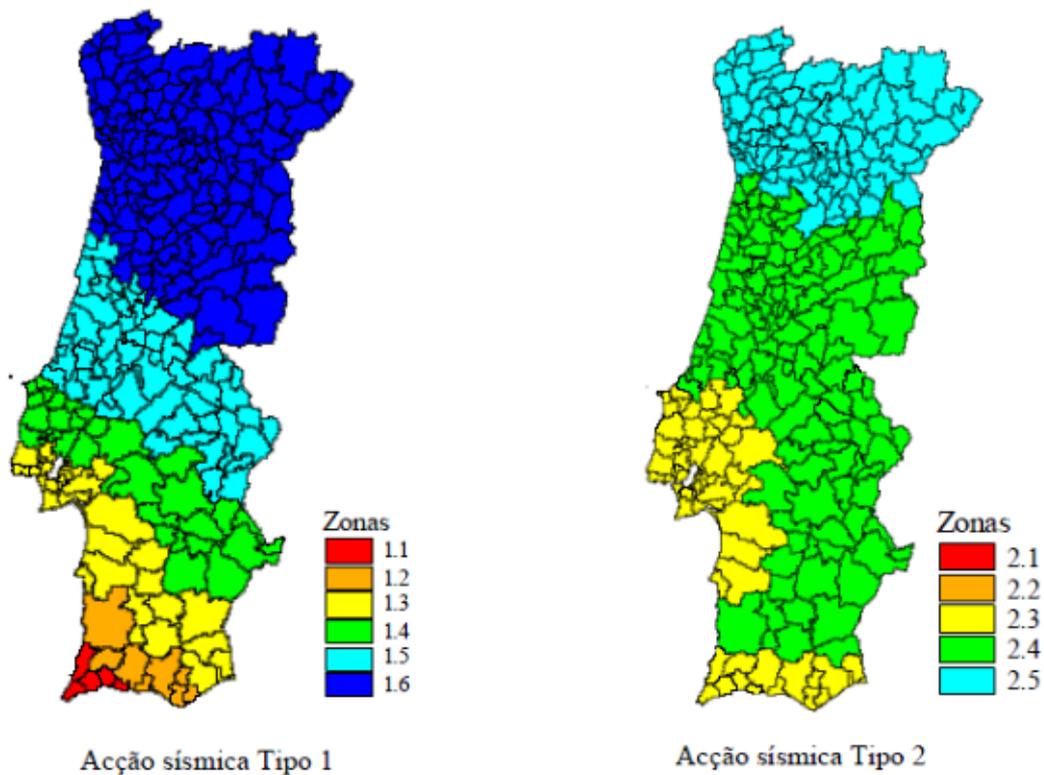


Figura 3.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental [Oliveira, 2012].



Figura 3.3 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1) [Oliveira, 2012].

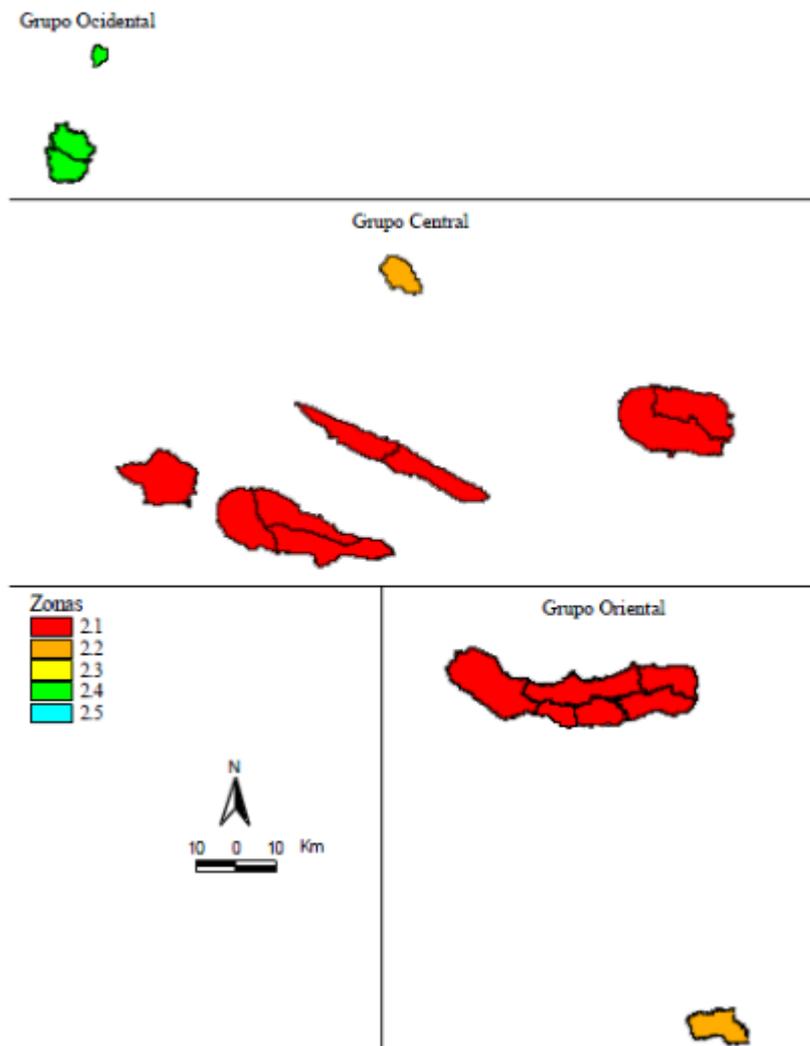


Figura 3.4 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2) [Oliveira, 2012].

Tabela 3.8 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [EN 1998-1, 2010].

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Através da análise da figura 3.4 e tendo em conta que a estrutura em estudo se encontra na ilha de São Miguel, Arquipélago dos Açores, conclui-se que a ação sísmica é a de Tipo 2, que a zona sísmica é a 2.1 e, recorrendo à informação presente na tabela 3.8, pode se concluir ainda que o valor da aceleração máxima de referência, a_{gR} , para esta zona é de $2,5m/s^2$.

3.3.3.3. Tipos de Terreno

Uma vez que a resistência sísmica de um edifício depende do tipo de terreno em que se insere e das suas condições, também é necessário classificá-lo. No Quadro 3.1 do EC8-1, representado no anexo 1, encontram-se descritos por perfis estratigráficos e por parâmetros fundamentais, os tipos de terrenos definidos no art.º 3.2.1 (A, B, C, D, E, S₁ e S₂).

Analisando esse quadro e tendo em conta a geotecnia da zona de implantação da estrutura em estudo, pode se concluir que o tipo de terreno é do tipo A.

3.3.3.4. Classes de Importância

De acordo com a cláusula 4.2.5(1) do EC8-1 [EN 1998-1, 2010], os edifícios podem ser classificados em 4 classes de importância, as quais diferem entre si de acordo com a relevância dos seguintes fatores:

- Consequências do colapso em termos de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após a ocorrência do sismo;
- Consequências sociais e económicas do colapso.

As definições das classes de importância, assim como os respetivos coeficientes de importância, encontram-se descritos nas seguintes tabelas, tabela 3.9 e 3.10, respetivamente.

Tabela 3.9 - Classes de importância para os edifícios [EN 1998-1, 2010].

Classes de importância	Descrição dos Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como escolas, salas de reunião ou instituições culturais.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, tais como hospitais, quartéis de bombeiros e centrais elétricas.

Tabela 3.10 - Coeficientes de importância para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].

Coeficientes de importância	Ação sísmica Tipo 2	
	Continente	Açores
I	0,75	0,85
II	1,00	1,00
III	1,25	1,15
IV	1,50	1,35

Após a análise das tabelas 3.9 e 3.10, e uma vez que o edifício em estudo é um edifício escolar, pode-se concluir que pertence à classe de importância III, com um coeficiente de importância de 1,15.

Na tabela 3.10, apenas se apresentam os valores do coeficiente de importância para a Ação sísmica Tipo 2, porque a estrutura se encontra na ilha de São Miguel, Açores.

3.3.3.5. Representação da Ação Sísmica

De acordo com a cláusula 3.2.2.1(1)P do EC8-1, o movimento sísmico num certo ponto da superfície do terreno, é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração à superfície do terreno, designado “*espectro de resposta elástico*”.

Podem ser dois os tipos de espectro de resposta elástico que representam a ação sísmica, o espectro de resposta tipo 1 e o espectro de resposta tipo 2, de forma a ter em conta diferentes condições sísmicas. Sendo assim, as estruturas deverão ser dimensionadas segundo o tipo de ação sísmica mais relevante para a estrutura em causa.

Na figura 3.5, é possível verificar, em ambos os espectros de resposta, que os solos mais compactos estão sujeitos a acelerações mais baixas e os solos mais brandos a acelerações mais elevadas.

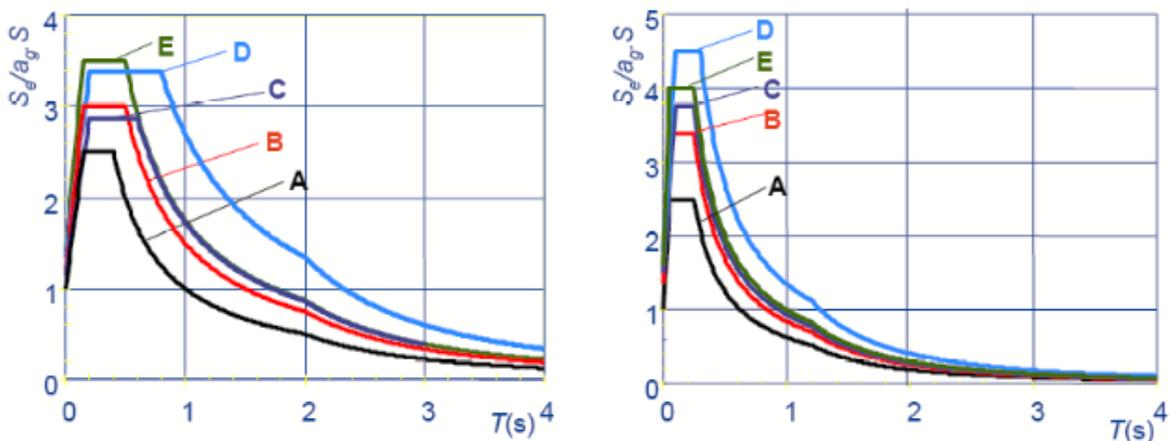


Figura 3.5 - Espectros de resposta elástica recomendados para a Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente, para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5% [Silva, 2007].

3.3.3.6. Resposta elástica Horizontal

Segundo o art.º 3.2.2.5 do EC8-1, é efetuada uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, redução esta feita através da introdução do coeficiente de comportamento q , designado por “espectro de cálculo”.

Este espectro de cálculo, $S_d(T)$, é definido para as componentes horizontais da ação sísmica, através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad [3.3]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad [3.4]$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [3.5]$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [3.6]$$

Em que:

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

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;

S - Coeficiente do solo;

q - Coeficiente de comportamento (explicado anteriormente no secção 2.3.4.5);

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado de 0,2, indicado no Anexo Nacional).

a_g - Valor de cálculo da aceleração a superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$).

- a_{gR} - Valor de referência da aceleração mínima na base de um terreno do tipo A.
- γ_1 - Coeficiente de importância (representado no ponto 3.3.3.4);

Os valores obtidos para S_d , em m/s^2 e o respetivo período T , em segundos, encontram-se dispostos no anexo 3.

Em Portugal, o valor do coeficiente de solo (S), pode ser calculado segundo as expressões 3.7, 3.8 ou 3.9, que se encontram descritas na cláusula 3.2.2.2(2)P do Anexo Nacional:

$$\text{se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \Rightarrow S = S_{max} \quad [3.7]$$

$$\text{se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \Rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad [3.8]$$

$$\text{se } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \Rightarrow S = 1,0 \quad [3.9]$$

Sendo $S_{m\acute{a}x}$, um parâmetro cujo valor se encontra indicado dos quadros 3.2 e 3.3 do Anexo Nacional.

Tendo em conta os resultados apresentados para a aceleração máxima de referência a_{gr} e para o coeficiente de importância nos pontos anteriores 3.3.3.2 e 3.3.3.4, respetivamente, já é possível obter o valor de cálculo da aceleração à superfície a_g .

$$\left. \begin{array}{l} a_{gr} = 2,5 \text{ m/s}^2 \\ \gamma_1 = 1,15 \end{array} \right\} a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,15 \times 2,5 = 2,875 \text{ m/s}^2 > 1 \text{ m/s}^2 \vee < 4 \text{ m/s}^2$$

Para além disso, também já se pode determinar o valor dos parâmetros necessários para a obtenção do espectro de cálculo, assim como este mesmo espectro.

Tabela 3.11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Através da análise da tabela 3.11 e, sabendo que o tipo de terreno onde está implantada a estrutura em estudo é do tipo A, os valores utilizados para obter o espectro de cálculo foram os seguintes:

$$S_{m\acute{a}x} = 1,0$$

$$T_B = 0,1 \text{ s}$$

$$T_C = 0,25 \text{ s}$$

$$T_D = 2,0 \text{ s}$$

Sabendo o valor de S_{max} e de a_g , posso também determinar o valor de S , através da expressão 3.8.

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g = 2,875 \text{ m/s}^2 < 4 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) = 1,0 - \frac{1 - 1}{3} \times (2,875 - 1) = 1,0$$

Atendendo ao que já foi referido e explicado anteriormente nos pontos 2.3.3.1 e 2.3.4.5, o valor do coeficiente de comportamento é 1,5.

A partir destes valores e utilizando as equações acima apresentadas, o espectro de cálculo para o caso que se tem vindo a estudar nesta dissertação é o que se apresenta na figura 3.6.

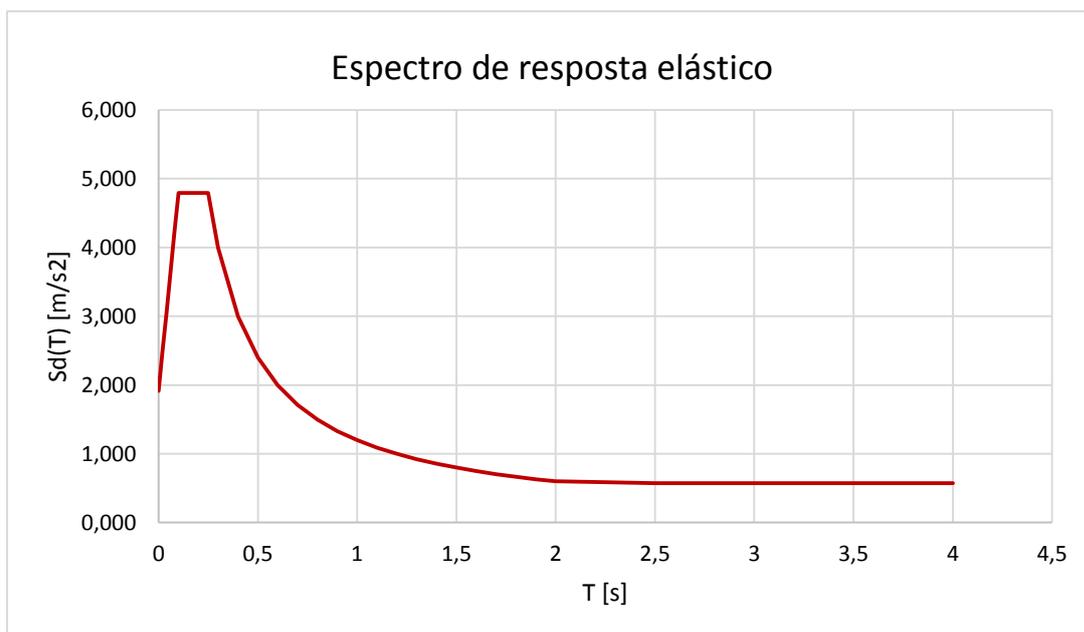


Figura 3.6 - Espectro de resposta elástico para a estrutura em análise.

3.3.3.7. Resposta elástica Vertical

De acordo com a cláusula 3.2.2.3(1) do EC8-1, o espectro de resposta elástico vertical, S_{ve} , é determinado através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad [3.10]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad [3.11]$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [3.12]$$

$$T_d \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad [3.13]$$

Em que:

a_{vg} – Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical;

η – Coeficiente de correção do amortecimento com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Esta componente vertical da ação sísmica só deverá ser considerada se a_{vg} for superior a 0,25g (2,5 m/s²), e apenas nos seguintes casos (cláusula 3.3.5.2(1) do EC8-1) [EN 1998-1, 2010];

- Elementos estruturais horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m;
- Consolas horizontais com mais de 5 m de comprimento;
- Elementos pré-esforçados horizontais;
- Vigas que suportam pilares;
- Estruturas com isolamento de base.

Se as condições acima citadas se verificarem, os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta vertical a utilizar, são os apresentados na tabela 3.12, fazendo-se apenas referência aos valores correspondentes à ação sísmica tipo 2.

Tabela 3.12 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta vertical para a Ação sísmica Tipo 2 [EN 1998-1, 2010].

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

No caso em análise, não se verificando nenhuma das situações descritas, não se considerou a componente vertical.

3.4. Combinação de ações

De modo a verificar os Estados Limites, Últimos e de Utilização, foi necessário ter em conta os critérios existentes no EC0 relativamente à combinação de ações. Mais especificamente, para a estrutura em estudo, foram consideradas as combinações representadas pelas expressões 3.14, 3.15 e 3.16:

- Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [3.14]$$

- Estados Limites Últimos - Ação Sísmica (art.º 6.4.3.4 do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [3.15]$$

- Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente (cláusula 6.5.3(c) do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [3.16]$$

Em que:

“+” – Significa “a combinar com”;

Σ – Significa “o efeito combinado de”;

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

γ_P – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço;

Ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

Ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;

P – Valor da ação do pré-esforço;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$);

- A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência;
- γ_1 – Coeficiente de importância.

De acordo com o Quadro A1.2(B) do EC0 [EN 1990, 2009], os coeficientes parciais tomam os seguintes valores: 1,35 para as ações permanentes (γ_G) e 1,5 para as ações variáveis (γ_Q).

De seguida e após terem sido analisadas as expressões 3.14, 3.15 e 3.16, anteriormente apresentadas, sintetizam-se as combinações de ações utilizadas ao longo da realização deste trabalho, mais especificamente, na modelação da estrutura no programa *SAP2000*, tendo em conta os coeficientes parciais já indicados.

- Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental:

$$1,35 \times (PP + RCP) + 1,50 \times (Q_{pisos\ intermédios} + Q_{cobertura} + Q_{escadas}) \quad [3.17]$$

- Estados Limites Últimos – Ação Sísmica \pm Efeitos Acidentais de Torção:

$$\frac{\text{Combinação 1: } (PP + RCP) + A_{sismo2} + 0,3 \times (Q_{pisos\ intermédios} + Q_{cobertura} + Q_{escadas})}{TA} \quad [3.18]$$

$$\frac{\text{Combinação 2: } (PP + RCP) + A_{sismo2} + 0,3 \times (Q_{pisos\ intermédios} + Q_{cobertura} + Q_{escadas})}{TA} - \quad [3.19]$$

Tal como já foi várias vezes referido ao longo desta dissertação, a ação sísmica a considerar é a do Tipo 2, pois o edifício em estudo encontra-se nos Açores. Este é o motivo pelo qual na combinação de ações acima apresentada não se contabiliza a Ação sísmica Tipo 1.

- Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente:

$$(PP + RCP) + 0,3 \times (Q_{pisos\ intermédios} + Q_{cobertura} + Q_{escadas}) \quad [3.20]$$

Onde:

PP – Peso próprio;

RCP – Restantes cargas permanentes;

Q – Sobrecarga;

A_{sismo2} – Valor da ação sísmica para o sismo Tipo 2;

TA – Efeitos acidentais de torção.

3.5. Classificação da estrutura

De acordo com o art.º 5.1.2 do EC8-1 [EN 1998-1, 2010], é possível classificar e diferenciar as estruturas de betão armado em vários tipos de sistemas estruturais. Apesar de alguns destes sistemas parecerem iguais, na verdade não o são, pois existem alguns aspetos distintos devido a terem diferentes valores do coeficiente de comportamento, o que significa que cada sistema estrutural tem uma capacidade de dissipação de energia diferente, quando sob o efeito de uma ação sísmica.

Sendo assim, os sistemas estruturais estipulados pelo EC8 são os seguintes:

- Parede acoplada: Este é um sistema composto por duas ou mais paredes simples ligadas de modo regular por vigas de acoplamento, sendo capaz de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base de cada parede, caso estas funcionassem separadamente;
- Sistema de paredes: Neste sistema estrutural, são as paredes estruturais verticais, acopladas ou não, que mais contribuem para garantir a resistência, tanto às ações verticais como às ações laterais. A resistência à força de corte na base das paredes é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema porticado: Tal como no sistema de paredes, no sistema porticado a resistência à força de corte na base dos pilares é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural. Esta resistência é principalmente assegurada por pórticos espaciais;
- Sistema misto: Este é um sistema no qual a resistência às ações laterais é garantida tanto pelo sistema porticado como por paredes estruturais, acopladas ou não, e a resistência às ações verticais é principalmente assegurada por pórticos espaciais;

- Sistema misto equivalente a sistema porticado: Estrutura mista em que a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto equivalente a paredes: Neste sistema, a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural;
- Sistema torsionalmente flexível: Estrutura mista equivalente a paredes ou de paredes que não têm uma rigidez à torção mínima. Atendendo ao estipulado na cláusula 5.2.2.1(6) do EC8-1, uma estrutura é considerada um sistema torsionalmente flexível se satisfizer a expressão 3.21 nas duas direções:

$$r_x \geq I_s \quad [3.21]$$

Em que:

r_x - Raio de torção;

I_s - Raio de giração da massa do piso em planta.

- Sistema de pêndulo invertido: Este é um sistema em que a principal dissipação de energia ocorre na base de um único elemento do edifício e onde 50% ou mais da massa se encontra no terço superior da altura total da estrutura.

3.6. Classes de ductilidade

O EC8 define três classes de ductilidade distintas:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL): Esta classe de ductilidade refere-se a estruturas com uma resposta em regime elástico, em que a resistência às forças horizontais provocadas pela ação sísmica é assegurada pela resistência dos próprios elementos estruturais e não pela sua ductilidade. Para além disso é apenas recomendada para zonas de baixa sismicidade, uma vez que possui uma baixa capacidade de dissipação de energia.
O dimensionamento destas estruturas é feito considerando os requisitos expostos na cláusula 5.2.1(2)P do EC2 e o seu coeficiente de comportamento η deverá ser de apenas 1,5;
- Classe de ductilidade média (DCM): Caracteriza-se por ter uma elevada capacidade de dissipação de energia, podendo o seu coeficiente de comportamento ser igual ou maior que 1,5. O seu dimensionamento e a pormenorização dos elementos são realizados segundo os princípios de resistência sísmica específicos descritos no EC8, os quais

permitem que a resposta da estrutura ocorra em regime não elástico, sem a verificação de roturas frágeis;

- Classe de ductilidade alta (DCH): Por último, esta classe de ductilidade representa as estruturas que possuem uma elevada ductilidade, superior à da classe de ductilidade média, cujo coeficiente de comportamento pode, da mesma forma, ser igual ou superior a 1,5. O projeto, dimensionamento e disposições construtivas desta classe de ductilidade são de extrema complexidade e garantem elevados níveis de plasticidade.

3.7. *Modelação e análise*

Ao longo dos anos, com os crescentes avanços ao nível da tecnologia, têm surgido cada vez mais *softwares* de cálculo automático que permitem modelar e dimensionar qualquer estrutura, tendo por base a informação recolhida sobre essa estrutura. Apesar destes programas se terem tornado numa ferramenta extremamente útil e utilizada pela indústria da Engenharia Civil, é importante olhar para os resultados obtidos com espírito crítico, pois, ao longo da modelação da estrutura poderão ocorrer alguns erros, que não são perceptíveis numa primeira análise.

Segundo o EC8-3, a modelação da estrutura deverá seguir as indicações dadas no art.º 4.3.1 do EC8-1, sem qualquer alteração.

Dos programas de cálculo automático existentes no mercado, optou-se pelo *SAP2000* já que este *software* permite utilizar um modelo tridimensional o que leva a conhecer o comportamento da estrutura de uma forma mais exata.

De seguida são descritos, de forma sucinta, todos os aspetos, opções e valores considerados ao longo das várias etapas que levaram à modelação da estrutura, a qual se apresenta na figura 3.7.

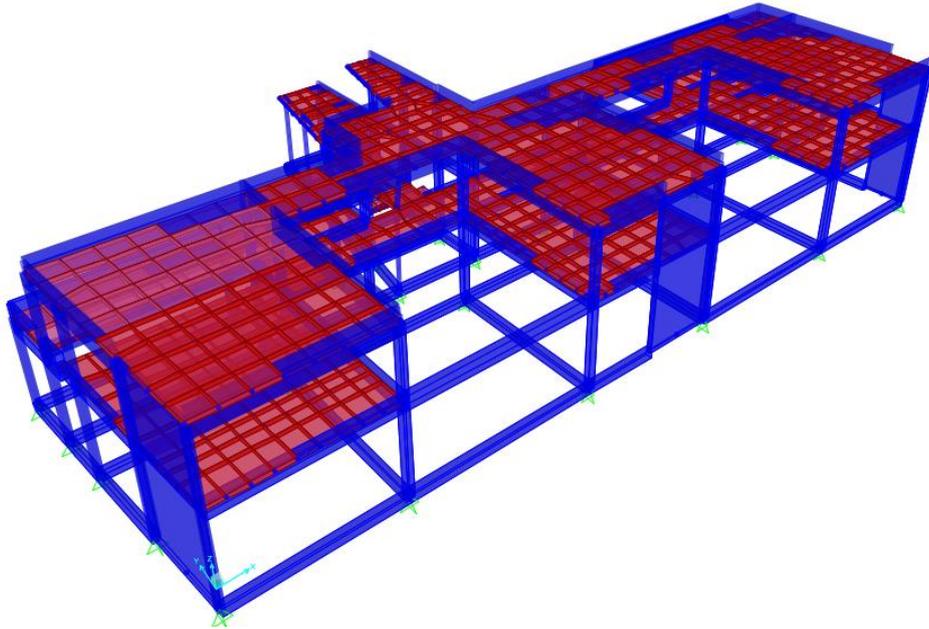


Figura 3.7 - Modelo estrutural do edifício em estudo, elaborado através do programa de cálculo automático SAP2000.

Antes de mais, logo no início da modelação da estrutura, foi necessário ter em atenção as unidades definidas, sendo que, neste caso, optou-se pelas unidades do Sistema Internacional e, portanto, utilizou-se kN para as forças, kN.m para os momentos e m para as distâncias.

De seguida, criou-se uma malha com as distâncias em XY correspondentes aos extremos do edifício e às distâncias entre os eixos dos pilares. No eixo Z foram colocadas as alturas dos pisos da estrutura.

As próximas etapas decorridas ao longo da modelação da estrutura serão descritas, de forma sucinta, nos subcapítulos que se seguem.

3.7.1. Materiais

Nesta fase procedeu-se à definição dos materiais presentes na estrutura, betão e aço, cujas características já se encontram descritas na secção 3.2.

3.7.2. Elementos estruturais

Após a definição dos materiais, seguiu-se para a modelação dos vários elementos estruturais. Para os pilares e vigas optou-se por utilizar elementos de barra lineares (*frame*) do tipo “*column*” e do tipo “*beam*”, respetivamente, atribuindo às várias secções as suas reais dimensões e o tipo de material.

Para além disso, foi definida ainda uma viga de massa desprezável e dimensões 0,1 x 0,1, designada *Vficticia*, cujo objetivo é o de representar o peso das paredes exteriores nos locais onde não existem vigas.

Relativamente às paredes de betão, utilizou-se, igualmente, elementos de barra lineares com as dimensões e características das próprias paredes, situando-os no centro de massa da secção a que correspondem. De modo a fazer a ligação entre as extremidades da parede estrutural e a laje existente nessa secção, utilizou-se a ferramenta “*constraints*” do tipo “*body*” (corpo rígido) que permite assegurar a indeformabilidade longitudinal do elemento, através da restrição do movimento segundo os seis graus de liberdade (translação e rotação em x, y e z).

As lajes foram modeladas através de elementos de área “*shell-thick*” (espessa), pois estes permitem considerar as deformações devidas ao esforço transversal do elemento. Tal como nos restantes elementos estruturais, nas lajes também foi necessário ter em atenção a sua dimensão e o material constituinte aquando da sua modelação. De seguida, procedeu-se à discretização das lajes, onde a dimensão dos intervalos dos elementos finitos varia de acordo com a necessidade de conciliar os nós das lajes com os nós dos restantes elementos estruturais.

De seguida, a modelação das escadas foi realizada da mesma forma que as lajes, ou seja, através de elementos “*shell*” do tipo “*thick*”. E, por fim, utilizou-se a ferramenta “*diaphragm*” do tipo “*auto*” de modo a bloquear todos os nós da laje para que esta se comportasse como um diafragma rígido.

3.7.3. Espectro de resposta

Uma vez definidos e representados todos os elementos estruturais no modelo, procedeu-se à introdução do espectro de resposta, o qual foi anteriormente abordado e explicado no ponto 3.3.3.6.

3.7.4. Ações atuantes

De seguida, procedeu-se à definição das ações e das combinações de ações a que a estrutura se encontra sujeita, já referidas nos pontos 3.3.1, 3.3.2 e 3.4, respetivamente. No modelo, estas ações foram intituladas da seguinte forma: cargas permanentes “CP” (peso próprio “PP” + restante carga permanente “RCP) e sobrecarga “SC”.

Para a modelação do PP não é necessário aplicar qualquer carga, uma vez que o programa utilizado, *SAP2000*, efetua o seu cálculo automaticamente, de acordo com o tipo de material constituinte e as dimensões dos elementos estruturais.

Relativamente às RCP, a modelação da alvenaria interior foi simulada através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento, enquanto que para a alvenaria exterior, optou-se por utilizar uma carga linear e uniforme. A carga resultante da SC foi aplicada de forma uniforme nas lajes.

A ação sísmica, explicada e descrita no ponto 3.3.3 foi modelada tendo em conta os requisitos especificados no art.º 3.2.2.1 do EC8-1 e, por último, para modelar os efeitos acidentais de torção foi aplicado no centro de rigidez de cada um dos pisos um momento torsor, cujo valor foi calculado no ponto 3.8.2.

3.7.5. Simplificações adotadas

Dado que existe alguma variação na altura dos pilares, e conseqüentemente, no nível das lajes, em determinadas secções da estrutura, optou-se por se utilizar um valor médio para a altura dos pilares e, portanto, para a altura de cada piso, 3,5 m, tornando mais simples a modelação do edifício.

Para além disso, como se pode verificar na figura 3.8, no projeto da estrutura verifica-se a existência de uma junta de dilatação F-F1. Esta não foi introduzida na modelação da estrutura de modo a simplificar a mesma, o que resultou na eliminação dos pilares 29, 30 e 31 e no aumento do comprimento das vigas 2, 3 e 7.

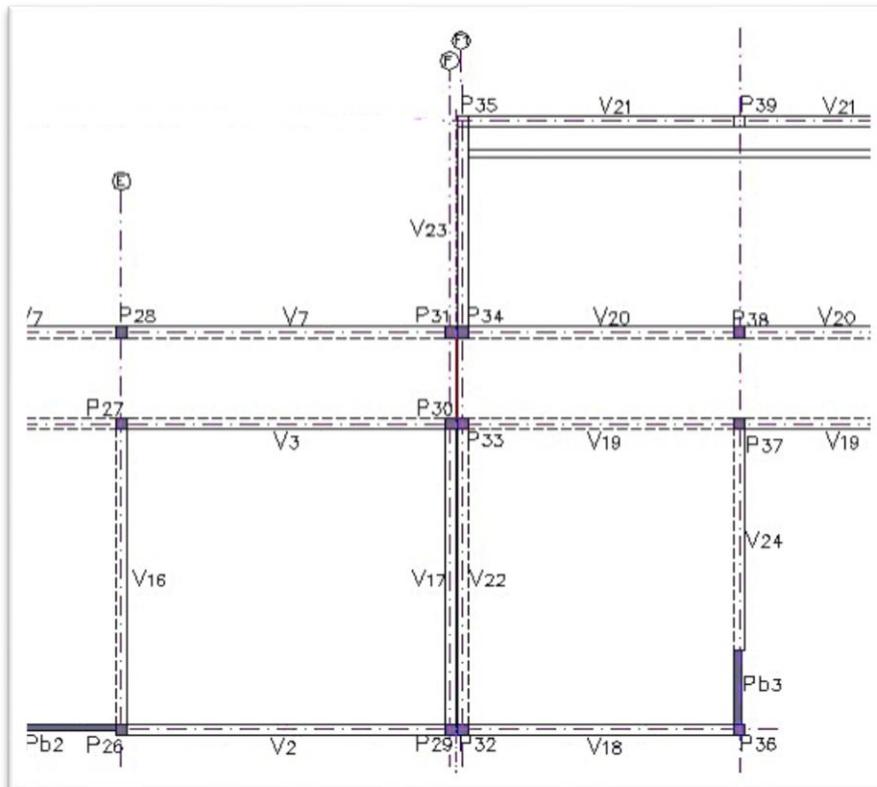


Figura 3.8 - Figura representativa da junta de dilatação F-F1 existente no projeto do edifício.

3.8. Efeitos da ação sísmica

3.8.1. Análise modal

Tendo em conta o art.º 4.3.3.3.1 do EC8-1, devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Para tal, deverá ser demonstrada umas das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais superiores a 5% da massa total são considerados.

Caso se utilize um modelo espacial, as condições anteriormente apresentadas deverão ser verificadas para cada direção considerada.

Optou-se por considerar 12 modos de vibração para a análise da estrutura, conseguindo-se através do programa de cálculo, obter o período e a frequência para cada um desses modos, referidos na tabela 3.13.

Tabela 3.13 - Período e frequência dos modos de vibração da estrutura.

Modo	Período T (s)	Frequência f (Hz)
1	0,405	2,467
2	0,356	2,802
3	0,219	4,565
4	0,155	6,47
5	0,125	7,989
6	0,12	8,336
7	0,11	9,06
8	0,104	9,641
9	0,102	9,785
10	0,101	9,851
11	0,088	11,341
12	0,087	11,522

O art.º 4.3.3.3.2 do EC8-1 que diz respeito à combinação das respostas modais, estabelece que as respostas de dois modos de vibração i e j , poderão ser consideradas como independentes entre si caso os seus períodos T_i e T_j satisfaçam, a seguinte condição, sendo $T_j \leq T_i$:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad [3.22]$$

Tabela 3.14 – Período de cada modo de vibração e o seu valor multiplicado por 0,9.

Modo	Período (s)	Condição 0,9.T
1	0,405	0,3645
2	0,356	0,3204
3	0,219	0,1971
4	0,155	0,1395
5	0,125	0,1125
6	0,12	0,108
7	0,11	0,099
8	0,104	0,0936
9	0,102	0,0918
10	0,101	0,0909
11	0,088	0,0792
12	0,087	0,0783

Atendendo ao estipulado pela condição acima referida e aos valores apresentados na tabela 3.14 verifica-se que a partir do modo de vibração 5 T_j já não é menor que T_i quando multiplicado pelo coeficiente 0,9. O art.º 4.3.3.3.2 do EC8-1 ainda refere, que nesta situação devem adotar-se métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, tal como a “Combinação Quadrática Completa”. Sendo assim, foi este o método utilizado no programa de cálculo, para a definição do espectro de resposta.

Através do programa de cálculo, também foi possível extrair dos valores os fatores de participação de massa dos doze modos de vibração considerados, expostos na tabela 3.15.

Tabela 3.15 - Fatores de participação de massa por modo de vibração.

Modo	UX	$\Sigma(UX)$	UY	$\Sigma(UY)$	RZ	$\Sigma(UZ)$
1	0,6394	0,6394	0,1749	0,1749	0,5306	0,5306
2	0,2566	0,8961	0,5071	0,6820	0,3675	0,8981
3	0,0046	0,9006	0,0307	0,7127	0,0232	0,9213
4	0,0616	0,9622	0,0071	0,7198	0,0116	0,9330
5	0,0002	0,9624	0,0861	0,8059	0,0191	0,9520
6	0,0000	0,9624	0,0011	0,8070	0,0002	0,9522
7	0,0007	0,9632	0,1221	0,9291	0,0000	0,9523
8	0,0003	0,9635	0,0011	0,9302	0,0013	0,9536
9	0,0001	0,9636	0,0003	0,9305	0,0002	0,9537
10	0,0008	0,9644	0,0006	0,9311	0,0001	0,9539
11	0,0021	0,9665	0,0000	0,9311	0,0007	0,9545
12	0,0004	0,9668	0,0001	0,9312	0,0021	0,9567

Ao analisar a tabela 3.15, é possível concluir que a condição anteriormente referida é verificada, uma vez que a soma das massas modais efetivas dos 12 modos de vibração é superior a 90% da massa total da estrutura. Mais especificamente, na direção x, y e z, a massa total da estrutura movimentou-se 93,68%, 93,12% e 95,67%, respetivamente.

Neste trabalho optou-se por considerar 12 modos de vibração para a análise da estrutura, pois, para além de ser o número de modos de vibração escolhido por defeito pelo programa estrutural *SAP2000*, é um valor bastante aceitável uma vez que, como se pode observar na tabela 3.15, a partir do terceiro modo de vibração a soma das massas modais efetivas já representa mais de 90%.

Os períodos correspondentes ao primeiro e segundo modo de vibração, $T_1=0,405s$ e $T_2=0,356s$, representam os períodos fundamentais de vibração para as direções x e y, respetivamente.

3.8.2. Efeitos acidentais de torção

De acordo com a cláusula 4.3.2(1) do EC8-1, existe uma incerteza relativa à localização das massas e à variação espacial do movimento sísmico e, de forma a ter essa incerteza em conta, é necessário deslocar o centro de massa de cada piso i, em cada direção, com uma excentricidade acidental, a qual se calcula através da seguinte fórmula:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad [3.23]$$

Sendo,

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.

Uma vez que os valores de L_i podem ser obtidos através da análise da planta de cada piso, piso 1 e a cobertura, é possível, obter também o valor da excentricidade, tal como se apresenta na tabela 3.16.

Tabela 3.16 - Dimensão de cada piso e excentricidade acidental da massa dos pisos, nas direções x e y.

	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
Piso 1	47,581	25,531	2,37905	1,27655
Cobertura	47,212	19,817	2,3606	0,99085

Estes efeitos de torção devem ser determinados através da aplicação de um momento torsor, em cada piso e com o mesmo sentido, o qual se encontra definido na cláusula 4.3.3.3(1) do EC8-1 através da expressão 3.24:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad [3.24]$$

Em que:

M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;

e_{ai} – Excentricidade accidental;

F_i – Força horizontal atuante no piso i , calculada através da seguinte fórmula (art.º 4.3.3.2.3 do EC8-1):

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad [3.25]$$

Sendo:

m_i – Massa do piso i (ton);

z_i – Altura do piso i , medida acima do nível de aplicação da ação sísmica;

F_b – Força de corte sísmica na base obtida pela expressão (cláusulaº 4.3.3.2.2 (1) do EC8-1):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [3.26]$$

Onde:

$S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – Massa total do edifício (ton);

λ – Fator de correção, cujo valor é 1,0, pois o edifício em estudo tem apenas dois pisos.

Tendo em consideração todas as fórmulas e condições acima apresentadas foi possível obter os resultados apresentados nas tabelas 3.17, 3.18 e 3.19.

Tabela 3.17 - Determinação da força de corte sísmica na base de cada piso.

Direção	T_1 (s)	S_d (m/s ²)	m_{Piso1} (ton)	$m_{Cobertura}$ (ton)	λ	F_b (kN)
x	0,405	2,966	360,662	271,797	1	1875,88
y	0,356	3,430				2169,34

Tabela 3.18 – Determinação da força horizontal atuante em cada piso.

Direção	z _i (m)	z _j (m)	z _i *m _i	z _j *m _j	F _{i,Piso 1} (kN)	F _{i,Cobertura} (kN)
x	3	6	1081,987	1630,800	748,19	1127,69
y					865,24	1304,10

Tabela 3.19 - Determinação do momento torsor accidental.

Direção	M _{a,Piso 1} (kN.m)	M _{a,Cobertura} (kN.m)	M _{máx,Piso 1} (kN.m)	M _{máx,Cobertura} (kN.m)
x	955,10	1117,37	2058,45	3078,46
y	2058,45	3078,46		

Uma vez obtido o valor dos momentos torsores accidentais, procedeu-se à aplicação do mesmo no centro de rigidez de cada um dos pisos e à sua combinação com os efeitos da ação sísmica.

3.8.2.1. Cálculo do centro de rigidez

De modo a determinar o centro de rigidez de uma secção é necessário obter o seu valor na direção x e na direção y, o que se calcula através das expressões 3.27 e 3.28, respetivamente:

$$X_{cr} = \sum_{j=1}^{ny} \frac{I_{yyi} \times x_i}{I_{yyi}} \quad [3.27]$$

$$Y_{cr} = \sum_{j=1}^{nx} \frac{I_{xxi} \times y_i}{I_{xxi}} \quad [3.28]$$

Em que:

I_{xxi}, I_{yyi} – Momento de inércia do piso i, na direção x e na direção y, respetivamente;

x_i, y_i – Distância do centro do pilar à extremidade do piso i, na direção x e na direção y, respetivamente;

Uma vez calculadas as inércias e coordenadas de cada um dos pilares e paredes dos dois pisos do edifício em estudo (referidas no anexo 5), foi possível obter a localização do centro de rigidez, apresentada na tabela 3.20 a qual é diferente nos dois pisos, uma vez que estes têm dimensões e áreas distintas, representadas nas figuras 3.9 e 3.10. É necessário realçar apenas o fato de que a inércia dos pilares com formas irregulares, como é o caso do pilar P1, é retirada diretamente do *AutoCAD*.

Tabela 3.20 - Localização do centro de rigidez para o Piso 1 e para a Cobertura.

Direção	Piso 1	Cobertura
X _{cr} (m)	22,769	19,504
Y _{cr} (m)	10,439	7,950

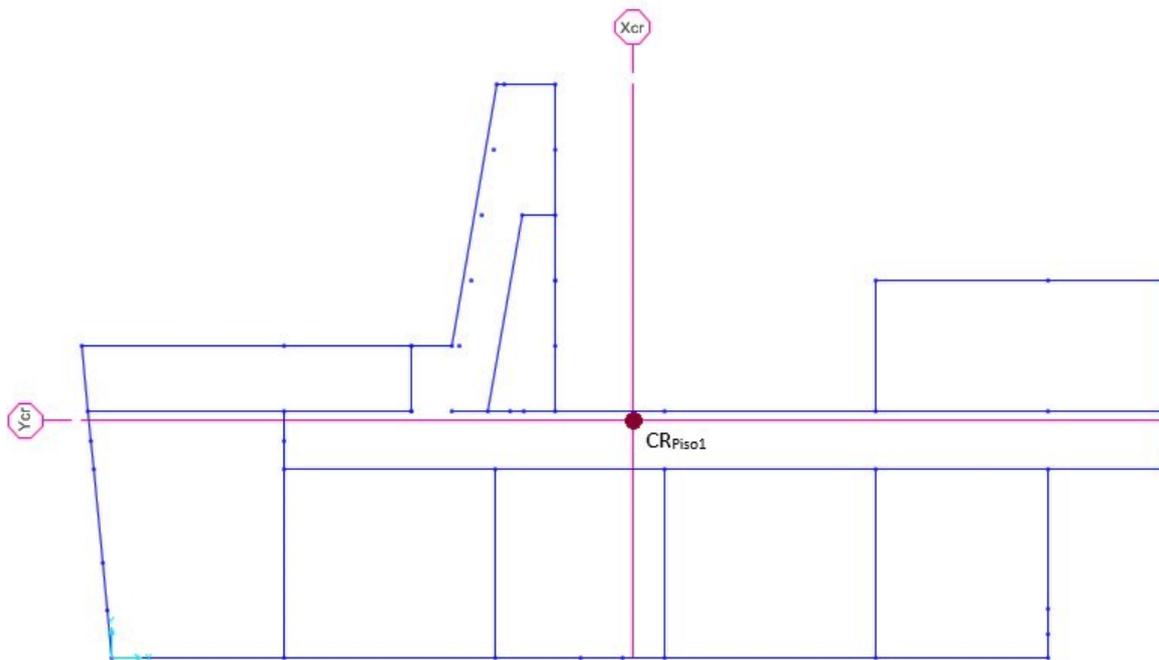


Figura 3.9 – Esquema representativo da localização do Centro de Rigidez no Piso 1.

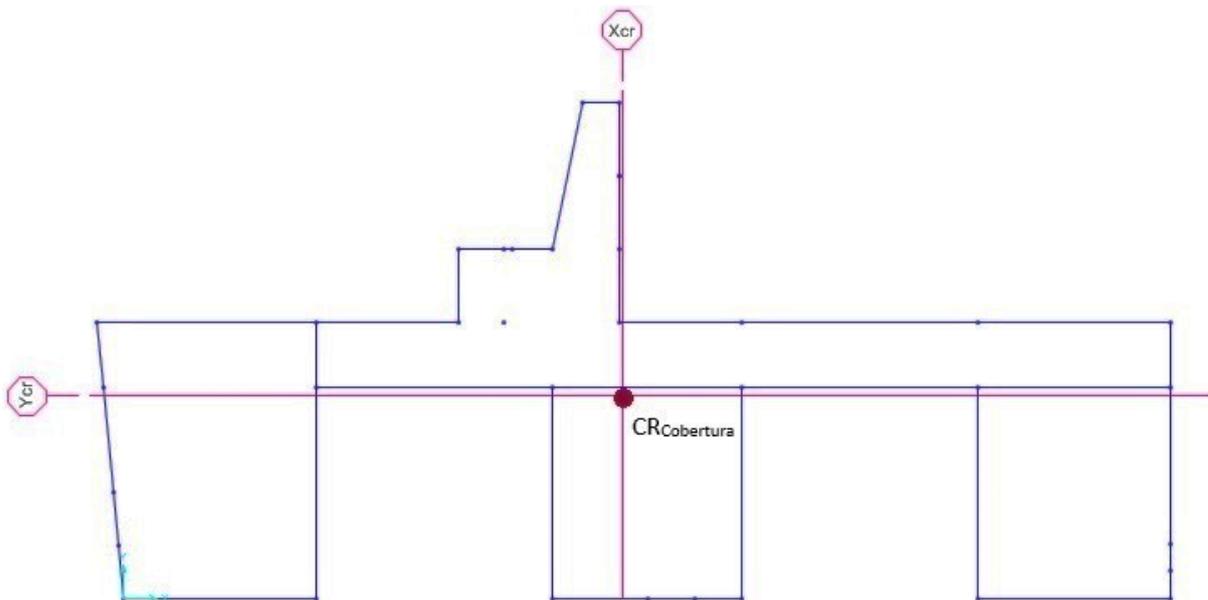


Figura 3.10 – Esquema representativo do Centro de Rigidez na Cobertura.

3.8.3. Efeitos de 2ª ordem

Os efeitos de 2.ª ordem são efeitos adicionais que têm origem nas ações provocadas pela deformação das estruturas, ou seja, resultam dos efeitos desfavoráveis dos deslocamentos relativos entre pisos, que ocorrem quando a estrutura se encontra sujeita a uma ação sísmica. Estes deslocamentos originam cargas excêntricas nos elementos estruturais verticais devido ao esforço axial existente.

Segundo a cláusula 4.4.2.2 (2) do EC8-1, os efeitos de segunda ordem poderão ser dispensados se a seguinte condição se verificar em todos os pisos do edifício:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h_p} \leq 0,10 \quad [3.29]$$

Em que:

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo o mesmo, na situação de projeto sísmica;

V_{tot} – Força de corte sísmica total no piso considerado;

h_p – Altura entre pisos;

d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado, os quais são calculados de acordo com a seguinte expressão (art.º4.3.4 do EC8-1):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad [3.30]$$

Onde:

d_s – Deslocamento de um ponto da estrutura devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, considerado igual a q , salvo indicação em contrário;

d_e – Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

No art.º 4.4.2.2 do EC8-1 define-se ainda que se $0,1 < \theta < 0,2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados de modo aproximado através da multiplicação dos esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1-\theta)$. Para além disso, o valor do coeficiente θ não deverá ser superior a 0,3.

O cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , foi efetuado com recurso ao modelo de cálculo automático elaborado no programa *SAP2000*, através da análise aos deslocamentos, d_e , ao nível dos dois pisos da estrutura, para a combinação da ação sísmica mais desfavorável que, no caso em estudo, é a Combinação 1 referida na secção 3.4. Dado que os pontos de cada piso apresentam deslocamentos distintos, optou-se por calcular o deslocamento de cada piso através da análise de um conjunto de pontos predefinidos. Estes pontos encontram-se referenciados nas imagens 3.11 e 3.12 para o piso 1 e para a cobertura, respetivamente.

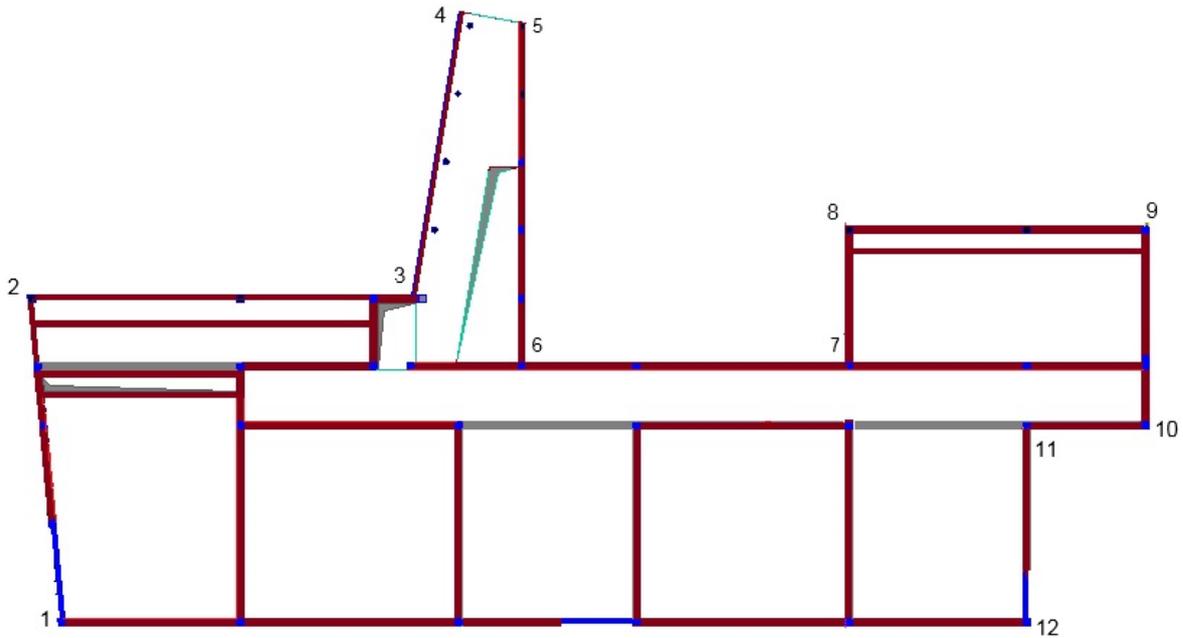


Figura 3.11 - Localização dos pontos em que foram analisados os deslocamentos no Piso 1.

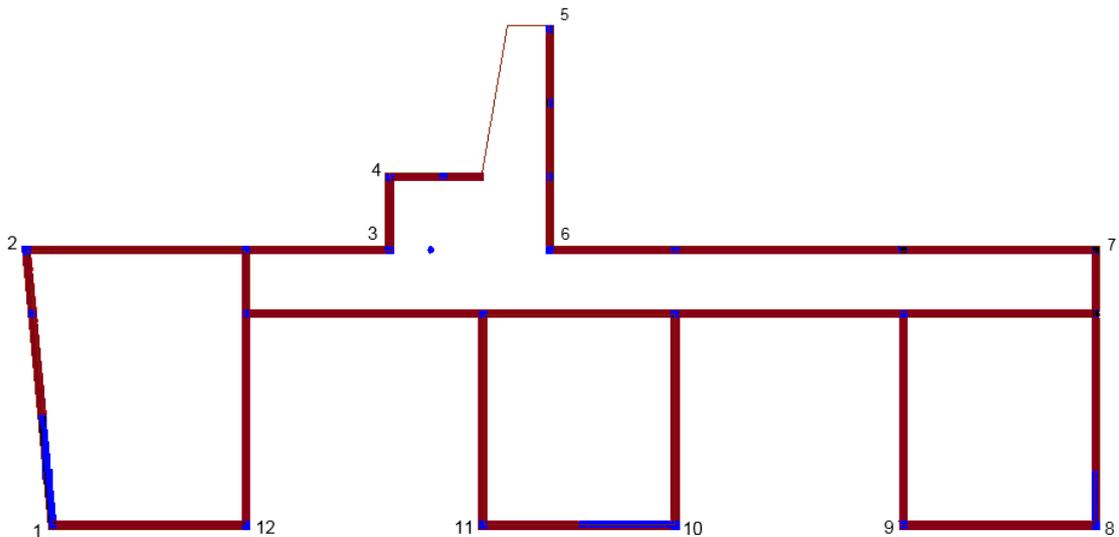


Figura 3.12 - Localização dos pontos em que foram analisados os deslocamentos na Cobertura.

No anexo 6, encontram-se referidos os deslocamentos retirados do modelo de cálculo (d_e) e os respetivos deslocamentos reais (d_s). Estes permitiram obter o valor do deslocamento relativo entre pisos (d_r) fazendo a diferença dos deslocamentos reais médios no topo e na base de cada piso.

Uma vez calculados todos os parâmetros procedeu-se ao cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos (θ), cujo valor, em ambas as direções ortogonais, se apresenta na tabela 3.21.

Tabela 3.21 - Valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos, θ , para o piso 1 e para a cobertura, nas direções x e y.

Piso	Direção	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	h (m)	d_r (m)	θ
Piso 1	x	6152,220	728,890	3,5	0,013	0,032
	y		595,250		0,012	0,036
Cobertura	x	2028,590	716,600	3,5	0,004	0,003
	y		614,430		0,001	0,001

Ao analisar os valores de θ referidos tabela 3.21 é possível observar que para os dois pisos da estrutura e para ambas as direções ortogonais a condição anteriormente referida, $\theta \leq 0,10$, é verificada. Sendo assim, os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados para a estrutura em estudo.

4. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EXISTENTE

4.1. Avaliação das capacidades resistentes/deformação dos elementos

Na presente secção serão avaliadas as capacidades de resistência ao corte e de deformação dos diversos elementos estruturais do edifício, para que, posteriormente, se possa proceder à verificação da segurança sísmica dos mesmos.

4.1.1. Considerações iniciais

A avaliação das capacidades resistentes e de deformação dos elementos estruturais do edifício será realizada de acordo com a Parte 3 do EC8, na qual se compara o valor das exigências e das capacidades dos elementos estruturais. Estes valores são obtidos de forma diferente, sendo que o valor das exigências é retirado diretamente da análise e o valor das capacidades é obtido através de cálculos, como se apresenta nos pontos seguintes.

Considera-se ainda que aos elementos dúcteis correspondem os esforços de flexão e aos elementos frágeis o esforço transversal, sendo a verificação da segurança feita tendo em conta as exigências provocadas pela ação sísmica.

Para além das verificações ao Estados Limites Últimos e de Utilização descritas no EC8-1, para os métodos de análise linear, a parte 3 do EC8 acrescenta o cálculo da seguinte relação: $\rho_i = D_i/C_i$, em que C_i (“*Capacities*”) corresponde às capacidades dos elementos e D_i (“*Demands*”) as exigências impostas pela ação sísmica. Se a razão apresentada tomar um valor superior a 1, deve verificar-se se $2 < \rho_{max}/\rho_{min} < 3$, sendo ρ_{max} e ρ_{min} os valores máximo e mínimo da razão entre a exigência e a capacidade dos elementos estruturais sísmicos primários, respetivamente (cláusula 4.4.2(1)P do EC8-3). No caso de esta última condição não se verificar deve se escolher outro método de análise [EN 1998-3, 2005].

4.1.2. Avaliação da capacidade de deformação dos pilares

Os pilares apresentam fraca ou inexistente ductilidade, pelo que são condicionados por mecanismos de esforço transversal e são denominados elementos frágeis [Silva, 2007].

A capacidade resistente dos elementos sujeitos à flexão pode ser avaliada comparando as deformações de cedência, $\theta_{y,r}$, ou as deformações últimas, θ_{um} . As primeiras estão relacionadas com o Estado Limite de Limitação de Danos (art.º A.3.2.4 do EC8-3) e as segundas estão relacionadas com o Estado Limite de Colapso Eminente (art.º A.3.2.1 do EC8-3).

Em primeiro lugar, optou-se por calcular o valor das deformações de cedência θ_y , o qual se faz utilizando a expressão 2.5 já apresentada no ponto 2.3.5.1. Os resultados obtidos encontram-se nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tendo em conta que a estrutura em estudo apresenta 42 pilares, para os quais os cálculos se realizam da mesma forma, neste capítulo apenas serão apresentados os valores do pilar P21 (escolhido aleatoriamente).

Tabela 4.1 - Deformações de cedência do pilar P21 no Piso 1 da estrutura.

Pilar	Piso	Direção	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P21	Piso 1	x	0,015	2,279	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0158
		y	0,015	2,279	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0158

Tabela 4.2 - Deformações de cedência do pilar P21 na Cobertura da estrutura.

Pilar	Piso	Direção	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P21	Cobertura	x	0,015	1,890	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0139
		y	0,015	1,890	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0139

De seguida, determinou-se o valor da cedência última θ_{um} , através da expressão 2.7, já referida no ponto 2.3.5.1. Para tal é necessário obter a percentagem mecânica da armadura de tração e compressão, que se calculam utilizando as expressões 4.1 e 4.2, respetivamente.

$$w = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad [4.1]$$

$$w' = \frac{A'_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad [4.2]$$

Determinando todos os parâmetros acima definidos, procede-se para o cálculo das deformações últimas nos pilares. É necessário notar o fato de que os valores de f_c e f_{yw} permanecem iguais quando divididos pelo fator de confiança, uma vez que este fator toma o valor de 1,0 (ponto 2.3.2.2). Para além disso, o valor de ρ_d é 0, pois não existe armadura transversal nas direções diagonais.

Sendo assim, apresentam-se nas tabelas 4.3 e 4.4, os resultados obtidos para o pilar P21.

Tabela 4.3 - Determinação da capacidade de deformação última do pilar P21 no piso 1.

Pilar	Piso	Direção	γ_{el}	v	w	w'	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
P21	Piso 1	x	1,500	0,0680	0,311	0,311	2,279	0,101	0,001	0,0395
		y	1,500	0,0680	0,311	0,311	2,279	0,101	0,001	0,0395

Tabela 4.4 - Determinação da capacidade de deformação última do pilar P21 na cobertura.

Pilar	Piso	Direção	γ_{el}	v	w	w'	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
P21	Cobertura	x	1,500	0,0261	0,311	0,311	1,890	0,101	0,006	0,0389
		y	1,500	0,0261	0,311	0,311	1,890	0,101	0,006	0,0389

4.1.3. Avaliação da capacidade resistente dos pilares ao corte

De acordo com a cláusula A.3.3.1(1) do EC8-3, para os pilares, assim como para todos os elementos de betão armado sujeitos ao corte, é necessário verificar-se o esforço transversal resistente cíclico, $V_{r-EC8-3}$, para o Estado Limite de Colapso Eminente, através da fórmula 2.13, já apresentada no ponto 2.3.5.2. Para além disso, e atendendo ao estipulado pela cláusula A.3.3.1(3) do EC8-3, se na secção de extremidade dos pilares o *ratio* de corte for menor ou igual a 2, $L_v/h \leq 2$, então a resistência ao corte $V_{r-EC8-3}$ não pode ter um valor superior a $V_{r,max-EC8-3}$ (expressão 2.18).

Uma vez que para obter os valores do $V_{r-EC8-3}$ e do $V_{r,max-EC8-3}$ é necessário proceder a um número muito elevado de cálculos secundários, no presente ponto apenas se fará referência às fórmulas e aos dados mais importantes. Sendo assim, começou-se por calcular o esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ (que deverá ser menor que $V_{Rd,max-EC2}$) e o momento fletor resistente M_{Rd-EC2} , definidos no EC2, de modo a obter-se o valor de L_v ($L_v=M/V$). Estes resultados apresentam-se na tabela 4.5 e as expressões utilizadas foram as seguintes:

$$V_{Rd,s-EC2} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad [4.3]$$

$$V_{Rd,max-EC2} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad [4.4]$$

$$M_{Rd-EC2} = \left[A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) \quad [4.5]$$

Em que:

A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras e de esforço transversal;

s – Espaçamentos da armadura de esforço transversal na direção do eixo da peça;

z – Braço interno da peça, calculado através da fórmula $0,9.d$, sendo d a distância entre o centro de gravidade das armaduras tracionadas e a fibra mais comprimida da secção.

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transverso;

θ – Ângulo entre o eixo da peça e a direção das bielas mais comprimidas;

α_{cw} – 1,0 para elementos não pré-esforçados;

b_w – Largura transversal da secção;

ν_1 – Fator de redução da resistência do betão devido à fendilhação por esforço transverso, calculado através da seguinte expressão: $\nu_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ com f_{ck} em MPa;

x – Altura comprimida da secção, calculada da seguinte forma: $x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$;

N – Esforço normal da secção;

A_{s1}, A_{s2} – Armadura tracionada e armadura comprimida, respetivamente;

d_1 – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida;

b – Largura da secção;

h – Altura da secção;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, igual a 20 MPa.

Tabela 4.5 - Taxa Momento/Esforço Transverso L_v no final da secção do pilar P21.

Pilar	Direção	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)		M_{Rd-EC2} (kN.m)		L_v (m)	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P21	x	26,371	26,371	60,111	49,851	2,279	1,890
	y	26,371	26,371	60,111	49,851	2,279	1,890

Tabela 4.6 - Determinação do esforço transverso resistente máximo no pilar P21.

Pilar	Direção	α_{cw}	ν_1	$\theta(^{\circ})$	z (m)		b_w (m)		$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)	
					Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P21	x	1	0,528	45	0,234	0,234	0,3	0,3	331,365	331,365
	y	1	0,528	45	0,234	0,234	0,3	0,3	331,365	331,365

Através da análise dos valores obtidos nas tabelas 4.5 e 4.6, pode se concluir que $V_{rd,s-EC2}$ apresenta valores inferiores aos de $V_{rd,max-EC2}$ e, portanto a condição definida pelo EC2 verifica-se.

De seguida, prosseguiu-se para o cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ (expressão 4.6), definido na cláusula 6.2.2(1) do EC2, apresentando-se nas tabela 4.7 e 4.8 apenas os valores referente ao pilar 21.

$$V_{Rd,c-EC2} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad [4.6]$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad [4.7]$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad [4.8]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad [4.9]$$

Em que:

ρ_1 - Taxa de armadura longitudinal;

σ_{cp} – Tensão de compressão no betão devida ao esforço normal;

b_w – Menor largura da secção transversal na área tracionada;

$k_1, C_{rd,c}$ – Valores indicados no respetivo Anexo Nacional de cada país;

A_c – Área da secção transversal em mm^2 ;

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

d – Altura útil da secção transversal;

N_{ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas.

Tabela 4.7 - Esforço transversal resistente $V_{rd,c}$ do pilar 21 no piso 1.

Pilar	Piso	Direção	$C_{rd,c}$	k	ρ_1	f_{ck} (MPa)	k_1	σ_{cp} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
P21	Piso 1	x	0,12	1,894	0,008	30,00	1,15	1,354	300	250	166,581
		y	0,12	1,894	0,008	30,00	1,15	1,354	300	250	166,581

Tabela 4.8 - Esforço transversal resistente $V_{rd,c}$ do pilar 21 na cobertura.

Pilar	Piso	Direção	$C_{rd,c}$	k	ρ_1	f_{ck} (MPa)	k_1	σ_{cp} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
P21	Cobertura	x	0,12	1,894	0,008	30,00	1,15	0,796	300	250	94,227
		y	0,12	1,894	0,008	30,00	1,15	0,796	300	250	94,227

Uma vez obtido o valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$, foi possível determinar o valor do parâmetro α_v , que, por sua vez, é utilizado no cálculo da deformação de cedência θ_y (tabelas 4.9 e 4.10). Tal como já foi referido no ponto anterior, este parâmetro foi obtido de acordo com a expressão 2.5, sendo que para tal é necessário, através fórmula 4.10, determinar a curvatura de cedência no final da secção do elemento.

$$\phi_{y=\varepsilon_{sy}/0,45.d} \approx \varepsilon_{sy}/0,4.h \quad [4.10]$$

Tabela 4.9 - Deformações de cedência do pilar 21 no Piso 1.

Pilar	Piso	Direção	ϕ_y	L_v (m)	α_v	Z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P21	Piso 1	x	0,015	2,279	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0158
		y	0,015	2,279	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0158

Tabela 4.10 - Deformações de cedência do pilar 21 na Cobertura.

Pilar	Piso	Direção	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z(m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P21	Cobertura	x	0,015	1,890	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0139
		y	0,015	1,890	0	0,234	0,30	16	20	348	0,0139

Posteriormente, conhecendo o valor das deformações de cedência dos pilares da estrutura, determinou-se o parâmetro μ_{Δ}^{pl} (tabela 4.11), através da seguinte expressão:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{um} - \theta_y}{\theta_y} \quad [4.11]$$

Tabela 4.11 - Exigência de ductilidade em deslocamento do pilar P21, em ambos os pisos da estrutura.

Pilar	Direção	θ_{um}		θ_y		μ_{Δ}^{pl}	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P21	x	0,0395	0,0389	0,0158	0,0139	1,4953	1,8046
	y	0,0395	0,0389	0,0158	0,0139	1,4953	1,8046

Por fim, atendendo a todos os parâmetros calculados anteriormente, já é possível obter o valor do esforço transversal cíclico $V_{r-EC8-3}$, o qual se apresenta para o pilar 21 nas tabelas 4.12 e 4.13.

Tabela 4.12 - Esforço transversal cíclico do pilar P21 no Piso 1.

Pilar	Piso	Direção	h (m)	x (m)	Lv (m)	N (kN)	A _c (m ²)	μ _Δ ^{pl}	ρ _{tot}	V _w (kN)	V _{r-EC8-3} (kN)
P21	Piso 1	x	0,3	0,026	2,279	122,42	0,075	1,495	0,018	39,283	236,558
		y	0,3	0,026	2,279	122,42	0,075	1,495	0,018	39,283	236,558

Tabela 4.13 - Esforço transversal cíclico do pilar P21 na cobertura.

Pilar	Piso	Direção	h (m)	x (m)	Lv (m)	N (kN)	A _c (m ²)	μ _Δ ^{pl}	ρ _{tot}	V _w (kN)	V _{r-EC8-3} (kN)
P21	Cobertura	x	0,3	0,010	1,890	46,92	0,075	1,805	0,018	39,283	113,658
		y	0,3	0,010	1,890	46,92	0,075	1,805	0,018	39,283	113,658

Por último, é ainda necessário verificar se na secção de extremidade dos pilares o *ratio* de corte é menor ou igual a 2, $Lv/h \leq 2$, e, portanto, se a resistência ao corte $V_{r-EC8-3}$ pode ter ou não um valor superior a $V_{r,max-EC8-3}$. Para tal, apresentam-se nas tabelas 4.14, 4.15 e 4.16 os valores obtidos para realizar estas verificações.

O valor de γ_{el} e de f_c é 1,15 e 20 MPa, respetivamente, tal como já foi referido anteriormente.

Tabela 4.14 - Determinação do valor do esforço transversal cíclico máximo do pilar P21 no Piso 1.

Pilar	Piso	Direção	h (m)	μ _Δ ^{pl}	N (kN)	A _c (m ²)	ρ _{tot}	b _w (m)	z (m)	δ	V _{r,max-EC8-3} (kN)
P21	Piso 1	x	0,3	1,495	122,42	0,075	0,018	0,3	0,234	0,066	56,168
		y	0,3	1,495	122,42	0,075	0,018	0,3	0,234	0,066	56,168

Tabela 4.15 - Determinação do valor do esforço transversal cíclico máximo do pilar P21 na Cobertura.

Pilar	Piso	Direção	h (m)	μ _Δ ^{pl}	N (kN)	A _c (m ²)	ρ _{tot}	b _w (m)	z (m)	δ	V _{r,max-EC8-3} (kN)
P21	Cobertura	x	0,3	1,805	46,92	0,075	0,018	0,3	0,234	0,079	63,054
		y	0,3	1,805	46,92	0,075	0,018	0,3	0,234	0,079	63,054

Tabela 4.16 - Valores da relação L_v/h para o pilar P21 em ambos os pisos da estrutura.

Pilar	Direção	Lv/h	
		Piso1	Cobertura
P21	x	7,589	6,301
	y	7,589	6,301

Ao analisar a tabela 4.16 e sabendo que a condição $V_{r-EC8-3} < V_{r,max-EC8-3}$ só precisa ser verificada se $L_v/h < 2$, é possível concluir que o valor do esforço transversal cíclico $V_{r-EC8-3}$ não se encontra condicionado pelo $V_{r,max-EC8-3}$, podendo então tomar o seu próprio valor.

4.1.4. Avaliação da capacidade de deformação das paredes de betão

As paredes podem ser definidas como elementos estruturais verticais cuja relação em planta, entre o comprimento e a largura é superior a 4 [Candeias, 2011].

Na estrutura em estudo existem três paredes de betão. Optou-se por analisar cada uma das paredes apenas na direção indicada na figura 4.1, uma vez que essa é a direção do eixo de maior inércia e, portanto, é onde se obterão valores mais relevantes.

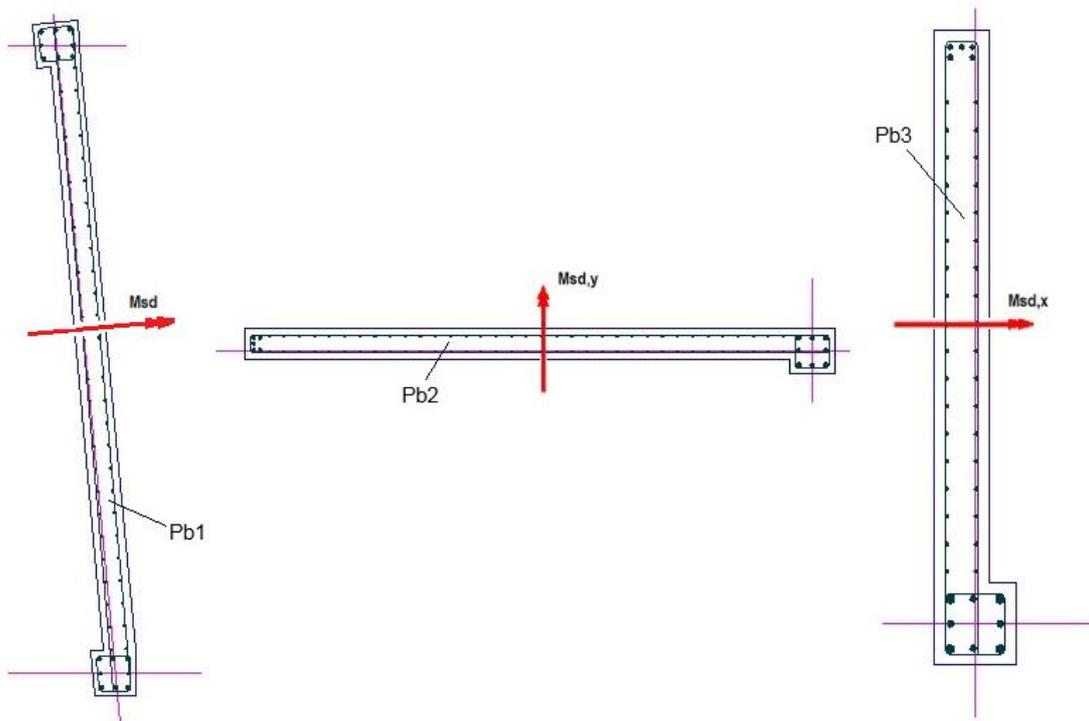


Figura 4.1 - Representação da direção em que cada parede será analisada.

Em primeiro lugar, optou-se por calcular o valor da deformação de cedência θ_y (expressão 2.6 do ponto 2.3.5.1), sendo que os resultados obtidos encontram-se nas tabelas 4.17 e 4.18.

Tabela 4.17 - Deformações de cedência das paredes de betão no Piso 1 da estrutura.

PB	Piso	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
Pb1	Piso 1	0,001	4,858	0	3,146	4,16	10	348	20	0,006
Pb2		0,001	4,493	1	2,867	3,75	16	348	20	0,009
Pb3		0,002	2,738	1	1,589	2,15	16	348	20	0,012

Tabela 4.18 - Deformações de cedência das paredes de betão na Cobertura da estrutura.

PB	Piso	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
Pb1	Cobertura	0,001	5,277	0	3,146	4,16	10	348	20	0,006
Pb2		0,001	10,795	0	2,867	3,75	12	348	20	0,009
Pb3		0,002	3,073	0	1,589	2,15	12	348	20	0,010

De seguida, determinou-se o valor da deformação última θ_{um} nas paredes de betão através da expressão 2.7, já referido em pontos anteriores.

É necessário notar o fato de que os valores de f_c e f_{yw} permanecem iguais quando divididos pelo fator de confiança, pois este fator toma o valor de 1,0 (ponto 2.3.2.2). Para além disso, o valor de ρ_d é 0 já que não existe armadura transversal nas direções diagonais.

Sendo assim, apresentam-se nas tabelas 4.19 e 4.20, os resultados obtidos para as paredes.

Tabela 4.19 - Determinação da capacidade de deformação última das paredes de betão no piso 1.

PB	Piso	γ_{el}	v	w	w'	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
Pb1	Piso 1	1,500	0,022	0,086	0,086	4,858	0,004	0,003	0,022
Pb2		1,500	0,023	0,207	0,207	4,493	0,013	0,008	0,022
Pb3		1,500	0,029	0,205	0,205	2,738	0,017	0,005	0,022

Tabela 4.20 - Determinação da capacidade de deformação última das paredes de betão na cobertura.

PB	Piso	γ_{el}	v	w	w'	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
Pb1	Cobertura	1,500	0,010	0,086	0,086	5,277	0,004	0,003	0,020
Pb2		1,500	0,015	0,191	0,191	10,795	0,012	0,003	0,026
Pb3		1,500	0,015	0,390	0,390	3,073	0,016	0,003	0,023

4.1.5. Avaliação da capacidade resistente das paredes de betão ao corte

Tal como já foi referido no ponto 4.1.3, de acordo com a cláusula A.3.3.1(1) do EC8-3, para todos os elementos de betão armado sujeitos ao corte, é necessário verificar-se o esforço transversal cíclico, $V_{r-EC8-3}$, para o Estado Limite de Colapso Eminente (expressão 2.13).

No entanto, contrariamente ao que acontece para os pilares, para as paredes de betão é obrigatório que a resistência ao corte $V_{r-EC8-3}$ não seja superior ao valor correspondente à rotura por esmagamento da alma $V_{r,max-EC8-3}$ (cláusula A.3.3.1(2)), o qual, quando sujeito a um carregamento cíclico, pode ser obtido utilizando a expressão 2.17, apresentada no ponto 2.3.5.2. Tendo em conta que a estrutura em estudo apresenta apenas três paredes de betão, neste ponto serão apresentados os resultados obtidos para todas as paredes.

Uma vez que para obter os valores do $V_{r-EC8-3}$ e do $V_{r,max-EC8-3}$ é necessário proceder a um número muito elevado de cálculos secundários, no presente ponto, tal como nos anteriores, apenas se fará referência aos parâmetros e valores mais importantes. Sendo assim, começou-se por calcular o esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ (expressão 4.3) e o momento fletor resistente M_{Rd-EC2} , definidos no EC2, de modo a obter-se o valor de L_v ($L_v=M/V$). É necessário ter em conta que, para as paredes de betão, a fórmula utilizada para a obtenção do momento fletor resistente (expressão 4.12) difere da aplicada no caso dos pilares. Os resultados obtidos apresentam-se na tabela 4.21.

$$M_{Rd-EC2} = \left(\frac{N}{2} - A_s \cdot f_{yd} \right) \times z \quad [4.12]$$

Tabela 4.21 - Taxa Momento/Esforço Transverso L_v para cada parede de betão.

PB	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)		M_{Rd-EC2} (kN.m)		L_v (m)	
	Piso1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
Pb1	733,405	733,405	3563,224	3870,095	4,858	5,277
Pb2	1566,633	668,563	7039,194	7217,159	4,493	10,795
Pb3	579,661	370,585	1587,314	1138,640	2,738	3,073

De seguida, prosseguiu-se para o cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$, definido na cláusula 6.2.2(1) do EC2, apresentando-se nas tabelas 4.22 e 4.23 os valores referentes às três paredes de betão do edifício. Este cálculo é realizado através das expressões 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 referidas no ponto 4.1.3.

Tabela 4.22 - Esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ das paredes de betão no piso 1.

PB	Piso	k	ρ_1	σ_{cp} (MPa)	$C_{rd,c}$	k_1	b_w (mm)	d (mm)	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
Pb1	Piso 1	2	0,02	0,432	0,12	1,15	200	3495	1003,82
Pb2		2	0,02	0,454	0,12	1,15	200	3186	931,55
Pb3		2	0,02	0,579	0,12	1,15	200	1766	567,20

Tabela 4.23 - Esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ das paredes de betão na cobertura.

PB	Piso	k	ρ_1	σ_{cp} (MPa)	$C_{rd,c}$	k_1	b_w (mm)	d (mm)	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
Pb1	Cobertura	2	0,02	0,207	0,12	1,15	200	3495	823,25
Pb2		2	0,02	0,296	0,12	1,15	200	3186	815,63
Pb3		2	0,02	0,309	0,12	1,15	200	1766	457,35

Uma vez obtido o valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$, foi possível determinar o valor do parâmetro α_v , que, por sua vez, é utilizado no cálculo da deformação de cedência θ_y (tabelas 4.24 e 4.25), através da fórmula 2.6, já mencionada anteriormente.

Tabela 4.24 - Deformações de cedência das paredes de betão no piso 1 da estrutura.

PB	Piso	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
Pb1	Piso 1	0,001	4,858	0	3,146	4,16	10	348	20	0,006
Pb2		0,001	4,493	1	2,867	3,75	16	348	20	0,009
Pb3		0,002	2,738	1	1,589	2,15	16	348	20	0,012

Tabela 4.25 - Deformações de cedência das paredes de betão no piso da cobertura.

PB	Piso	ϕ_y	L_v (m)	α_v	z (m)	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
Pb1	Cobertura	0,001	5,277	0	3,146	4,16	10	348	20	0,006
Pb2		0,001	10,795	0	2,867	3,75	12	348	20	0,009
Pb3		0,002	3,073	0	1,589	2,15	12	348	20	0,010

Posteriormente, conhecendo o valor das deformações de cedência dos pilares da estrutura, determinou-se o parâmetro μ_{Δ}^{Pl} (tabela 4.26), através da seguinte expressão 4.11.

Tabela 4.26 - Exigência de ductilidade em deslocamento das paredes de betão, em ambos os pisos da estrutura.

PB	θ_{um}		θ_y		μ_{Δ}^{Pl}	
	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
Pb1	0,022	0,020	0,006	0,006	2,451	2,149
Pb2	0,022	0,026	0,009	0,009	1,394	1,775
Pb3	0,022	0,023	0,012	0,010	0,777	1,365

Por fim, atendendo a todos os parâmetros calculados anteriormente, já é possível obter o valor do esforço transversal cíclico $V_{r-EC8-3}$, o qual se apresenta para as paredes de betão nas tabelas 4.27 e 4.28.

Tabela 4.27 - Determinação do esforço transversal cíclico $V_{r-EC8-3}$ das paredes de betão no piso 1.

PB	Piso	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{r-EC8-3}$ (kN)
Pb1	Piso 1	4,16	0,112	4,858	-359,21	0,832	2,451	0,0049	899,351	858,675
Pb2		3,75	0,106	4,493	-340,68	0,75	1,394	0,0119	1779,176	1655,031
Pb3		2,15	0,078	2,738	-249,15	0,43	0,777	0,0118	561,187	606,384

Tabela 4.28 - Determinação do esforço transversal cíclico $V_{r-EC8-3}$ das paredes de betão na cobertura.

PB	Piso	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{r-EC8-3}$ (kN)
Pb1	Cobertura	4,16	0,054	5,277	-172,32	0,832	2,149	0,0049	899,351	798,523
Pb2		3,75	0,069	10,795	-222,03	0,75	1,775	0,0110	1646,262	1363,714
Pb3		2,15	0,042	3,073	-132,86	0,43	1,365	0,0074	1066,527	925,798

Por último, é ainda necessário verificar se a resistência ao corte $V_{r-EC8-3}$ é inferior ou igual à força de corte máxima, que diz respeito à rutura por esmagamento da alma, quando sujeita a cargas cíclicas. No cálculo de $V_{r,max-EC8-3}$, tomou-se γ_{el} igual a 1,15 e f_c igual 20 MPa. Para além disso, considerou-se $\mu_{\Delta}^{Pl}=0$, pois, segundo a cláusula A.3.3.1(2), é deste modo que se consegue garantir que a força de corte sob cargas cíclicas seja controlada pelo esmagamento da alma antes da cedência de flexão. Os resultados obtidos apresentam-se nas tabelas 4.29 e 4.30.

Tabela 4.29 - Força de corte máxima das paredes de betão armado no piso 1.

PB	Piso	h (m)	z (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	ρ_{tot}	b_w (m)	$V_{r,max-EC8-3}$ (kN)
Pb1	Piso 1	4,16	3,146	4,858	-359,21	0,832	0,005	0,2	2909,605
Pb2		3,75	2,867	4,493	-340,68	0,75	0,012	0,2	2631,399
Pb3		2,15	1,589	2,738	-249,15	0,43	0,012	0,2	1429,632

Tabela 4.30 - Força de corte máxima das paredes de betão armado na cobertura.

PB	Piso	h (m)	z (m)	L _v (m)	N (kN)	A _c (m ²)	ρ _{tot}	b _w (m)	V _{r,max-EC8-3} (kN)
Pb1	Cobertura	4,16	3,146	5,277	-172,32	0,832	0,005	0,2	2833,236
Pb2		3,75	2,867	10,795	-222,03	0,75	0,011	0,2	2076,429
Pb3		2,15	1,589	3,073	-132,86	0,43	0,007	0,2	1369,996

Comparando os valores de $V_{r,EC8-3}$ e $V_{r,max-EC8-3}$ apresentados nas tabelas 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30, respetivamente, é possível concluir que $V_{r,EC8-3}$ apresenta valores inferiores a $V_{r,max-EC8-3}$ para todas as paredes e, portanto, a condição exigida é verificada.

4.1.6. Avaliação da capacidade de deformação das vigas

A avaliação da capacidade de deformação das vigas realizou-se através das mesmas fórmulas que para os pilares, e, por isso, todos os parâmetros calculados já se encontram definidos em pontos anteriores. Da mesma forma, apenas se apresentarão os resultados obtidos para uma viga.

Em primeiro lugar, optou-se por determinar os valores das taxas de armadura mecânica de tração e compressão, w e w' (expressões 4.1 e 4.2), respetivamente, os quais se apresentam nas tabelas 4.31 e 4.32.

Tabela 4.31 – Cálculo da taxa de armadura mecânica de tração na viga V7.

Viga	Troço	A _s (cm ²)		A _s '(cm ²)		A _c (cm ²)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	w	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita				Esquerda	Direita
V7	P12-P20	6,280	6,280	6,280	6,280	1500	20	348	0,073	0,073
	P20-P28	6,280	12,570	6,280	6,280	1500	20	348	0,073	0,146
	P28-P31	15,570	6,280	6,280	9,420	1500	20	348	0,146	0,073

Tabela 4.32 – Cálculo da taxa de armadura mecânica de compressão na viga V7.

Viga	Troço	A _s (cm ²)		A _s '(cm ²)		A _c (cm ²)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	w'	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita				Esquerda	Direita
V7	P12-P20	6,280	6,280	6,280	6,280	1500	20	348	0,073	0,073
	P20-P28	6,280	12,570	6,280	6,280	1500	20	348	0,073	0,073
	P28-P31	15,570	6,280	6,280	9,420	1500	20	348	0,073	0,109

Seguidamente, calculou-se o valor das deformações de cedência θ_y , apresentado no ponto 2.3.5.1 pela expressão 2.5 e cujos resultados se expressam na tabela 4.33.

Tabela 4.33 - Deformações de cedência nos três troços da viga V7.

Viga	Troço	ϕ_y	L_v (m)		α_v		z (m)	h (m)	d_b (m)	θ_y	
			Esquerda	Direita	Esquerda	Direita				Esquerda	Direita
V7	P12-P20	0,009	1,691	1,691	0	0	0,396	0,5	0,02	0,009	0,009
	P20-P28	0,009	1,691	3,384	0	0	0,396	0,5	0,02	0,009	0,013
	P28-P31	0,009	3,384	2,536	0	0	0,396	0,5	0,02	0,013	0,011

Por último, determinou-se o valor da cedência última θ_{um} (expressão 2.7). Realça-se novamente o fato de que os valores de f_c e f_{yw} permanecem iguais quando divididos pelo fator de confiança, uma vez que este fator toma o valor de 1,0 (ponto 2.3.2.2). Para além disso, o valor de ν é 0, uma vez que as vigas não se encontram sujeita a esforço normal ($\nu=N/bhf_c$).

Sendo assim, apresentam-se na tabela 4.34 os resultados obtidos para a viga V7.

Tabela 4.34 - Determinação da capacidade de deformação última nos três troços da viga V7.

Viga	Troço	w		w'		L_v (m)		h (m)	θ_{um}	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita		Esquerda	Direita
V7	P12-P20	0,073	0,073	0,073	0,073	1,691	1,691	0,5	0,032	0,032
	P20-P28	0,073	0,146	0,073	0,073	1,691	3,384	0,5	0,032	0,035
	P28-P31	0,146	0,073	0,073	0,109	3,384	2,536	0,5	0,035	0,040

4.2. Verificação da segurança

Nesta secção será feita a verificação da segurança à ação sísmica de todos os pilares, paredes de betão e vigas da estrutura, para os três estados limites anteriormente referidos, sendo eles os Estados Limites de Limitação de Danos, Danos Significativos e Colapso Eminente.

4.2.1. Considerações iniciais

No presente ponto é feita a verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos estruturais do edifício em estudo, de acordo com os critérios estipulados na Parte 3 do EC8, apresentando-se na tabela 4.35 quais as verificações a serem feitas para os elementos dúcteis e para os elementos frágeis.

Tabela 4.35 - Critérios de verificação dos estados limites segundo o EC8-3 [13].

Elementos		ELLD	ELDS	ELCE
Dúcteis	Primários	$\theta_E \leq \theta_y$	$\theta_E \leq 0,75\theta_{um}$	$\theta_E \leq \theta_{um}$
Frágil	Primários	Verificar apenas se os Estados Limites de Limitação de Danos e de Danos significativos forem os únicos a serem verificados.		$V_{E,CD} \leq V_{Rd-EC8-3}$

Sendo:

θ_E – Valor das exigências em deformação (retirado da análise elaborada através do programa de cálculo *SAP2000*);

θ_y – Valor das deformações de cedência;

θ_{um} – Valor das capacidades em deformações últimas;

$V_{E,CD}$ – Esforço transversal obtido pela análise de acordo com o “*Capacity Design*”;

$V_{Rd-EC8-3}$ – Esforço transversal resistente de um elemento sujeito cargas cíclicas (designado como $V_{r-EC8-3}$ nos pontos anteriores).

Apesar de, para os elementos primários frágeis, a verificação ao Estado Limite de Limitação de Danos e ao Estado Limite de Danos Significativos não ser necessária, nesta dissertação será feita a verificação a todos os Estados Limites.

Na Parte 1 do EC8 está apenas definido um único Estado Limite Último cujo período de retorno é de 475 anos, com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. Uma vez que este período de retorno é diferente daquele atribuído ao Estado Limite de Limitação de Danos e ao Estado Limite de Colapso Eminente definidos no EC8-3, é necessário calcular um coeficiente de importância γ_I para multiplicar a ação sísmica de referência de modo a obter a ação sísmica com uma probabilidade de excedência P_L , em T_L anos, diferente da probabilidade de excedência de referência P_{LR} , durante os mesmos T_L anos. De acordo com o artigo 2.1 do EC8-1, este coeficiente de importância pode ser obtido através da fórmula 4.13:

$$\gamma_I \sim \left(\frac{P_L}{P_{LR}} \right)^{-1/k} \quad [4.13]$$

Onde:

P_L – Probabilidade de excedência da ação sísmica;

P_{LR} – Probabilidade de excedência de referência da ação sísmica;

k – Constante cujo valor depende da sismicidade, sendo em geral considerada igual a 3.

4.2.2. Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos (ELLD)

Ao Estado Limite de Limitação de Danos corresponde um período de retorno de 225 anos, com uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos. Como já foi referido, o período de retorno do Estado Limite Último definido no EC8-1 toma um valor diferente deste e, por isso, é necessário calcular o coeficiente de importância, apresentando-se o seu valor na tabela 4.36. De acordo com a tabela 4.35, de modo a que os elementos sísmicos primários (pilares, paredes de betão e vigas) da estrutura verifiquem a segurança a este estado limite é necessário que $\theta_E \leq \theta_y$. Os valores de θ_y foram calculados e apresentados em pontos anteriores, enquanto que θ_E foi diretamente retirado do programa utilizado para a modelação do edifício, após a ação sísmica ter sido multiplicada pelo coeficiente de importância $\gamma_I = 0,794$.

Tabela 4.36 - Determinação do coeficiente de importância γ_I para o ELLD.

P_L	P_{LR}	k	γ_I
0,2	0,1	3	0,794

4.2.2.1. *Pilares*

Os valores obtidos para ambos os parâmetros necessários à verificação do Estado Limite de Limitação de Danos nos pilares encontram-se na tabela 4.37, mas apenas para o Pilar P21, tal como nos pontos 4.1.2 e 4.1.3.

Tabela 4.37 - Verificação da segurança do Pilar P21 ao Estado Limite de Limitação de Danos.

Pilar	Direção	θ_E		θ_y		Verificação da segurança	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P21	x	0,0085	0,0039	0,0158	0,0139	Verifica	Verifica
	y	0,0048	0,0039	0,0158	0,0139	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.37 verifica-se que, para este estado limite, o pilar P21 encontra-se em segurança uma vez que o valor de θ_E é menor que o de θ_y . Nas figuras 4.2 e 4.3 apresentam-se os resultados obtidos para todos os pilares, optando-se por dividir estes elementos em duas figuras devido à quantidade de pilares existentes na estrutura.

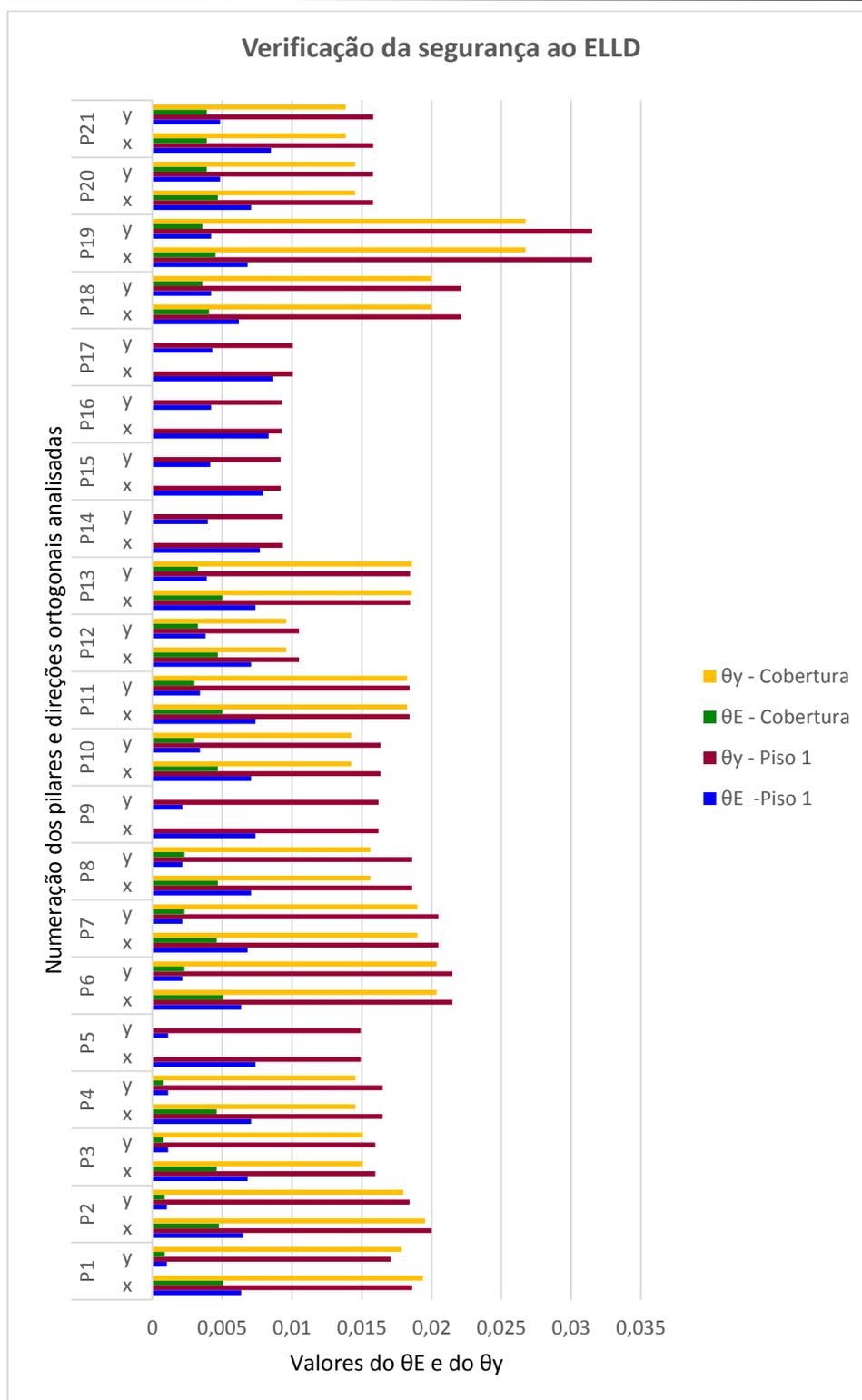


Figura 4.2 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nos pilares P1-P21 em ambos os pisos da estrutura.

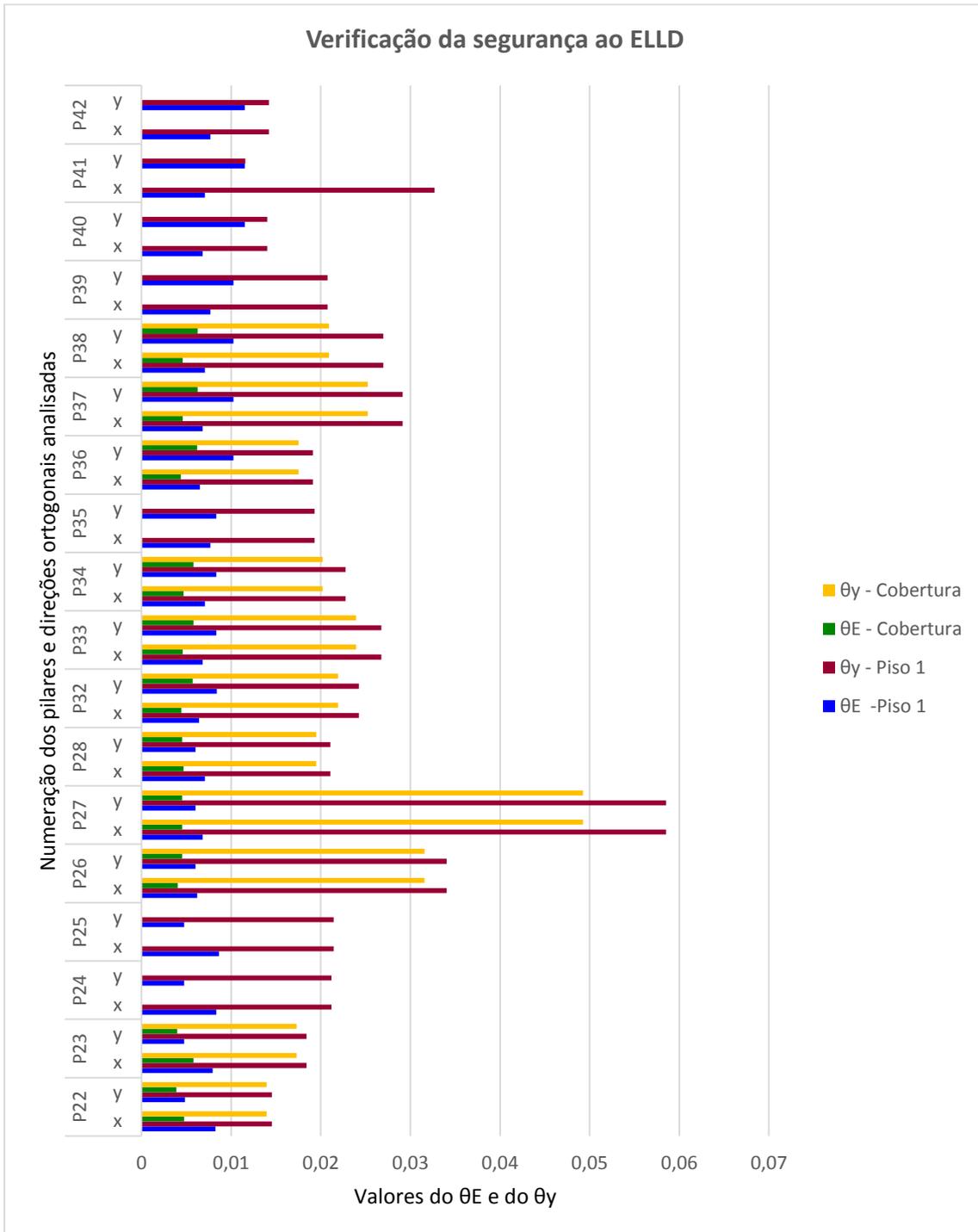


Figura 4.3 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nos pilares P22-P42 em ambos os pisos da estrutura.

Através da análise das figuras 4.2 e 4.3 é possível observar que, em todos os pilares, o valor de θ_E é inferior ao de θ_y , o que significa que em todos estes elementos a segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos é verificada.

4.2.2.2. Paredes de Betão

Os valores de θ_E e θ_y obtidos para as paredes de betão encontram-se na tabela 4.38.

Tabela 4.38 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos das paredes de betão.

PB	θ_E		θ_y		Verificação da segurança	
	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
Pb1	0,0064	0,0048	0,0062	0,0064	Não verifica	Verifica
Pb2	0,0056	0,0043	0,0091	0,0094	Verifica	Verifica
Pb3	0,0065	0,0044	0,0124	0,0097	Verifica	Verifica

Como se pode observar pela análise da tabela 4.38, há exceção da Pb1 no Piso 1, todas as restantes paredes da estrutura apresentam um valor de θ_E inferior ao de θ_y , encontrando-se portanto em segurança relativamente ao estado limite de Limitação de Danos.

4.2.2.3. Vigas

Os valores das exigências em deformação (θ_E) e das deformações de cedência (θ_y) obtidos para os vários troços da viga V7 encontram-se na tabela 4.39.

Tabela 4.39 - Verificação da segurança à esquerda e à direita da viga V7 ao Estado Limite de Limitação de Danos.

Viga	Troço	θ_E		θ_y		Verificação da segurança	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V7	P12-P20	0,0002	0,0005	0,0086	0,0086	Verifica	Verifica
	P20-P28	0,0005	0,0002	0,0086	0,0133	Verifica	Verifica
	P28-P31	0,0002	0,0002	0,0133	0,0109	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.39 verifica-se que, para este estado limite, a viga V7 encontra-se em segurança uma vez que o valor de θ_E é menor que o de θ_y . Nas figuras 4.4 e 4.5 apresentam-se os resultados obtidos para todas as vigas optando-se por dividir estes elementos em duas figuras devido à quantidade de vigas existentes na estrutura. A separação das vigas foi baseada no piso a que pertencem, sendo que as V1-V25 encontram-se no Piso 1 e as restantes V26-V45 pertencem à Cobertura.

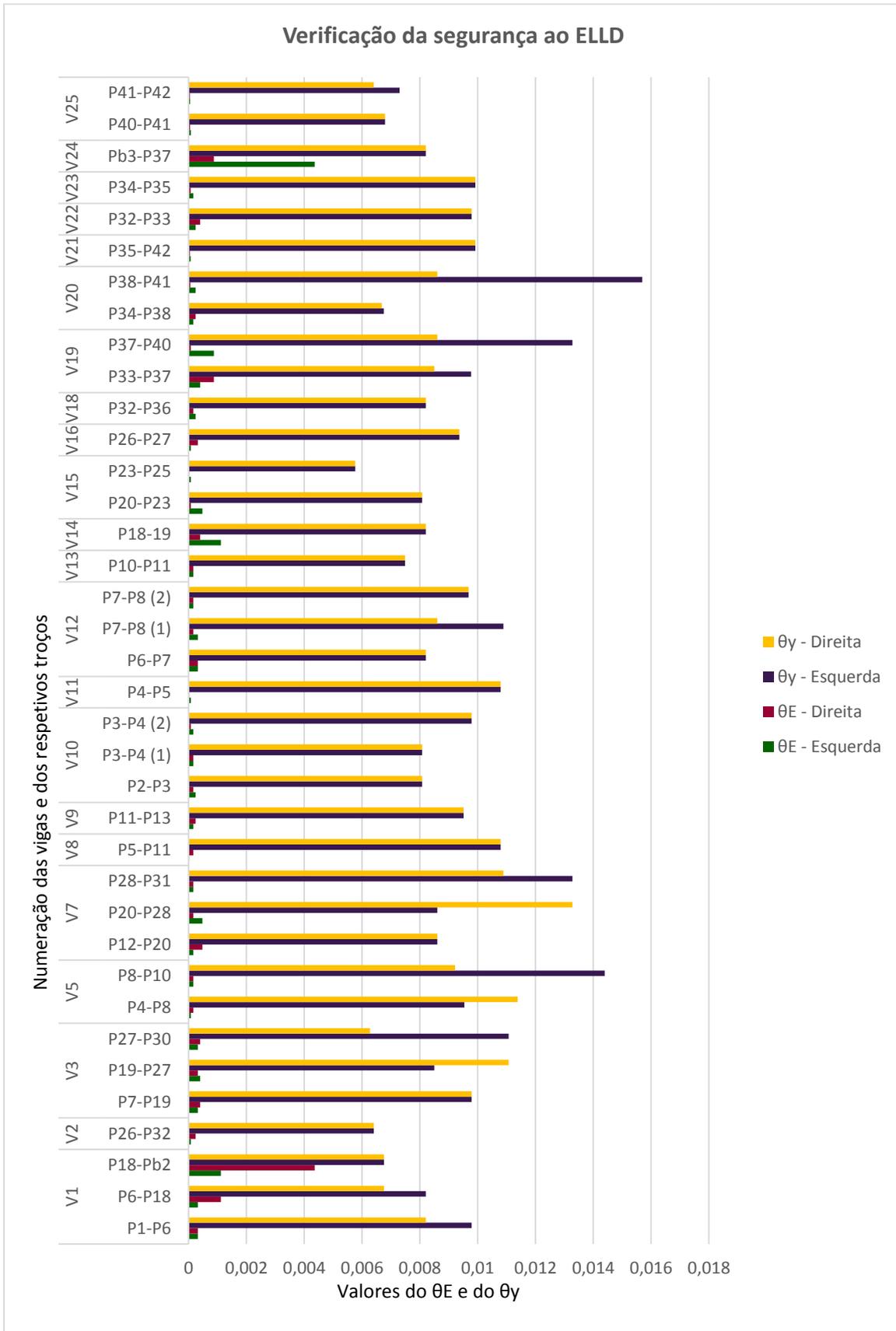


Figura 4.4 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nas vigas V1-V25.

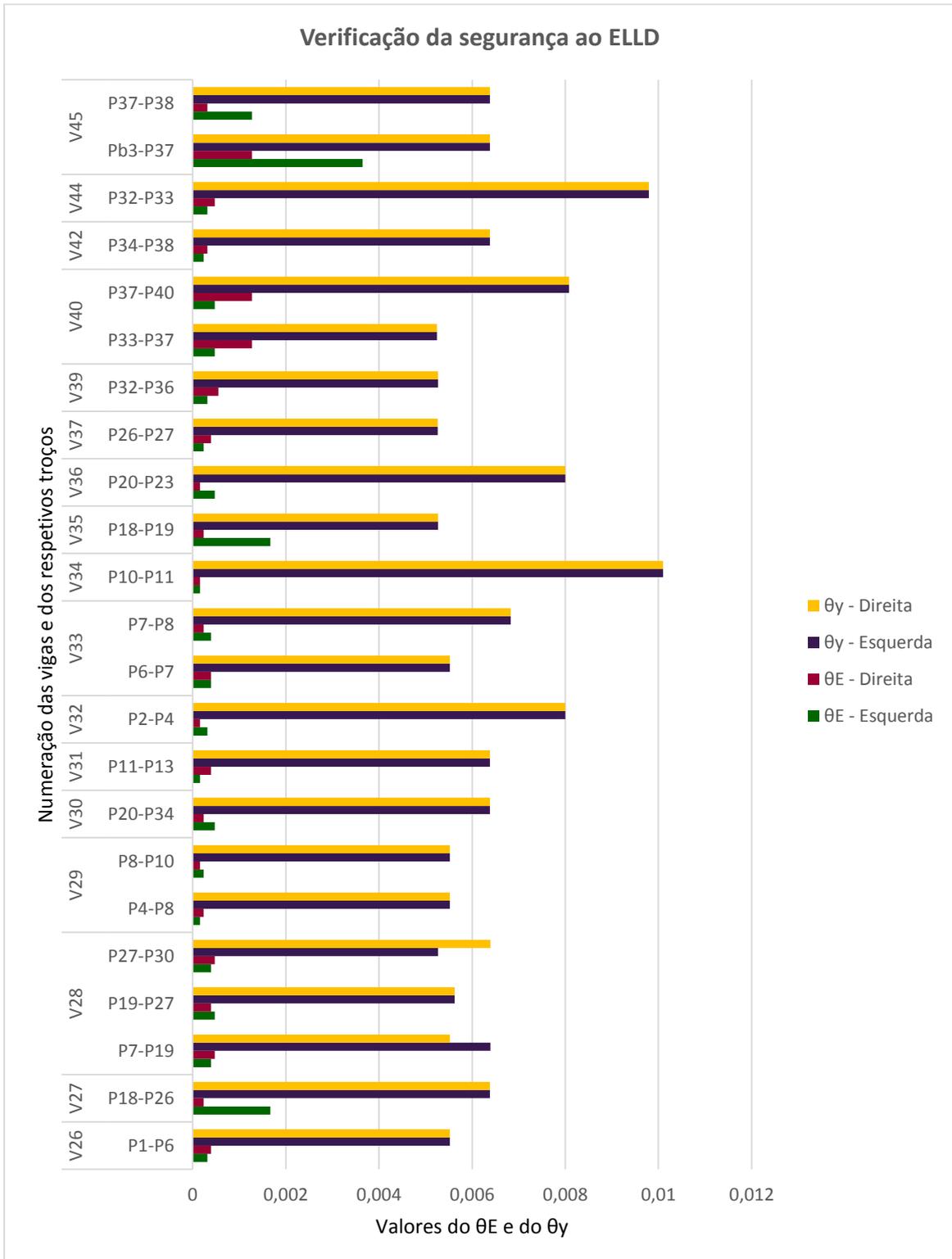


Figura 4.5 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos nas vigas V26-V45.

Através da análise das figuras 4.4 e 4.5 é possível observar que, em todas as vigas, o valor de θ_E é inferior ao de θ_y , o que significa que em todos estes elementos a segurança ao Estado Limite de Limitação de Danos é verificada.

4.2.3. Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos (ELDS)

Ao Estado Limite de Danos Significativos corresponde um período de retorno de 475 anos, com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, o qual é igual ao período de retorno do Estado Limite Último definido pelo EC8-1 e, portanto, não é necessário multiplicar a ação sísmica de referência pelo coeficiente de importância. De acordo com a tabela 4.35, de modo a que os elementos sísmicos primários (pilares, paredes de betão e vigas) da estrutura verifiquem a segurança a este estado limite é necessário que $\theta_E \leq 0,75 \cdot \theta_{um}$. Os valores de θ_{um} foram cálculos e apresentados em capítulos anteriores, enquanto que θ_E foi diretamente retirado do programa utilizado para a modelação do edifício.

4.2.3.1. Pilares

Os valores obtidos para ambos os parâmetros necessários à verificação do Estado Limite de Danos Significativos nos pilares encontram-se na tabela 4.40, mas apenas para o Pilar P21, tal como nos pontos anteriores.

Tabela 4.40 - Verificação da segurança do Pilar P21 ao Estado Limite de Danos Significativos.

Pilar	Direção	θ_E		$0,75 \cdot \theta_{um}$		Verificação da segurança	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P21	x	0,0107	0,0049	0,0296	0,0292	Verifica	Verifica
	y	0,0061	0,0049	0,0296	0,0292	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.40 verifica-se que, para este estado limite, o pilar P21 verifica a segurança uma vez que os valores de θ_E são inferiores aos valores de $0,75 \cdot \theta_{um}$. Os resultados obtidos para os restantes pilares apresentam-se nas figuras 4.6 e 4.7.

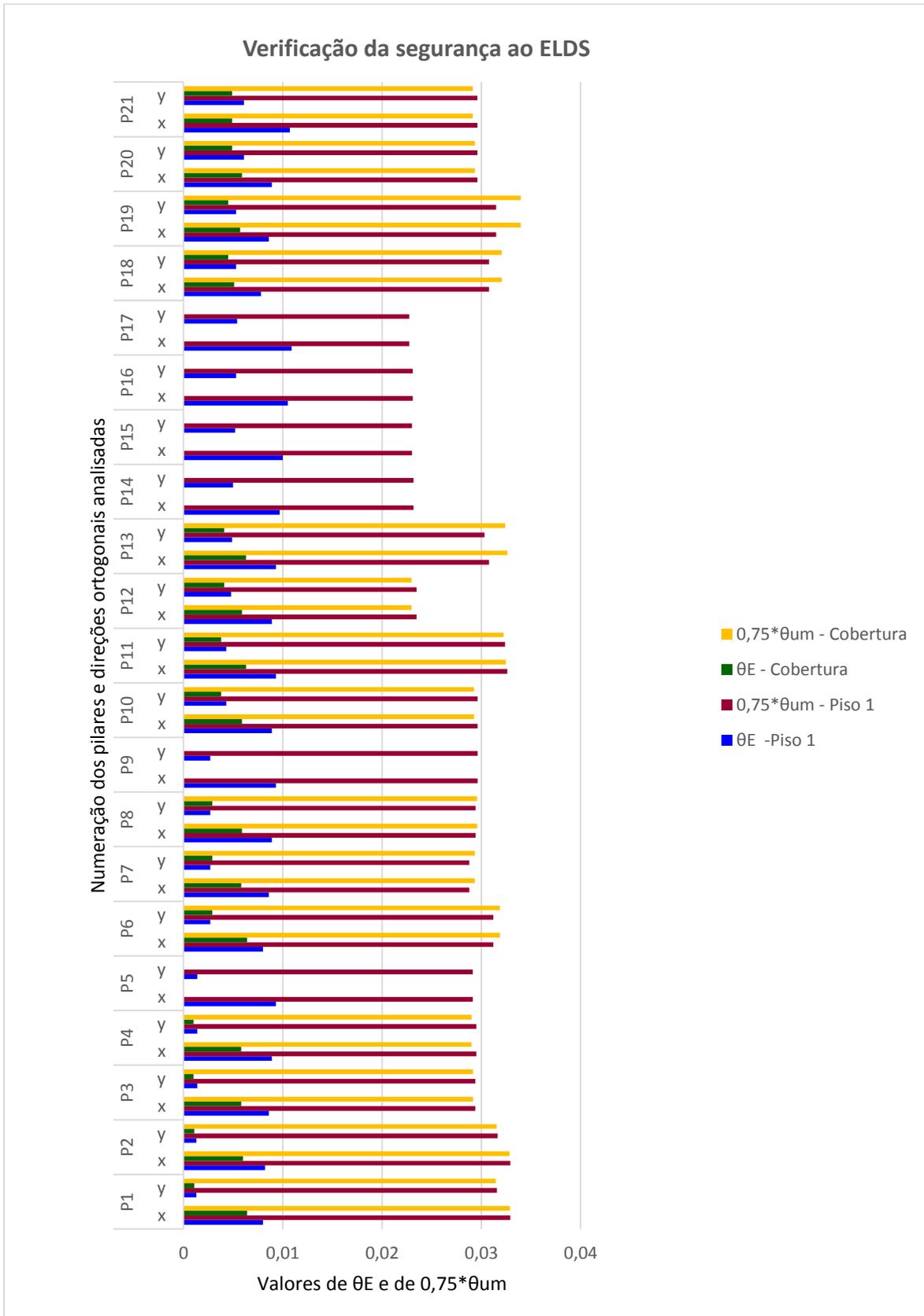


Figura 4.6 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nos pilares P1-P21.

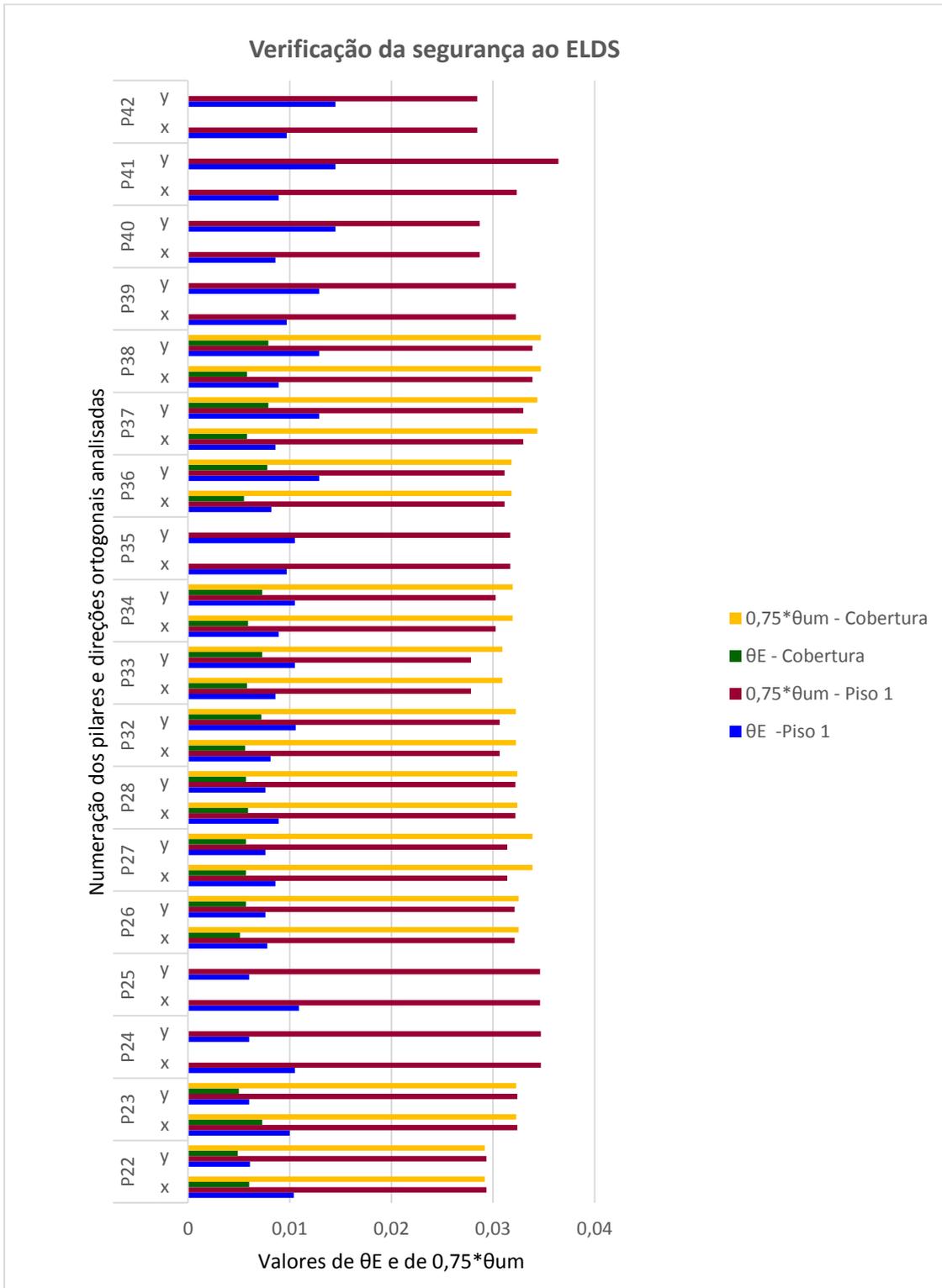


Figura 4.7 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nos pilares P22-P42.

Através da análise das figuras 4.6 e 4.7 é possível observar que, à semelhança do que acontece no pilar P21, em todos os restantes pilares da estrutura a segurança ao Estado Limite de Danos Significativos verifica-se.

4.2.3.2. Paredes de Betão

Os valores de θ_E e $0,75 \cdot \theta_{um}$ obtidos para as paredes de encontram-se na tabela 4.41.

Tabela 4.41 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas paredes de betão da estrutura.

PB	θ_E		$0,75 \cdot \theta_{um}$		Verificação da segurança	
	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
Pb1	0,0081	0,0061	0,0162	0,0151	Verifica	Verifica
Pb2	0,007	0,0054	0,0164	0,0196	Verifica	Verifica
Pb3	0,0082	0,0056	0,0166	0,0173	Verifica	Verifica

De acordo com os resultados apresentados na tabela 4.41, o valor das exigências em deformação (θ_E) é, em todos os casos, inferior ao valor das capacidades em deformação última quando multiplicados por 0,75 ($0,75 \cdot \theta_{um}$) e, sendo assim, a segurança ao Estado Limite de Danos Significativos é verificada.

4.2.3.3. Vigas

Os valores das exigências em deformação (θ_E) e das capacidades em deformação última (θ_{um}) obtidos para os vários troços da viga V7 encontram-se na tabela 4.42.

Tabela 4.42 - Verificação da segurança à esquerda e à direita da viga V7 ao Estado Limite de Danos Significativos.

Viga	Troço	θ_E		$0,75 \cdot \theta_{um}$		Verificação da segurança	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V7	P12-P20	0,0002	0,0006	0,0240	0,0240	Verifica	Verifica
	P20-P28	0,0006	0,0002	0,0240	0,0262	Verifica	Verifica
	P28-P31	0,0002	0,0002	0,0262	0,0304	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.42 verifica-se que, para este estado limite, a viga V7 encontra-se em segurança uma vez que o valor de θ_E é menor que o de $0,75 \cdot \theta_{um}$. Nas figuras 4.8 e 4.9 apresentam-se os resultados obtidos para todas as vigas optando-se por, como no ponto anterior, dividir estes elementos em duas figuras devido à quantidade de vigas existentes na estrutura.

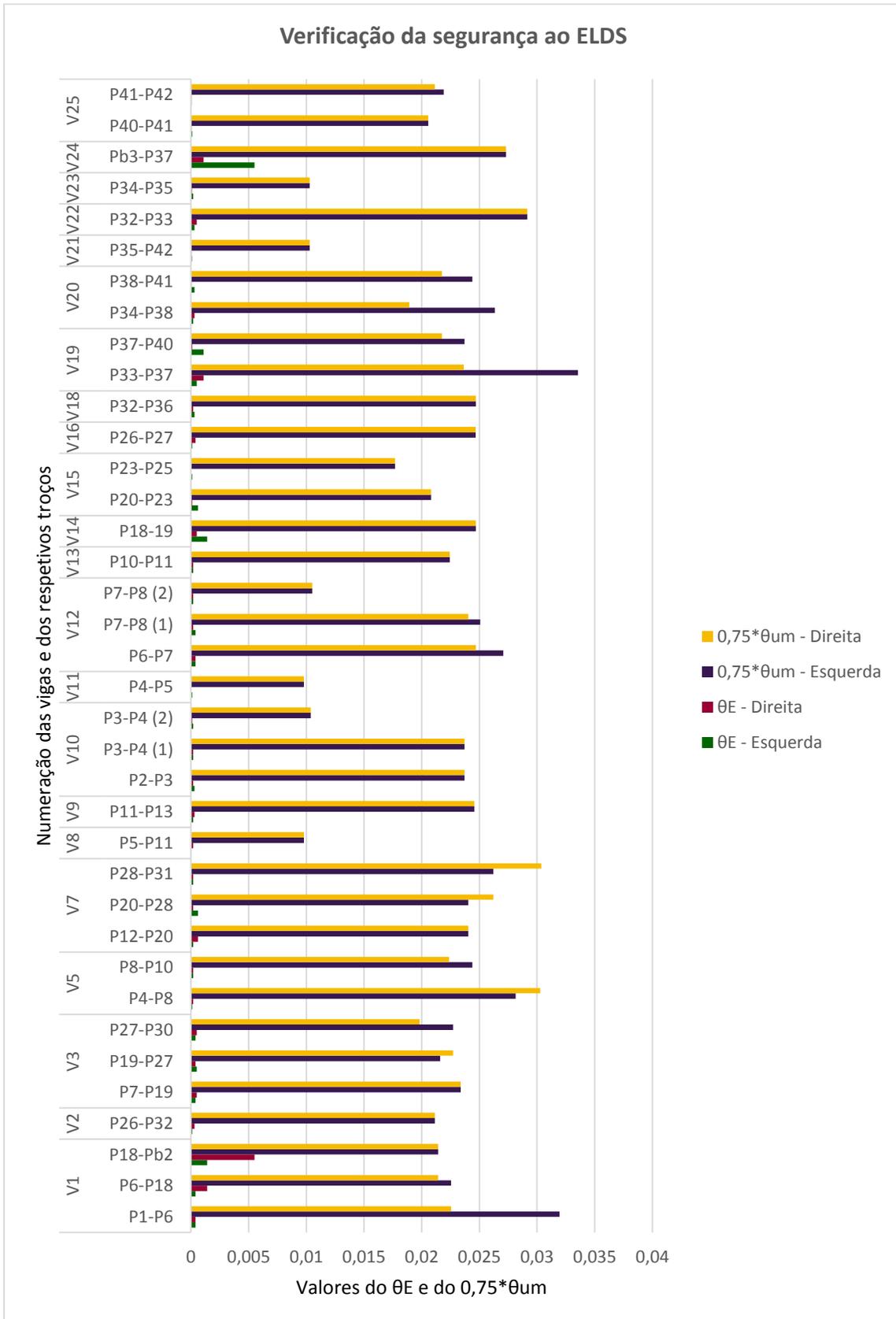


Figura 4.8 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas vigas V1-V25.

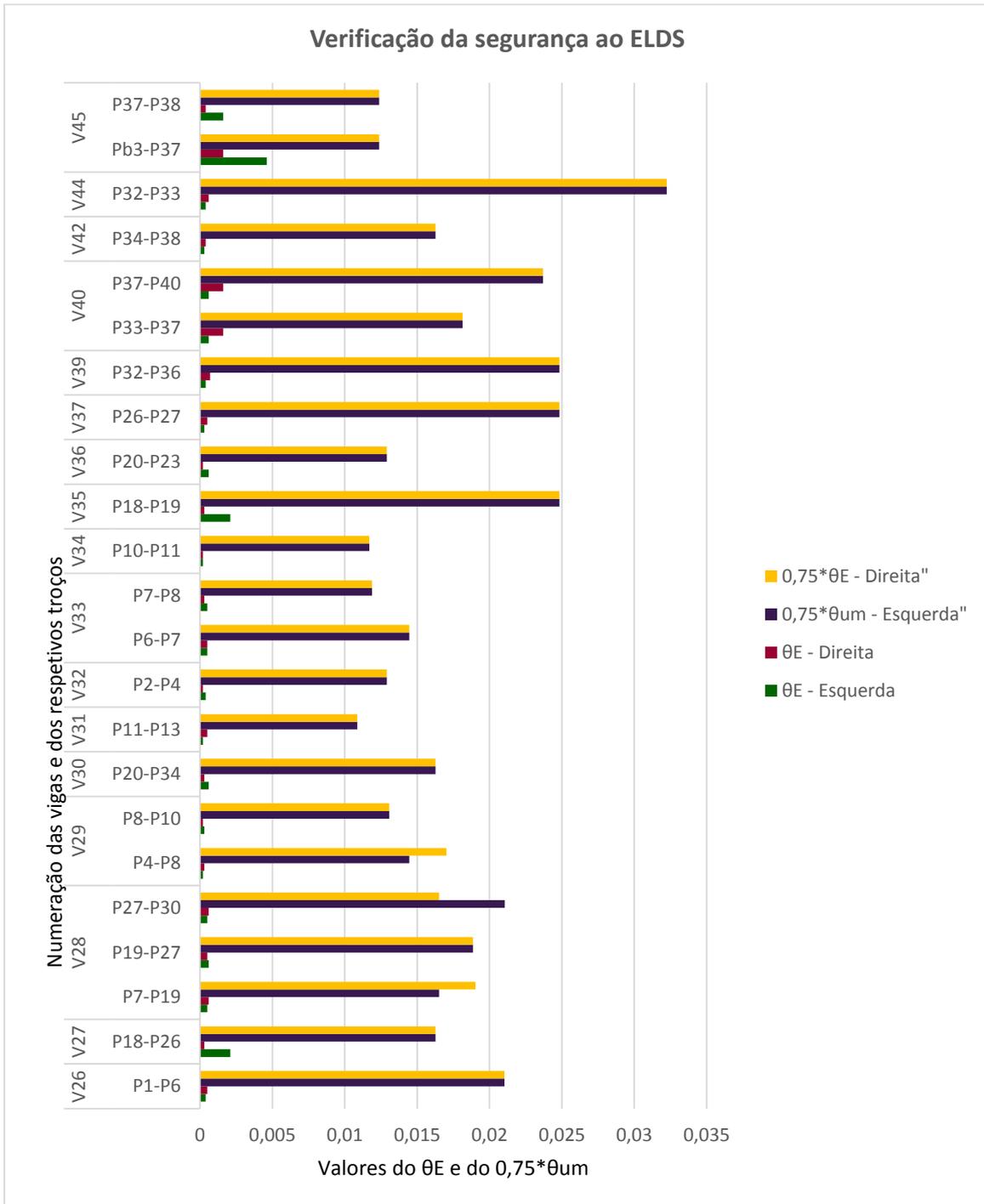


Figura 4.9 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Significativos nas vigas V26-V45.

Analisando as figuras 4.8 e 4.9 é possível observar que, em todas as vigas, o valor de θ_E é inferior ao de $0,75*\theta_{um}$, o que significa que em todos estes elementos a segurança ao Estado Limite de Danos Significativos é verificada.

4.2.4. Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente (ELCE)

Ao Estado Limite de Colapso Eminente corresponde um período de retorno de 2475 anos, com uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos, o qual difere do período de retorno do Estado Limite Último definido pelo EC8-1 e, portanto, é necessário multiplicar a ação sísmica de referência pelo coeficiente de importância (expressão 4.13) $\gamma_I=1,710$ (tabela 4.43).

De acordo com a tabela 4.35, a expressão utilizada para fazer a verificação da segurança a este estado limite é diferente caso se estejam a analisar elementos frágeis ou dúcteis. Para os elementos frágeis, é aplicada a expressão $V_{E,CD} \leq V_{r-EC8-3}$, em que $V_{E,CD}$ é o valor do esforço transversal obtido através da regra de cálculo do “*Capacity Design*” e o $V_{r-EC8-3}$ corresponde ao valor do esforço transversal resistente quando o elemento se encontra sujeito a cargas cíclicas, já calculado no ponto 4.1. No entanto, para os elementos dúcteis, verifica-se a segurança do elemento se $\theta_E \leq \theta_{um}$, ou seja se o valor da exigência em deformação for menor que o valor da capacidade em deformação última. Como já foi dito, os valores de θ_{um} foram calculados e apresentados em capítulos anteriores, e θ_E foi diretamente retirado da análise, após a ação sísmica ter sido multiplicada por γ_I .

O método “*Capacity Design*” ou Capacidade Real pretende controlar o comportamento dos elementos às ações sísmicas de modo a que a rutura desses elementos ocorra de forma dúctil e não de forma frágil, havendo dissipação de energia. Sendo assim pretende-se evitar a rutura por esforço transversal antes da formação das rótulas plásticas.

Tabela 4.43 - Determinação do coeficiente de importância γ_I para o ELCE.

P_L	P_{LR}	k	γ_I
0,02	0,1	3	1,710

4.2.4.1. *Pilares*

Uma vez que se consideram os pilares como elementos frágeis, os valores necessários para fazer a verificação da segurança a este estado limite são o $V_{E,CD}$ e o $V_{r-EC8-3}$, que para o pilar P21 se apresentam na tabela 4.46.

4.2.4.1.1. “*Capacity Design*” dos Pilares

Segundo a cláusula 5.4.2.3(1)P do EC8-1, os valores de cálculo dos esforços transversos nos pilares sísmicos primários devem ser obtidos através da regra de cálculo do “*Capacity Design*”.

Deve ser considerado o equilíbrio dos pilares sob ação dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivo e negativo da ação sísmica, sendo que o valor desses momentos obtém-se através da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad [4.14]$$

Em que:

γ_{rd} – Coeficiente que considera a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, tomando o valor 1,1;

$M_{rc,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico no sentido considerado da ação sísmica;

$i=1$ ou 2 , de acordo com a secção de extremidade do pilar em estudo, tal como se demonstra na figura 4.10.

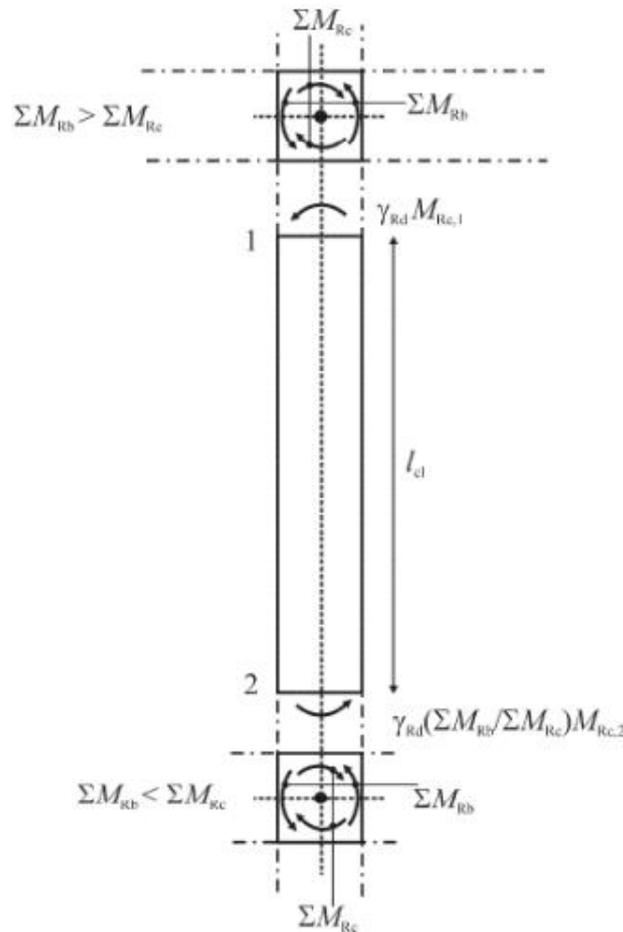


Figura 4.10 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares [EN 1998-1, 2010].

A expressão acima apresentada para o cálculo dos momentos nas extremidades pode ser simplificada, uma vez que se admite que os momentos nas extremidades (M_{Rb}) tomam os mesmos valores que os momentos resistentes (M_{Rc}), resultando na seguinte fórmula: $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc}$. Sendo assim, a força de corte no pilar, V_{Ed} , pode ser determinada utilizando a expressão 4.15:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad [4.15]$$

Em que:

M_1 e M_2 – Momentos nas secções de extremidade dos pilares associados à formação de rótulas plásticas;

l_{cl} – Comprimento livre do pilar, representado na figura 4.10.

Uma vez que o esforço normal é igual na extremidade superior e inferior do pilar, o valor da posição da linha neutra (x) também vai ser o mesmo nas duas extremidades e, por isso, o resultado obtido para M_1 e M_2 será igual, designado por M . O cálculo destes momentos resistentes e do respetivo valor de x é realizado através das mesmas fórmulas apresentadas no ponto 4.1.3 (expressão 4.5), ou seja, através dos critérios definidos pelo EC2 e, portanto, todos os parâmetros envolvidos já se encontram definidos.

Tal como nos pontos anteriores, apenas se apresentarão os resultados obtidos de um elemento da estrutura, sendo neste caso o pilar P21.

Tabela 4.44 - Força de corte para Pilar P21, no piso 1.

Pilar	Direção	Piso	γ_{rd}	M_{rc}	M	V_{Ed}
P21	x	Piso 1	1,1	64,7831	71,2614	40,7208
	y			64,7831	71,2614	40,7208

Tabela 4.45 - Força de corte para Pilar P21, na Cobertura.

Pilar	Direção	Piso	γ_{rd}	M_{rc}	M	V_{Ed}
P21	x	Cobertura	1,1	50,8417	55,9259	31,9577
	y			50,8417	55,9259	31,9577

Uma vez conhecido o esforço transversal atuante (V_{Ed}) já é possível multiplicá-lo pelo coeficiente de importância $\gamma_I=1,710$ e comparar o valor obtido com o $V_{r-EC8-3}$ (calculado no ponto 4.1.3) de modo a determinar se a segurança nos pilares é verificada ou não. Os dados correspondentes ao pilar P21 encontram-se na tabela 4.46.

Tabela 4.46 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente do Pilar P21 em ambos os pisos da estrutura.

Pilar	Direção	$V_{E,CD}$ (kN)		$V_{r-EC8-3}$ (kN)		Verificação da segurança	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P21	x	69,632	54,647	236,559	113,658	Verifica	Verifica
	y	69,632	235,629	236,559	113,658	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.46 verifica-se que, para este estado limite, o pilar P21 encontra-se em segurança. No entanto, como o mesmo não acontece para todos os pilares da estrutura apresentam-se nas figuras 4.11 e 4.12 os valores de $V_{E,CD}$ e $V_{r-EC8-3}$ obtidos para esses elementos. Uma vez que são muitos os pilares da estrutura optou-se por dividi-los e apresentá-los em duas figuras.

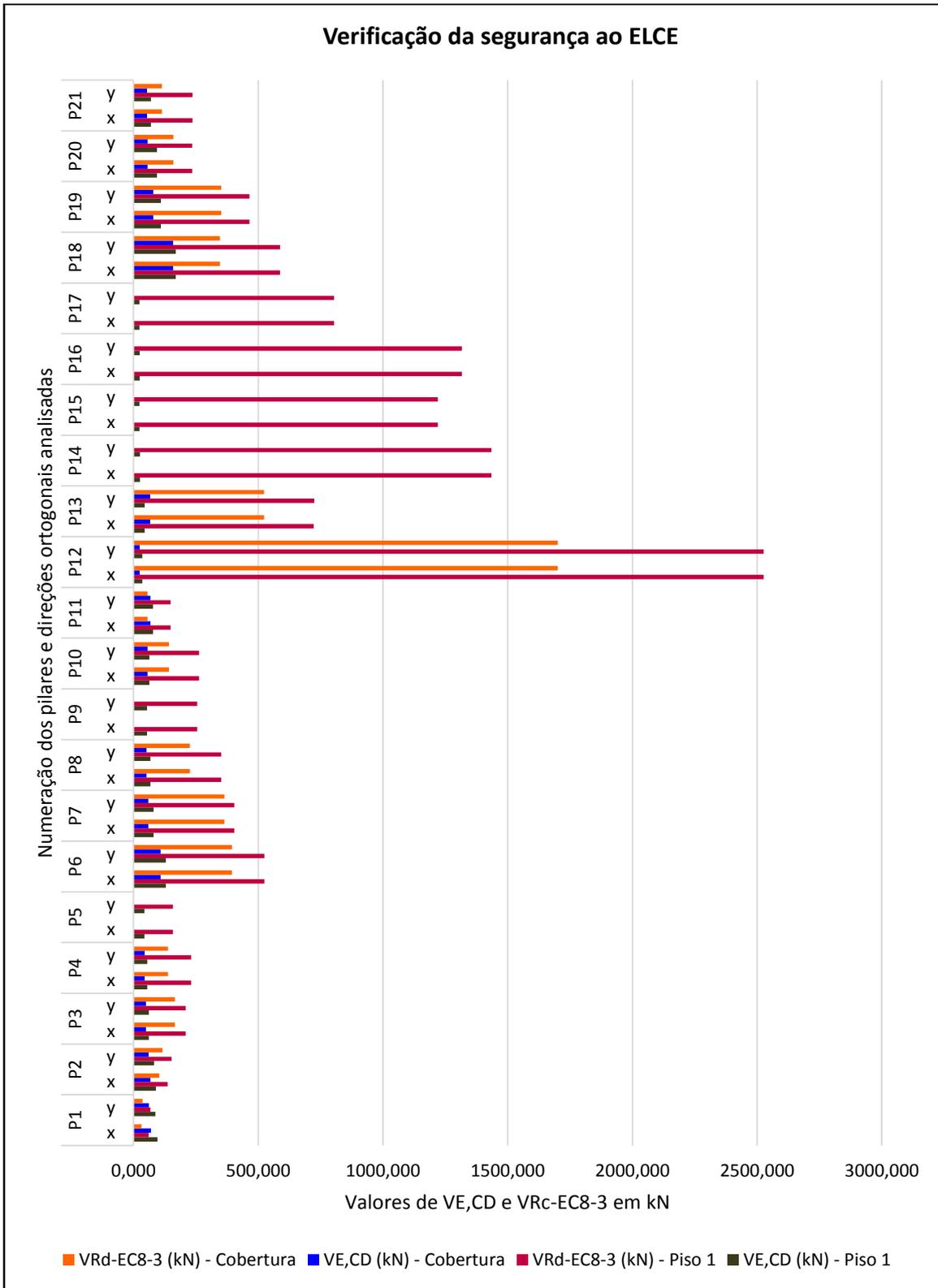


Figura 4.11 - Verificação da segurança ao ELCE dos pilares P1 a P21, em ambos os pisos da estrutura.

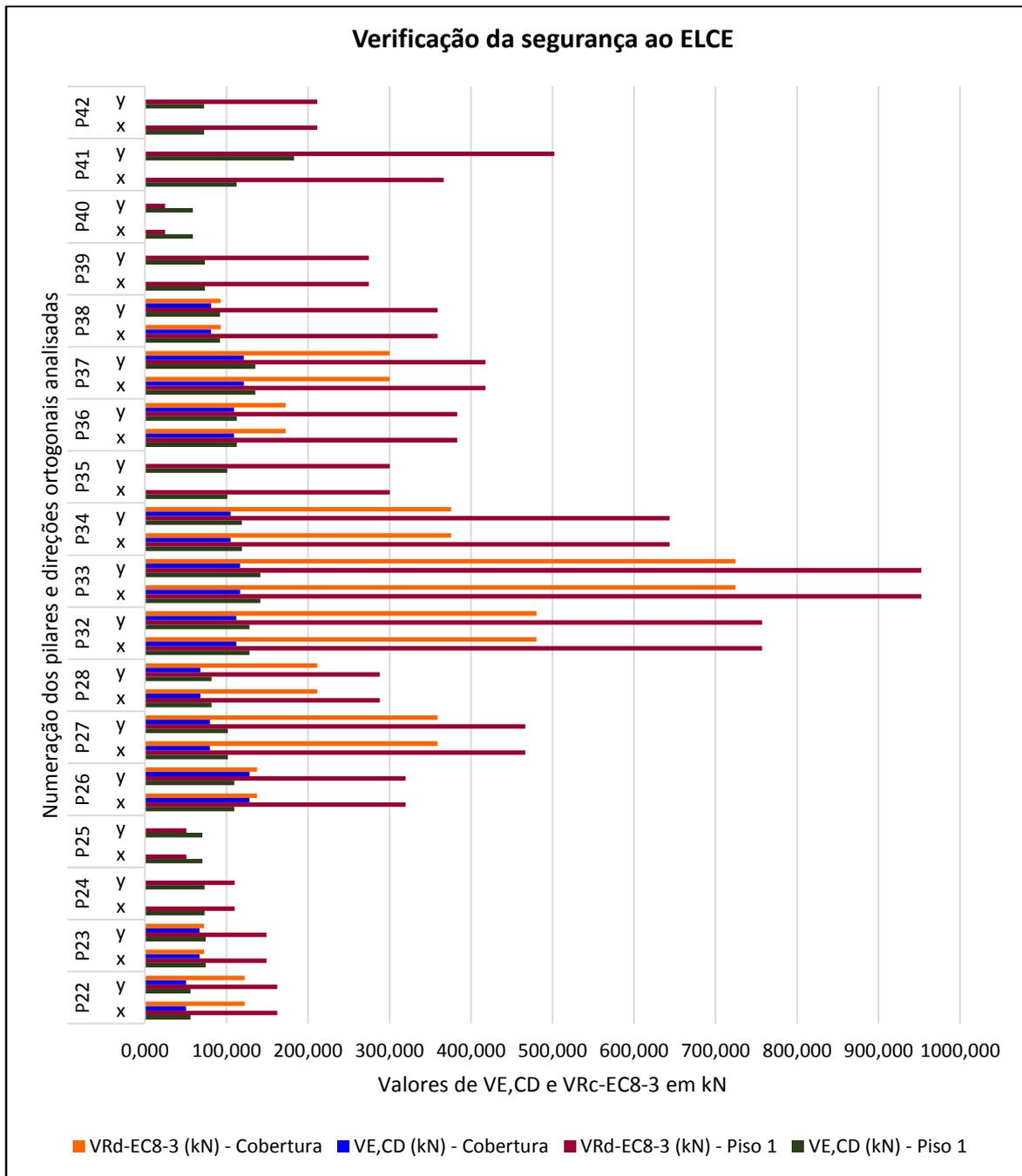


Figura 4.12 - Verificação da segurança ao ELCE dos pilares P22 a P242, em ambos os pisos da estrutura.

Através da análise das figuras 4.11 e 4.12 é possível observar que na grande maioria dos pilares o valor de $V_{E,CD}$ é inferior ao valor de $V_{r-EC8-3}$, verificando-se então a segurança dos elementos ao Estado Limite de Colapso Eminente. No entanto, em alguns casos, como por exemplo no elemento P1 nas duas direções do Piso 1 e da Cobertura ou no pilar P25 em ambas as direções do Piso 1, isso não acontece o que significa que estes pilares não se encontram em segurança aquando da ocorrência de uma ação sísmica.

4.2.4.2. Paredes de betão

Tal como os pilares, as paredes de betão são consideradas como elementos frágeis, e, por isso, os valores necessários para fazer a verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente são o $V_{E,CD}$ e o $V_{r-EC8-3}$, cujos valores se apresentam na tabela 4.48. Contudo o cálculo do esforço transverso atuante (V_{Ed}) nas paredes não se efetua da mesma forma que nos pilares (“*Capacity Design*”). Para as paredes este valor é retirado diretamente da análise e posteriormente majorado em 50% de forma a obter os valores de cálculo dos esforços transversos, para que se considere a possibilidade de um aumento dos esforços transversos após plastificação da base de uma parede sísmica primária (cláusulas 5.4.2.4 (6)P e (7) do EC8-1). Os resultados obtidos encontram-se na tabela 4.47.

Tabela 4.47 - Esforço transverso atuante nas paredes de betão.

PB	$V_{Ed, análise} (kN)$		$V_{Ed, majorado} (kN)$	
	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
Pb1	317,468	256,989	476,202	385,4835
Pb2	698,955	498,834	1048,433	748,251
Pb3	221,046	285,582	331,569	428,373

Uma vez conhecido o esforço transverso atuante ($V_{Ed, majorado}$) das paredes de betão já é possível multiplicá-lo pelo coeficiente de importância (expressão 4.17) $\gamma_I=1,710$ e compará-lo com o valor obtido do $V_{r-EC8-3}$ (calculado no ponto 4.1.5) de modo a determinar se as paredes da estrutura se encontram ou não em segurança. Os dados necessários para tal encontram-se na tabela 4.48.

Tabela 4.48 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas paredes de betão.

PB	$V_{Ed, majorado} * \gamma_I (kN)$		$V_{rd-EC8-3} (kN)$		Verificação da segurança	
	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
Pb1	814,2940	659,1675	859,6747	798,5228	Verifica	Verifica
Pb2	1792,7944	1279,4912	1655,0312	1363,7141	Não verifica	Verifica
Pb3	566,9750	732,5075	606,3843	925,7978	Verifica	Verifica

Através da análise da tabela 4.48 é possível verificar que, no caso da parede de betão Pb2, apenas no piso 1, o valor de $V_{Ed, majorado} * \gamma_I$ é superior ao de $V_{r-EC8-3}$, e, portanto, a verificação ao estado limite em estudo não é verificada. Nas restantes situações a condição exigida verifica-se e, por isso, a segurança à ação sísmica é assegurada.

4.2.4.3. Vigas

Tendo em conta que as vigas são consideradas como elementos dúcteis, a verificação à segurança do estado limite em estudo faz-se de um modo distinto que para os pilares e paredes de betão, sendo através da seguinte condição: $\theta_E \leq \theta_{um}$. Os resultados obtidos para a viga V7 encontram-se na tabela 4.49.

Tabela 4.49 - Verificação da segurança à esquerda e à direita dos três troços da viga V7 ao Estado Limite de Colapso Eminente.

Viga	Troço	θ_E		θ_{um}		Verificação da segurança	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V7	P12-P20	0,0003	0,0010	0,0321	0,0321	Verifica	Verifica
	P20-P28	0,0010	0,0003	0,0321	0,0350	Verifica	Verifica
	P28-P32	0,0003	0,0003	0,0350	0,0405	Verifica	Verifica

Analisando a tabela 4.49 verifica-se que, para este estado limite, o viga V7 encontra-se em segurança uma vez que o valor de θ_E é menor que o de θ_{um} . Nas figuras 4.13 e 4.14 apresentam-se os resultados obtidos para todas as vigas optando-se novamente por dividir estes elementos em duas figuras devido à quantidade de vigas existentes na estrutura.

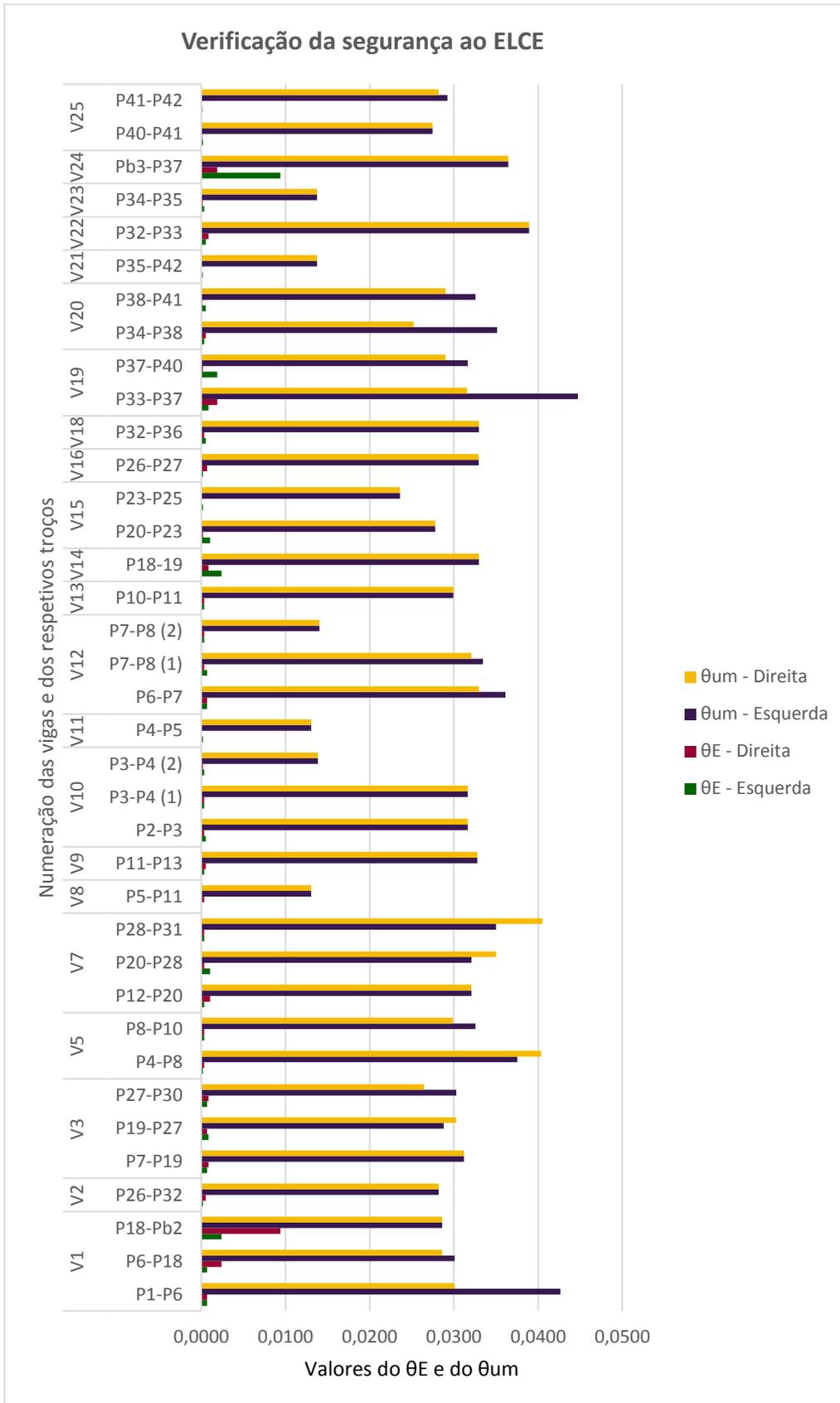


Figura 4.13 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas vigas V1-V25.

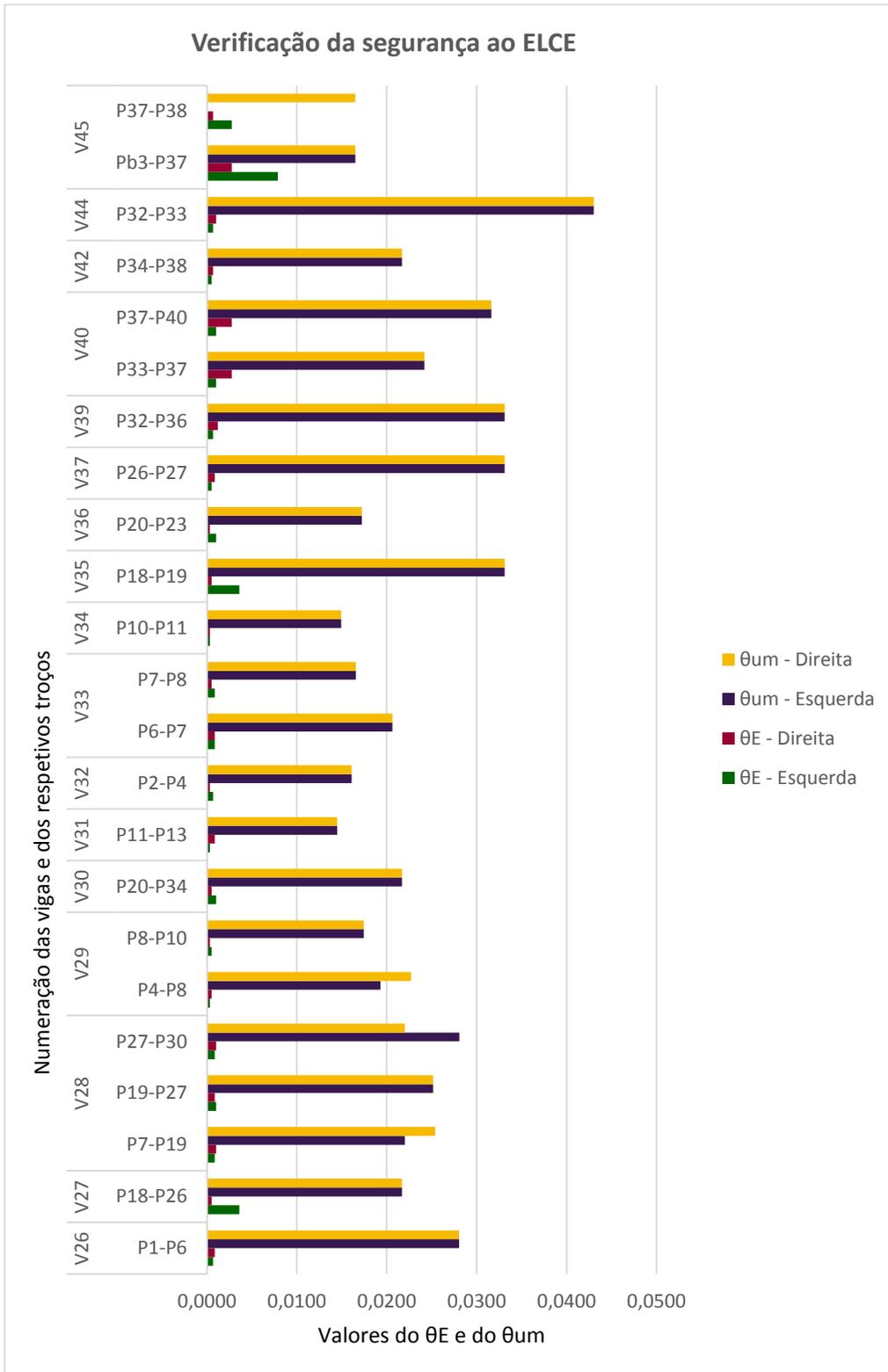


Figura 4.14 - Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente nas vigas V26-V45.

Tal como para a viga V7, para os restantes vigas a segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente também se verifica já que em todos os casos θ_E é menor que θ_{um} .

5. CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Sendo Portugal (continental e ilhas) um país sísmicamente ativo é de extrema importância que cada vez mais seja dada a devida atenção à resistência sísmica das estruturas, não só das que serão ainda construídas, como também das já existentes, uma vez que estas apresentam um maior risco para a população no caso de ocorrência de uma ação sísmica.

Foi tendo esta preocupação em mente que, na presente dissertação, se estudou e analisou, atendendo ao Eurocódigo 8 - Parte 3, e através da utilização do programa de cálculo *SAP2000*, um edifício já existente, situado na Ilha de São Miguel (Açores), de modo a perceber qual o comportamento dos seus elementos estruturais quando sujeitos a um sismo. Foi possível também conhecer e perceber melhor os requisitos apresentados na referida norma que, até agora, ainda não havia abordado.

Após realizados todos os cálculos e verificações (capítulos 3 e 4), de acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, foi possível concluir que todas as vigas do edifício se encontram em segurança para os três Estados Limites analisados (ELLD, ELDS, e ELCE). Relativamente às paredes de betão e aos pilares verificou-se que para o ELCE alguns destes elementos não preenchem os requisitos necessários à segurança, para o ELLD apenas a parede de betão Pb1, no Piso 1, difere dos restantes elementos não verificando a segurança, e, por fim, para o ELDS todos os elementos validam as condições impostas.

Apesar de apenas uma pequena parte dos componentes estruturais do edifício estudado não se encontrar em segurança na eventualidade de ocorrência de um sismo, não se pode deixar de realçar o quão importante e essencial é a contabilização da ação sísmica nos projetos das novas estruturas e a diminuição da vulnerabilidade dos edifícios já existentes. Para tal, e no caso específico da estrutura em estudo, julga-se que, considerando os tipos de reabilitação ou reforço dos elementos estruturais apresentados no ponto 2.4.7, seria uma boa opção para os pilares e paredes de betão que não cumpriram as verificações da segurança, reforçá-los através da técnica de encamisamento com betão armado ou aço, já que ambos pretendem aumentar a capacidade de deformação e a capacidade resistente ao corte dos elementos.

Por último, considera-se que como desenvolvimento futuro seria muito interessante estudar o mesmo edifício, mas utilizando outro método de análise, de modo a comparar os resultados obtidos e perceber, em termos práticos, as diferenças entre os dois métodos. Para além, disso outra sugestão seria, reforçar o edifício de acordo com as necessidades dos elementos estruturais e, posteriormente, avaliar a segurança da estrutura utilizando o mesmo método de análise aplicada neste trabalho de modo a apurar se, de fato, as condições necessárias à segurança se verificam ou não.

BIBLIOGRAFIA E WEBGRAFIA

1. Silva, P., “*Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado*”, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, 2007
2. Bhatt, C. “*Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares*”, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, 2007.
3. Técnicas de reforço de betão armado. [Consult. 04, Novembro 2014]. Disponível em: WWW:URL:<<http://piratatorrent.blogs.sapo.pt/>>.
4. EN 1998-3:2005: “*Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*”, CEN, Bruxelas, 2005.
5. Lopes, L., “*Dificuldades práticas na avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes*”, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 2012.
6. Varum, H. – “*Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado*”, 2^{as} Jornadas sobre Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 2008.
7. Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC. [Consult. 23, Maio 2014]. Disponível em: WWW:URL:<<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade>>.
8. Isolamento sísmico. Origini, sviluppo e applicazioni. [Consult. 30, Abril 2015]. Disponível em: [WWW.URL:<http://ingegneri.cc/>](http://ingegneri.cc/).
9. EN 1991-1-1:2009: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.”, CEN, Bruxelas, 2009.
10. EN 1998-1:2010: “*Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras Gerais, acção sísmica e regras para Edifícios.*”, CEN, Bruxelas, 2010.
11. Oliveira, M. – “*Verificação da Segurança da Estrutura de um Edifício localizado em Faro, utilizando os Eurocódigos Estruturais*”, Trabalho de projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.
12. EN 1990:2009: “Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas”, CEN, Bruxelas, 2009.

13. Candeias, M. – “*Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo*”, Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2011.
14. Amaro, N. – “*Dimensionamento Sísmico de um Edifício de Betão Armado segundo Eurocódigos, verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3*”, Trabalho de Dissertação/Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.
15. Saraiva, J.; Appleton, J. – “*Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3*”, 4.^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006;
16. fib Bulletin N^o. 24: “*Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings (State-of-art report prepared by former TG7.1)*”, 2003.
17. Coelho, E.; Carvalho, E.; Silva, M. – “*Reparação e reforço sísmico de estruturas no Eurocódigo 8*”, 6.^o Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
18. Silva, J. - “*Avaliação do comportamento sísmico de edifícios de betão armado dimensionados pelo EC8*”, Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2009/2010 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.
19. Caraslindas, F. - “*Verificação da Segurança Sísmica em Edifícios Existentes de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*”, Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2009/2010 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
20. Santos, P., “*Projecto de Estruturas de um Edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*”, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, 2010.
21. Coelho, F., “*Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica – Aplicação a um caso prático*”, Dissertação/Projecto para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, 2010.
22. Carvalho, E. - “*Estratégias para melhoria do comportamento sísmico de edifícios*”, Seminário – Reabilitação Sísmica de Edifícios, 2011.

ANEXOS

ANEXO 1 – Tipos de terreno (Quadro 3.1 do EC8-1).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rijas com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns extratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósito de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1			

ANEXO 2 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 do EC1).

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com exceção das utilizações correspondes às categorias A, B e D)	<p>C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis atividades físicas; por exemplo, salões de danças, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para atividades desportivas, incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas rodoviárias.</p>
D	Atividades comerciais	<p>D1: Zona de lajes em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>

ANEXO 3 - Espectros de resposta elástica (ação sísmica tipo 2).

T (s)	S_d (m/s²)
0	1,917
0,02	2,492
0,04	3,067
0,06	3,642
0,08	4,217
0,1	4,792
0,2	4,792
0,25	4,792
0,3	3,993
0,4	2,995
0,5	2,396
0,6	1,997
0,7	1,711
0,8	1,497
0,9	1,331
1	1,198
1,1	1,089
1,2	0,998
1,3	0,921
1,4	0,856
1,5	0,799
1,6	0,749
1,7	0,705
1,8	0,666
1,9	0,630
2	0,599
2,5	0,575
3	0,575
3,5	0,575
4	0,575

ANEXO 4 - Dimensões dos elementos estruturais do edifício.

Dimensões dos pilares

Pilar	a (m)	b (m)	d (m)	h (m)
P1³	0,3	0,3	-	3,5
P2	0,3	0,3	-	3,5
P3	0,3	0,3	-	3,5
P4	0,3	0,3	-	3,5
P5	0,33	0,3	-	3,5
P6	0,3	0,3	-	3,5
P7	0,3	0,3	-	3,5
P8	0,3	0,3	-	3,5
P9	0,3	0,3	-	3,5
P10	0,3	0,3	-	3,5
P11	0,3	0,3	-	3,5
P12	-	-	0,25	3,5
P13	-	-	0,25	3,5
P14	-	-	0,25	3,5
P15	-	-	0,25	3,5
P16	-	-	0,25	3,5
P17	-	-	0,25	3,5
P18	0,3	0,3	-	3,5
P19	0,3	0,3	-	3,5
P20	0,3	0,3	-	3,5
P21	0,3	0,3	-	3,5
P22	0,3	0,3	-	3,5
P23	0,3	0,3	-	3,5
P24	0,3	0,3	-	3,5
P25	0,3	0,3	-	3,5
P26	0,3	0,3	-	3,5
P27	0,3	0,3	-	3,5
P28	0,3	0,3	-	3,5
P32	0,3	0,3	-	3,5
P33	0,3	0,3	-	3,5
P34	0,3	0,3	-	3,5
P35	0,3	0,3	-	3,5
P36	0,3	0,3	-	3,5
P37	0,3	0,3	-	3,5
P38	0,3	0,3	-	3,5
P39	0,3	0,3	-	3,5
P40	0,3	0,3	-	3,5

³ Uma vez que os pilares P1 e P5 não apresentam uma forma regular, o valor apresentado para **a** é o valor máximo da largura do pilar.

Pilar	a (m)	b (m)	d (m)	h (m)
P41	0,3	0,6	-	3,5
P42	0,3	0,3	-	3,5

Dimensões das vigas

Viga	Troço	a (m)	h (m)	L (m)
V1		0,3	0,7	20,52
V2		0,3	0,7	9,21
V3		0,3	0,7	25,93
V4		0,2	0,9	8,73
V5		0,3	0,46	14,11
V7		0,3	0,5	18,42
V8		0,2	1,4	14,39
V9		0,3	0,05	2,10
V10	P2-P3	0,3	0,5	6,68
	P3-P4 (1)	0,3	0,5	
	P3-P4 (2)	0,3	1,2	
V11		0,2	1,4	2,90
V12	P6-P7	0,3	0,7	10,83
	P7-P8 (1)	0,3	0,5	
	P7-P8 (2)	0,3	1,2	
V13		0,3	0,5	2,85
V14		0,3	0,7	8,33
V15		0,3	0,5	14,43
V16		0,3	0,7	8,33
V18		0,3	0,7	7,50
V19	P33-P37	0,3	0,7	12,50
	P37-P40	0,3	0,5	
V20	P34-P38	0,3	0,7	12,50
	P38-P41	0,3	0,5	
V21		0,2	1,2	12,50
V22		0,3	0,7	8,33
V23		0,2	1,2	5,77
V24		0,3	0,7	6,18
V25	P40-P41	0,3	0,5	8,28
	P41-P42	0,3	0,7	
V26		-	-	7,53
V27		-	-	7,50
V28		-	-	25,61
V29		-	-	14,13
V30		-	-	14,09
V31		-	-	2,09

Viga	Troço	a (m)	h (m)	L (m)
V32		-	-	6,70
V33		-	-	10,33
V34		-	-	2,88
V35		-	-	8,33
V36		-	-	8,66
V37		-	-	8,33
V39		-	-	7,50
V40		-	-	7,50
V42		-	-	7,50
V44		0,3	0,7	8,33
V45 ⁴		-	-	8,35

⁴ Os pilares P26 ao P40 e o pilar P45 têm secções irregulares e, por isso, não se apresentam os valores de a e h. No entanto, a secção de cada um destes pilares apresenta-se no Anexo 45 (Desenhos 9-14).

ANEXO 5 - Centro de rigidez do edifício.

Pilares	Piso 1							
	a (m)	b (m)	I_x (m ⁴)	x_i (m)	$I_x \cdot y_i$	I_y (m ⁴)	y_i (m)	$I_y \cdot x_i$
P1	irregular		0,0010	1,2730	0,0000	0,0010	0,0000	0,0013
P2	0,30	0,30	0,0007	0,8940	0,0028	0,0007	4,1600	0,0006
P3	0,30	0,30	0,0007	0,4490	0,0056	0,0007	8,3260	0,0003
P4	0,30	0,30	0,0007	0,2670	0,0073	0,0007	10,8260	0,0002
P5	irregular		0,0010	0,0000	0,0137	0,0010	13,7130	0,0000
P6	0,30	0,30	0,0007	8,8020	0,0000	0,0007	0,0000	0,0059
P7	0,30	0,30	0,0007	8,8020	0,0056	0,0007	8,3260	0,0059
P8	0,30	0,30	0,0007	8,8020	0,0073	0,0007	10,8260	0,0059
P9	0,30	0,30	0,0007	8,8020	0,0093	0,0007	13,7130	0,0059
P10	0,30	0,30	0,0007	14,3930	0,0073	0,0007	10,8260	0,0097
P11	0,30	0,30	0,0007	14,3930	0,0093	0,0007	13,7130	0,0097
P12	0,25		0,0001	15,9930	0,0010	0,0001	10,8260	0,0015
P13	0,25		0,0001	16,4860	0,0013	0,0001	13,7130	0,0016
P14	0,25		0,0001	16,9810	0,0016	0,0001	16,6000	0,0016
P15	0,25		0,0001	17,4760	0,0019	0,0001	19,4870	0,0017
P16	0,25		0,0001	17,9660	0,0021	0,0001	22,3730	0,0017
P17	0,25		0,0001	18,4570	0,0024	0,0001	25,2600	0,0018
P18	0,3	0,3	0,0007	18,0190	0,0000	0,0007	0,0000	0,0122
P19	0,3	0,3	0,0007	18,0190	0,0056	0,0007	8,3260	0,0122
P20	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0073	0,0007	10,8260	0,0139
P21	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0093	0,0007	13,7130	0,0139
P22	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0112	0,0007	16,6000	0,0139
P23	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0132	0,0007	19,4870	0,0139
P24	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0151	0,0007	22,3730	0,0139
P25	0,3	0,3	0,0007	20,6500	0,0171	0,0007	25,2600	0,0139
P26	0,3	0,3	0,0007	25,5190	0,0000	0,0007	0,0000	0,0172
P27	0,3	0,3	0,0007	25,5190	0,0056	0,0007	8,3260	0,0172
P28	0,3	0,3	0,0007	25,5190	0,0073	0,0007	10,8260	0,0172
P32	0,3	0,3	0,0007	34,7350	0,0000	0,0007	0,0000	0,0234
P33	0,3	0,3	0,0007	34,7350	0,0056	0,0007	8,3260	0,0234
P34	0,3	0,3	0,0007	34,7350	0,0073	0,0007	10,8260	0,0234
P35	0,3	0,3	0,0007	34,7350	0,0112	0,0007	16,6000	0,0234
P36	0,3	0,3	0,0007	42,2350	0,0000	0,0007	0,0000	0,0285
P37	0,3	0,3	0,0007	42,2350	0,0056	0,0007	8,3260	0,0285
P38	0,3	0,3	0,0007	42,2350	0,0073	0,0007	10,8260	0,0285
P39	0,3	0,3	0,0007	42,2350	0,0112	0,0007	16,6000	0,0285
P40	0,3	0,3	0,0007	47,2350	0,0056	0,0007	8,3260	0,0319
P41	0,3	0,6	0,0054	47,2350	0,0594	0,0014	10,9910	0,0638
P42	0,3	0,3	0,0007	47,2350	0,0112	0,0007	16,6000	0,0319

Pilares	Piso 1							
	a (m)	b (m)	I_x (m ⁴)	x_i (m)	$I_x \cdot y_i$	I_y (m ⁴)	y_i (m)	$I_y \cdot x_i$
$\Sigma=$	-	-	0,0282	-	0,2946	0,0242	-	0,5505

$$X_{cr,Piso 1} = 22,7692 \text{ m}$$

$$Y_{cr,Piso 1} = 10,4389 \text{ m}$$

Pilares	Cobertura							
	a (m)	b (m)	I_x (m ⁴)	x_i (m)	$I_x \cdot y_i$	I_y (m ⁴)	y_i (m)	$I_y \cdot x_i$
P1	irregular		0,0010	1,0030	0,0000	0,0010	0,0000	0,0010
P2	0,30	0,30	0,0007	0,6170	0,0028	0,0007	4,1600	0,0004
P3	0,30	0,30	0,0007	0,4490	0,0056	0,0007	8,3260	0,0003
P4	0,30	0,30	0,0007	0,0000	0,0073	0,0007	10,8260	0,0000
P6	0,30	0,30	0,0007	8,5350	0,0000	0,0007	0,0000	0,0058
P7	0,30	0,30	0,0007	8,5350	0,0056	0,0007	8,3260	0,0058
P8	0,30	0,30	0,0007	8,5350	0,0073	0,0007	10,8260	0,0058
P10	0,30	0,30	0,0007	14,1250	0,0073	0,0007	10,8260	0,0095
P11	0,30	0,30	0,0007	14,1250	0,0093	0,0007	13,7130	0,0095
P12	0,25		0,0001	15,7250	0,0010	0,0001	10,8260	0,0015
P13	0,25		0,0001	16,2200	0,0013	0,0001	13,7130	0,0016
P18	0,3	0,3	0,0007	17,7510	0,0000	0,0007	0,0000	0,0120
P19	0,3	0,3	0,0007	17,7510	0,0056	0,0007	8,3260	0,0120
P20	0,3	0,3	0,0007	20,3830	0,0073	0,0007	10,8260	0,0138
P21	0,3	0,3	0,0007	20,3830	0,0093	0,0007	13,7130	0,0138
P22	0,3	0,3	0,0007	20,3830	0,0112	0,0007	16,6000	0,0138
P23	0,3	0,3	0,0007	20,3830	0,0132	0,0007	19,4870	0,0138
P26	0,3	0,3	0,0007	25,2510	0,0000	0,0007	0,0000	0,0170
P27	0,3	0,3	0,0007	25,2510	0,0056	0,0007	8,3260	0,0170
P28	0,3	0,3	0,0007	25,2510	0,0073	0,0007	10,8260	0,0170
P32	0,3	0,3	0,0007	34,4650	0,0000	0,0007	0,0000	0,0233
P33	0,3	0,3	0,0007	34,4650	0,0056	0,0007	8,3260	0,0233
P34	0,3	0,3	0,0007	34,4650	0,0073	0,0007	10,8260	0,0233
P36	0,3	0,3	0,0007	41,9670	0,0000	0,0007	0,0000	0,0283
P37	0,3	0,3	0,0007	41,9670	0,0056	0,0007	8,3260	0,0283
P38	0,3	0,3	0,0007	41,9670	0,0073	0,0007	10,8260	0,0283
$\Sigma=$	-	-	0,0167	-	0,1329	0,0167	-	0,3260

$$X_{cr,Cobertura} = 19,5040 \text{ m}$$

$$Y_{cr,Cobertura} = 7,950414 \text{ m}$$

ANEXO 6 - Deslocamentos retirados do modelo de cálculo d_e e respetivos deslocamentos reais d_s .

Piso	Ponto	d_e (m)		d_s (m)	
		$d_{e,x}$	$d_{e,y}$	$d_{s,x}$	$d_{s,y}$
Piso 1	P1	-0,007	-0,001	-0,011	-0,002
	P5	-0,009	-0,001	-0,014	-0,002
	P13	-0,009	-0,005	-0,014	-0,007
	P17	-0,011	0,005	-0,016	0,008
	P20	-0,009	0,006	-0,013	0,009
	P25	-0,011	0,006	-0,016	0,009
	P34	-0,009	0,011	-0,013	0,016
	P35	-0,010	0,011	-0,015	0,016
	P36	-0,007	0,013	-0,011	0,019
	P37	-0,008	0,013	-0,013	0,019
	P40	-0,008	0,014	-0,013	0,021
	P42	-0,010	0,014	-0,015	0,021
Cobertura	P1	0,056	-0,001	0,084	-0,002
	P4	-0,006	-0,001	-0,009	-0,001
	P6	-0,009	0,010	-0,014	0,014
	P18	-0,004	0,016	-0,007	0,024
	P10	-0,009	-0,005	-0,013	-0,007
	P11	-0,007	0,014	-0,011	0,021
	P20	-0,007	0,006	-0,010	0,010
	P23	-0,009	0,006	-0,013	0,010
	P26	-0,005	0,007	-0,007	0,011
	P32	-0,007	0,007	-0,010	0,011
	P36	-0,007	0,008	-0,010	0,011
P38	-0,006	0,008	-0,009	0,011	

ANEXO 7 - Armadura longitudinal A_s nas vigas.

Viga	Troço	Zona	A_s (cm ²)					
			Esquerda		Vão		Direita	
V1	P1-P6	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28
	P6-P18	Superior	3Ø20	9,42	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
	P18-Pb2	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
V2	P26-P32	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V3	P7-P19	Superior	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	4Ø20	12,57
		Inferior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
	P19-P27	Superior	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	6Ø20	18,85
		Inferior	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42	2Ø20	6,28
	P27-P30	Superior	6Ø20	18,85	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42	2Ø20	6,28
V5	P4-P8	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	4Ø20	12,57
	P8-P10	Superior	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02
V7	P12-P20	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
	P20-P28	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	4Ø20	12,57
		Inferior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
	P28-P31	Superior	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
V8	P5-P11	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V9	P11-P13	Superior	4Ø16	8,04	4Ø16	8,04	4Ø16	8,04
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V10	P2-P3	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
	P3-P4 (1)	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
	P3-P4 (2)	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V11	P4-P5	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03

Viga	Troço	Zona	A _s (cm ²)					
			Esquerda		Vão		Direita	
V12	P6-P7	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
	P7-P8 (1)	Superior	3Ø20	9,42	0	0	3Ø16	6,03
		Centro	-	0	0	0	2Ø20	6,28
	P7-P8 (2)	Inferior	3Ø16	6,03	0	0	3Ø16	6,03
		Superior	3Ø16	6,03	0	0	3Ø16	6,03
V13	P10-P11	Superior	2Ø16+1Ø12	5,15	2Ø16+1Ø12	5,15	2Ø16+1Ø12	5,15
		Inferior	2Ø16+1Ø12	5,15	2Ø16+1Ø12	5,15	2Ø16+1Ø12	5,15
V14	P18-19	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	5Ø20	15,71	3Ø20	9,42
V15	P20-P23	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
	P23-P25	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V16	P26-P27	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
V18	P32-P36	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
V19	P33-P37	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	4Ø20	12,57
		Inferior	5Ø20	15,71	5Ø20	15,71	3Ø20	9,42
	P37-P40	Superior	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02
V20	P34-P38	Superior	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	5Ø20	15,71
		Inferior	5Ø20	15,71	5Ø20	15,71	3Ø20	9,42
	P38-P41	Superior	5Ø20	15,71	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02
V21	P35-P42	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V22	P32-P33	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
V23	P34-P35	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V24	Pb3-P37	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
V25	P40-P41	Superior	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02
		Inferior	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02	2Ø16	4,02
	P41-P42	Superior	4Ø16	8,04	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03

Viga	Troço	Zona	A _s (cm ²)					
			Esquerda		Vão		Direita	
V26	P1-P6	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
V27	P18-P26	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V28	P7-P19	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
	P19-P27	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	4Ø16	8,04	4Ø16	8,04	4Ø16	8,04
	P27-P30	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	4Ø20	12,57	2Ø20	6,28	2Ø20	6,28
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V29	P4-P8	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
	P8-P10	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V30	P20-P34	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V31	P11-P13	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
V32	P2-P4	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
		Inferior	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
V33	P6-P7	Superior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
		Inferior	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42	3Ø20	9,42
	P7-P8	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V34	P10-P11	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
		Inferior	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
V35	P18-P19	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
V36	P20-P23	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39
		Inferior	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39

Viga	Troço	Zona	A _s (cm ²)					
			Esquerda		Vão		Direita	
V37	P26-P27	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
V39	P32-P36	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
V40	P33-P37	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
	P37-P40	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V42	P34-P38	Superior	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51	3Ø8	1,51
		Centro	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
V44	P32-P33	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57	4Ø20	12,57
V45	Pb3-P37	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
	P37-P38	Superior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03
		Inferior	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03	3Ø16	6,03

ANEXO 8 - Taxas de armadura de tração e compressão ρ das vigas.

Viga	Troço	Zona	A_s (cm ²)			A_c (cm ²)	ρ		
			Esquerda	Vão	Direita		Esquerda	Vão	Direita
V1	P1-P6	Superior	6,28	6,28	9,42	2100	0,0030	0,0030	0,0045
		Inferior	12,57	12,57	6,28	2100	0,0060	0,0060	0,0030
	P6-P18	Superior	9,42	6,28	6,28	2100	0,0045	0,0030	0,0030
		Inferior	6,28	6,28	6,28	2100	0,0030	0,0030	0,0030
	P18-Pb2	Superior	6,28	6,28	6,28	2100	0,0030	0,0030	0,0030
		Inferior	6,28	6,28	6,28	2100	0,0030	0,0030	0,0030
V2	P26-P32	Superior	6,03	6,03	6,03	2100	0,0029	0,0029	0,0029
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2100	0,0029	0,0029	0,0029
V3	P7-P19	Superior	12,57	6,28	12,57	2100	0,0060	0,0030	0,0060
		Inferior	6,28	6,28	6,28	2100	0,0030	0,0030	0,0030
	P19-P27	Superior	12,57	6,28	18,85	2100	0,0060	0,0030	0,0090
		Inferior	6,28	9,42	6,28	2100	0,0030	0,0045	0,0030
	P27-P30	Superior	18,85	6,28	6,28	2100	0,0090	0,0030	0,0030
		Inferior	6,28	9,42	6,28	2100	0,0030	0,0045	0,0030
V5	P4-P8	Superior	6,28	6,28	9,42	1690	0,0037	0,0037	0,0056
		Inferior	9,42	9,42	12,57	1690	0,0056	0,0056	0,0074
	P8-P10	Superior	12,57	6,28	6,28	1380	0,0091	0,0046	0,0046
		Inferior	4,02	4,02	4,02	1380	0,0029	0,0029	0,0029
V7	P12-P20	Superior	6,28	6,28	6,28	1500	0,0042	0,0042	0,0042
		Inferior	6,28	6,28	6,28	1500	0,0042	0,0042	0,0042
	P20-P28	Superior	6,28	6,28	12,57	1500	0,0042	0,0042	0,0084
		Inferior	6,28	6,28	6,28	1500	0,0042	0,0042	0,0042
	P28-P31	Superior	12,57	6,28	6,28	1500	0,0084	0,0042	0,0042
		Inferior	6,28	9,42	9,42	1500	0,0042	0,0063	0,0063
V8	P5-P11	Superior	6,03	6,03	6,03	2800	0,0022	0,0022	0,0022
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2800	0,0022	0,0022	0,0022
V9	P11-P13	Superior	8,04	8,04	8,04	1500	0,0054	0,0054	0,0054
		Inferior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
V10	P2-P3	Superior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
		Inferior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
	P3-P4 (1)	Superior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
		Inferior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
	P3-P4 (2)	Superior	6,03	6,03	6,03	3600	0,0017	0,0017	0,0017
		Centro	6,03	6,03	6,03	3600	0,0017	0,0017	0,0017
V11	P4-P5	Superior	6,03	6,03	6,03	2800	0,0022	0,0022	0,0022
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2800	0,0022	0,0022	0,0022

Viga	Troço	Zona	A_s (cm ²)			A_c (cm ²)	ρ		
			Esquerda	Vão	Direita		Esquerda	Vão	Direita
V12	P6-P7	Superior	6,28	6,28	9,42	2100	0,0030	0,0030	0,0045
		Inferior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
	P7-P8 (1)	Superior	9,42	0	6,03	2100	0,0045	0,0000	0,0029
		Centro	0	0	6,28	2100	0,0000	0,0000	0,0030
		Inferior	6,03	0	6,03	2100	0,0029	0,0000	0,0029
	P7-P8 (2)	Superior	6,03	0	6,03	2100	0,0029	0,0000	0,0029
		Centro	6,28	6,28	6,28	2100	0,0030	0,0030	0,0030
Inferior		6,03	0	6,03	2100	0,0029	0,0000	0,0029	
V13	P10-P11	Superior	5,15	5,15	5,15	1500	0,0034	0,0034	0,0034
		Inferior	5,15	5,15	5,15	1500	0,0034	0,0034	0,0034
V14	P18-19	Superior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
		Inferior	9,42	15,71	9,42	2100	0,0045	0,0075	0,0045
V15	P20-P23	Superior	6,03	6,03	6,03	1500	0,0040	0,0040	0,0040
		Inferior	3,39	3,39	3,39	1500	0,0023	0,0023	0,0023
	P23-P25	Superior	1,51	1,51	1,51	1920	0,0008	0,0008	0,0008
		Centro	6,03	6,03	6,03	1920	0,0031	0,0031	0,0031
		Inferior	3,39	3,39	3,39	1920	0,0018	0,0018	0,0018
V16	P26-P27	Superior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
		Inferior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
V18	P32-P36	Superior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
		Inferior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
V19	P33-P37	Superior	6,28	6,28	12,57	2100	0,0030	0,0030	0,0060
		Inferior	15,71	15,71	9,42	2100	0,0075	0,0075	0,0045
	P37-P40	Superior	12,57	6,28	6,28	1500	0,0084	0,0042	0,0042
		Inferior	4,02	4,02	4,02	1500	0,0027	0,0027	0,0027
V20	P34-P38	Superior	6,28	6,28	15,71	2100	0,0030	0,0030	0,0075
		Inferior	15,71	15,71	9,42	2100	0,0075	0,0075	0,0045
	P38-P41	Superior	15,71	6,28	6,28	1500	0,0105	0,0042	0,0042
		Inferior	4,02	4,02	4,02	1500	0,0027	0,0027	0,0027
V21	P35-P42	Superior	6,03	6,03	6,03	2400	0,0025	0,0025	0,0025
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2400	0,0025	0,0025	0,0025
V22	P32-P33	Superior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
		Inferior	12,57	12,57	12,57	2100	0,0060	0,0060	0,0060
V23	P34-P35	Superior	6,03	6,03	6,03	2400	0,0025	0,0025	0,0025
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2400	0,0025	0,0025	0,0025
V24	Pb3-P37	Superior	6,03	6,03	6,03	2100	0,0029	0,0029	0,0029
		Inferior	9,42	9,42	9,42	2100	0,0045	0,0045	0,0045
V25	P40-P41	Superior	4,02	4,02	4,02	1500	0,0027	0,0027	0,0027
		Inferior	4,02	4,02	4,02	1500	0,0027	0,0027	0,0027
	P41-P42	Superior	8,04	6,03	6,03	2100	0,0038	0,0029	0,0029
		Inferior	6,03	6,03	6,03	2100	0,0029	0,0029	0,0029

Viga	Troço	Zona	A _s (cm ²)			A _c (cm ²)	ρ		
			Esquerda	Vão	Direita		Esquerda	Vão	Direita
V26	P1-P6	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
V27	P18-P26	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
V28	P7-P19	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,28	6,28	9,42	3100	0,0020	0,0020	0,0030
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
	P19-P27	Superior	1,51	1,51	1,51	3600	0,0004	0,0004	0,0004
		Centro	9,42	9,42	9,42	3600	0,0026	0,0026	0,0026
		Inferior	8,04	8,04	8,04	3600	0,0022	0,0022	0,0022
	P27-P30	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	12,57	6,28	6,28	3100	0,0041	0,0020	0,0020
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
V29	P4-P8	Superior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
		Inferior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
	P8-P10	Superior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
V30	P20-P34	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
V31	P11-P13	Superior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	3,39	3,39	3,39	3100	0,0011	0,0011	0,0011
V32	P2-P4	Superior	1,51	1,51	1,51	2500	0,0006	0,0006	0,0006
		Centro	3,39	3,39	3,39	2500	0,0014	0,0014	0,0014
		Inferior	3,39	3,39	3,39	2500	0,0014	0,0014	0,0014
V33	P6-P7	Superior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
		Inferior	9,42	9,42	9,42	3100	0,0030	0,0030	0,0030
	P7-P8	Superior	6,03	6,03	6,03	3600	0,0017	0,0017	0,0017
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3600	0,0017	0,0017	0,0017
V34	P10-P11	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	3,39	3,39	3,39	3100	0,0011	0,0011	0,0011
		Inferior	3,39	3,39	3,39	3100	0,0011	0,0011	0,0011
V35	P18-P19	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	12,57	12,57	12,57	3100	0,0041	0,0041	0,0041
V36	P20-P23	Superior	1,51	1,51	1,51	2500	0,0006	0,0006	0,0006
		Centro	3,39	3,39	3,39	2500	0,0014	0,0014	0,0014
		Inferior	3,39	3,39	3,39	2500	0,0014	0,0014	0,0014

Viga	Troço	Zona	A_s (cm ²)			A_c (cm ²)	ρ		
			Esquerda	Vão	Direita		Esquerda	Vão	Direita
V37	P26-P27	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	12,57	12,57	12,57	3100	0,0041	0,0041	0,0041
V39	P32-P36	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	12,57	12,57	12,57	3100	0,0041	0,0041	0,0041
V40	P33-P37	Superior	6,03	6,03	6,03	3550	0,0017	0,0017	0,0017
		Inferior	12,57	12,57	12,57	3550	0,0035	0,0035	0,0035
	P37-P40	Superior	6,03	6,03	6,03	3550	0,0017	0,0017	0,0017
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3550	0,0017	0,0017	0,0017
V42	P34-P38	Superior	1,51	1,51	1,51	3100	0,0005	0,0005	0,0005
		Centro	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
V44	P32-P33	Superior	6,03	6,03	6,03	2100	0,0029	0,0029	0,0029
		Inferior	12,57	12,57	12,57	2100	0,0060	0,0060	0,0060
V45	Pb3-P37	Superior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
	P37-P38	Superior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019
		Inferior	6,03	6,03	6,03	3100	0,0019	0,0019	0,0019

ANEXO 9 - Armadura transversal A_{sw} nas vigas.

Viga	Troço	A_{sw} (cm ² /m)					
		Esquerda		Vão		Direita	
V1	P1-P6	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P6-P18	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P18-Pb2	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V2	P26-P32	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V3	P7-P19	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P19-P27	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
	P27-P30	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,01
V5	P4-P8	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
	P8-P10	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V7	P12-P20	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P20-P28	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P28-P31	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V8	P5-P11	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V9	P11-P13	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V10	P2-P3	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P3-P4 (1)	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P3-P4 (2)	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V11	P4-P5	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V12	P6-P7	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P7-P8 (1)	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P7-P8 (2)	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V13	P10-P11	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V14	P18-19	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V15	P20-P23	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P23-P25	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V16	P26-P27	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V18	P32-P36	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V19	P33-P37	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
	P37-P40	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V20	P34-P38	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,10,2r	10,06
	P38-P41	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V21	P35-P42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V22	P32-P33	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02

Viga	Troço	A_{sw} (cm ² /m)					
		Esquerda		Vão		Direita	
V23	P34-P35	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15p/face	17,42
V24	Pb3-P37	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V25	P40-P41	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
	P41-P42	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V26	P1-P6	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V27	P18-P26	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V28	P7-P19	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P19-P27	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P27-P30	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V29	P4-P8	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P8-P10	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V30	P20-P34	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V31	P11-P13	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V32	P2-P4	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V33	P6-P7	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P7-P8	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V34	P10-P11	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V35	P18-P19	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V36	P20-P23	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V37	P26-P27	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V39	P32-P36	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V40	P33-P37	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P37-P40	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V42	P34-P38	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
V44	P32-P33	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02	Ø8af.0,25,2r	4,02
V45	Pb3-P37	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72
	P37-P38	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72	Ø8af.0,25,2r+ Ø8af.0,15,2r	10,72

ANEXO 10 - Posição da linha neutra x e momento resistente $M_{Rd,s-EC2}$ nas vigas.

Viga	Troço	Zona	x (m)			$M_{Rd,s-EC2}$ (kN.m)		
			Esquerda	Vão	Direita	Esquerda	Vão	Direita
V1	P1-P6	Superior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	205,99
		Inferior	0,029	0,029	0,029	274,87	274,87	137,33
	P6-P18	Superior	0,029	0,029	0,029	205,99	137,33	137,33
		Inferior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	137,33
	P18-Pb2	Superior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	137,33
		Inferior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	137,33
V2	P26-P32	Superior	0,029	0,029	0,029	131,86	131,86	131,86
		Inferior	0,029	0,029	0,029	131,86	131,86	131,86
V3	P7-P19	Superior	0,029	0,029	0,029	274,87	137,33	274,87
		Inferior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	137,33
	P19-P27	Superior	0,036	0,029	0,036	273,59	137,33	410,28
		Inferior	0,036	0,029	0,036	136,69	205,99	136,69
	P27-P30	Superior	0,036	0,029	0,029	410,28	137,33	137,33
		Inferior	0,036	0,029	0,029	136,69	205,99	137,33
V5	P4-P8	Superior	0,022	0,022	0,028	94,22	94,22	140,60
		Inferior	0,022	0,022	0,028	141,33	141,33	187,61
	P8-P10	Superior	0,029	0,029	0,029	169,89	84,88	84,88
		Inferior	0,029	0,029	0,029	54,33	54,33	54,33
V7	P12-P20	Superior	0,029	0,029	0,029	93,62	93,62	93,62
		Inferior	0,029	0,029	0,029	93,62	93,62	93,62
	P20-P28	Superior	0,029	0,029	0,029	93,62	93,62	187,39
		Inferior	0,029	0,029	0,029	93,62	93,62	93,62
	P28-P31	Superior	0,029	0,029	0,029	187,39	93,62	93,62
		Inferior	0,029	0,029	0,029	93,62	140,43	140,43
V8	P5-P11	Superior	0,189	0,189	0,189	265,51	265,51	265,51
		Inferior	0,189	0,189	0,189	265,51	265,51	265,51
V9	P11-P13	Superior	0,029	0,029	0,029	119,86	119,86	119,86
		Inferior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
V10	P2-P3	Superior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
		Inferior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
	P3-P4 (1)	Superior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
		Inferior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
	P3-P4 (2)	Superior	0,126	0,126	0,126	228,63	228,63	228,63
		Inferior	0,126	0,126	0,126	228,63	228,63	228,63
V11	P4-P5	Superior	0,189	0,189	0,189	265,51	265,51	265,51
		Inferior	0,189	0,189	0,189	265,51	265,51	265,51

Viga	Troço	Zona	x (m)			M _{Rd,s-EC2} (kN.m)		
			Esquerda	Vão	Direita	Esquerda	Vão	Direita
V12	P6-P7	Superior	0,029	0,029	0,029	137,33	137,33	205,99
		Inferior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
	P7-P8 (1)	Superior	0,029	0,029	0,029	140,43	-	89,89
		Centro	0,029	0,029	0,029	0,00	-	93,62
		Inferior	0,029	0,029	0,029	89,89	-	89,89
	P7-P8 (2)	Superior	0,126	0,126	0,126	228,63	-	228,63
		Centro	0,126	0,126	0,126	238,11	238,11	238,11
		Inferior	0,126	0,126	0,126	228,63	-	228,63
V13	P10-P11	Superior	0,029	0,029	0,029	76,77	76,77	76,77
		Inferior	0,029	0,029	0,029	76,77	76,77	76,77
V14	P18-19	Superior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
		Inferior	0,029	0,029	0,029	205,99	343,54	205,99
V15	P20-P23	Superior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
		Inferior	0,029	0,029	0,029	50,54	50,54	50,54
	P23-P25	Superior	0,078	0,078	0,078	32,52	32,52	32,52
		Centro	0,078	0,078	0,078	129,88	129,88	129,88
		Inferior	0,078	0,078	0,078	73,02	73,02	73,02
V16	P26-P27	Superior	0,029	0,029	0,029	173,21	173,21	173,21
		Inferior	0,029	0,029	0,029	173,21	173,21	173,21
V18	P32-P36	Superior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
		Inferior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
V19	P33-P37	Superior	0,036	0,029	0,036	136,69	137,33	273,59
		Inferior	0,036	0,029	0,036	341,94	343,54	205,03
	P37-P40	Superior	0,029	0,029	0,029	187,39	93,62	93,62
		Inferior	0,029	0,029	0,029	59,93	59,93	59,93
V20	P34-P38	Superior	0,029	0,029	0,073	137,33	137,33	333,95
		Inferior	0,029	0,029	0,073	343,54	343,54	200,24
	P38-P41	Superior	0,029	0,029	0,029	234,20	93,62	93,62
		Inferior	0,029	0,029	0,029	59,93	59,93	59,93
V21	P35-P42	Superior	0,189	0,189	0,189	224,59	224,59	224,59
		Inferior	0,189	0,189	0,189	224,59	224,59	224,59
V22	P32-P33	Superior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
		Inferior	0,029	0,029	0,029	274,87	274,87	274,87
V23	P34-P35	Superior	0,189	0,189	0,189	224,59	224,59	224,59
		Inferior	0,189	0,189	0,189	224,59	224,59	224,59
V24	Pb3-P37	Superior	0,029	0,029	0,029	131,86	131,86	131,86
		Inferior	0,029	0,029	0,029	205,99	205,99	205,99
V25	P40-P41	Superior	0,029	0,029	0,029	59,93	59,93	59,93
		Inferior	0,029	0,029	0,029	59,93	59,93	59,93
	P41-P42	Superior	0,029	0,029	0,029	175,81	131,86	131,86
		Inferior	0,029	0,029	0,029	131,86	131,86	131,86

Viga	Troço	Zona	x (m)			M _{Rd,s-EC2} (kN.m)		
			Esquerda	Vão	Direita	Esquerda	Vão	Direita
V26	P1-P6	Superior	0,078	0,078	0,078	58,32	58,32	58,32
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,91	232,91	232,91
		Inferior	0,078	0,078	0,078	363,85	363,85	363,85
V27	P18-P26	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
V28	P7-P19	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	242,35	242,35	363,52
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
	P19-P27	Superior	0,078	0,078	0,078	66,05	66,05	66,05
		Centro	0,078	0,078	0,078	412,04	412,04	412,04
		Inferior	0,078	0,078	0,078	351,68	351,68	351,68
	P27-P30	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	485,08	242,35	242,35
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
V29	P4-P8	Superior	0,078	0,078	0,078	363,52	363,52	363,52
		Inferior	0,078	0,078	0,078	363,52	363,52	363,52
	P8-P10	Superior	0,078	0,078	0,078	363,52	363,52	363,52
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
V30	P20-P34	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
V31	P11-P13	Superior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	130,82	130,82	130,82
V32	P2-P4	Superior	0,078	0,078	0,078	47,76	47,76	47,76
		Centro	0,078	0,078	0,078	107,23	107,23	107,23
		Inferior	0,078	0,078	0,078	107,23	107,23	107,23
V33	P6-P7	Superior	0,078	0,078	0,078	363,52	363,52	363,52
		Inferior	0,078	0,078	0,078	363,52	363,52	363,52
	P7-P8	Superior	0,078	0,078	0,078	264,18	264,18	264,18
		Inferior	0,078	0,078	0,078	264,18	264,18	264,18
V34	P10-P11	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	130,82	130,82	130,82
		Inferior	0,078	0,078	0,078	130,82	130,82	130,82
V35	P18-P19	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	485,08	485,08	485,08
V36	P20-P23	Superior	0,078	0,078	0,078	47,76	47,76	47,76
		Centro	0,078	0,078	0,078	107,23	107,23	107,23
		Inferior	0,078	0,078	0,078	107,23	107,23	107,23

Viga	Troço	Zona	x (m)			M _{Rd,s-EC2} (kN.m)		
			Esquerda	Vão	Direita	Esquerda	Vão	Direita
V37	P26-P27	Superior	0,078	0,078	0,078	58,32	58,32	58,32
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,91	232,91	232,91
		Inferior	0,078	0,078	0,078	485,52	485,52	485,52
V39	P32-P36	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	485,08	485,08	485,08
V40	P33-P37	Superior	0,078	0,078	0,078	264,39	264,39	264,39
		Inferior	0,078	0,078	0,078	551,14	551,14	551,14
	P37-P40	Superior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
		Inferior	0,029	0,029	0,029	89,89	89,89	89,89
V42	P34-P38	Superior	0,078	0,078	0,078	58,27	58,27	58,27
		Centro	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
V44	P32-P33	Superior	0,029	0,029	0,029	131,86	131,86	131,86
		Inferior	0,029	0,029	0,029	274,87	274,87	274,87
V45	Pb3-P37	Superior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
	P37-P38	Superior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70
		Inferior	0,078	0,078	0,078	232,70	232,70	232,70

ANEXO 11 - Determinação do esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ nas vigas.

Viga	Troço	z (m)	A_{sw} (cm ²)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)
V1	P1-P6	0,576	4,02	348	45	80,540
	P6-P18	0,576	4,02	348	45	80,540
	P18-Pb2	0,576	4,02	348	45	80,540
V2	P26-P32	0,576	4,02	348	45	80,540
V3	P7-P19	0,576	4,02	348	45	80,540
	P19-P27	0,576	5,02	348	45	100,575
	P27-P30	0,576	5,02	348	45	100,575
V5	P4-P8	0,396	5,02	348	45	69,145
	P8-P10	0,36	4,02	348	45	50,337
V7	P12-P20	0,396	4,02	348	45	55,371
	P20-P28	0,396	4,02	348	45	55,371
	P28-P31	0,396	4,02	348	45	55,371
V8	P5-P11	1,2069	17,42	348	45	731,276
V9	P11-P13	0,396	4,02	348	45	55,371
V10	P2-P3	0,396	4,02	348	45	55,371
	P3-P4 (1)	0,396	4,02	348	45	55,371
	P3-P4 (2)	1,026	17,42	348	45	621,667
V11	P4-P5	1,2069	17,42	348	45	731,276
V12	P6-P7	0,576	4,02	348	45	80,540
	P7-P8 (1)	0,396	4,02	348	45	55,371
	P7-P8 (2)	1,026	17,42	348	45	621,667
V13	P10-P11	0,396	4,02	348	45	55,371
V14	P18-19	0,576	4,02	348	45	80,540
V15	P20-P23	0,396	4,02	348	45	55,371
	P23-P25	0,585	10,72	348	45	218,129
V16	P26-P27	0,486	4,02	348	45	67,955
V18	P32-P36	0,576	4,02	348	45	80,540
V19	P33-P37	0,576	5,02	348	45	100,575
	P37-P40	0,396	4,02	348	45	55,371
V20	P34-P38	0,576	10,06	348	45	201,550
	P38-P41	0,396	4,02	348	45	55,371
V21	P35-P42	1,0314	17,42	348	45	624,939
V22	P32-P33	0,576	4,02	348	45	80,540
V23	P34-P35	1,0314	17,42	348	45	624,939
V24	Pb3-P37	0,576	4,02	348	45	80,540
V25	P40-P41	0,396	4,02	348	45	55,371
	P41-P42	0,576	4,02	348	45	80,540
V26	P1-P6	1,0269	10,72	348	45	80,540
V27	P18-P26	1,026	10,72	348	45	382,900

Viga	Troço	z (m)	A_{sw} (cm²)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	V_{Rd,s-EC2} (kN)
V28	P7-P19	1,026	10,72	348	45	382,900
	P19-P27	1,1592	10,72	348	45	382,900
	P27-P30	1,026	10,72	348	45	382,564
V29	P4-P8	1,026	10,72	348	45	382,564
	P8-P10	1,026	10,72	348	45	382,564
V30	P20-P34	1,026	10,72	348	45	382,564
V31	P11-P13	1,026	10,72	348	45	382,564
V32	P2-P4	0,846	10,72	348	45	382,564
V33	P6-P7	1,026	10,72	348	45	432,230
	P7-P8	1,161	10,72	348	45	432,230
V34	P10-P11	1,026	10,72	348	45	432,230
V35	P18-P19	1,026	10,72	348	45	382,564
V36	P20-P23	0,846	10,72	348	45	382,564
V37	P26-P27	1,0269	10,72	348	45	382,564
V39	P32-P36	1,026	10,72	348	45	382,564
V40	P33-P37	1,1619	10,72	348	45	382,564
	P37-P40	0,396	4,02	348	45	382,564
V42	P34-P38	1,026	10,72	348	45	382,564
V44	P32-P33	0,576	4,02	348	45	382,564
V45	Pb3-P37	1,026	10,72	348	45	382,564
	P37-P38	1,026	10,72	348	45	382,564

ANEXO 12 - Determinação do esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max-EC2}$ nas vigas.

Viga	Troço	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_1 (m)	f_{cd} (MPa)	θ (°)	$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)
V1	P1-P6	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P6-P18	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P18-Pb2	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V2	P26-P32	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V3	P7-P19	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P19-P27	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P27-P30	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V5	P4-P8	1	0,393	0,396	0,528	20	45	734,6112
	P8-P10	1	0,3	0,36	0,528	20	45	509,7927
V7	P12-P20	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P20-P28	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P28-P31	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V8	P5-P11	1	0,2	1,2069	0,528	20	45	1139,3866
V9	P11-P13	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V10	P2-P3	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P3-P4 (1)	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P3-P4 (2)	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V11	P4-P5	1	0,2	1,2069	0,528	20	45	1139,3866
V12	P6-P7	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P7-P8 (1)	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P7-P8 (2)	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V13	P10-P11	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V14	P18-19	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V15	P20-P23	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P23-P25	1	0,3	0,585	0,528	20	45	828,4131
V16	P26-P27	1	0,3	0,486	0,528	20	45	688,2201
V18	P32-P36	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V19	P33-P37	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P37-P40	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V20	P34-P38	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
	P38-P41	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V21	P35-P42	1	0,2	1,0314	0,528	20	45	973,7040
V22	P32-P33	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V23	P34-P35	1	0,2	1,0314	0,528	20	45	973,7040
V24	Pb3-P37	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V25	P40-P41	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
	P41-P42	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V26	P1-P6	1	0,3	1,0269	0,528	20	45	1454,1836
V27	P18-P26	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091

Viga	Troço	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_1 (m)	f_{cd} (MPa)	θ (°)	$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)
V28	P7-P19	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
	P19-P27	1	0,3	1,1592	0,528	20	45	1641,5324
	P27-P30	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V29	P4-P8	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
	P8-P10	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V30	P20-P34	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V31	P11-P13	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V32	P2-P4	1	0,3	0,846	0,528	20	45	1198,0127
V33	P6-P7	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
	P7-P8	1	0,3	1,161	0,528	20	45	1644,0813
V34	P10-P11	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V35	P18-P19	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V36	P20-P23	1	0,3	0,846	0,528	20	45	1198,0127
V37	P26-P27	1	0,3	1,0269	0,528	20	45	1454,1836
V39	P32-P36	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V40	P33-P37	1	0,3	1,1619	0,528	20	45	1645,3558
	P37-P40	1	0,3	0,396	0,528	20	45	560,7719
V42	P34-P38	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
V44	P32-P33	1	0,3	0,576	0,528	20	45	815,6683
V45	Pb3-P37	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091
	P37-P38	1	0,3	1,026	0,528	20	45	1452,9091

ANEXO 13 - Armadura longitudinal A_s nos pilares e taxa de armadura das vigas ρ .

Pilares	Piso 1			
	A_s (cm ² /m)		A_c (cm ²)	ρ
P1	6Ø20+2Ø16	22,87	860	0,0266
P2	8Ø20+2Ø16	29,15	900	0,0324
P3	8Ø16	16,08	900	0,0179
P4	8Ø16	16,08	900	0,0179
P5	8Ø16	16,08	940	0,0171
P6	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P7	8Ø16	16,08	900	0,0179
P8	8Ø16	16,08	900	0,0179
P9	8Ø16	16,08	900	0,0179
P10	8Ø16	16,08	900	0,0179
P11	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P12	6Ø12	6,79	490,87	0,0138
P13	6Ø16	12,06	490,87	0,0246
P14	8Ø12	9,05	490,87	0,0184
P15	8Ø12	9,05	490,87	0,0184
P16	8Ø12	9,05	490,87	0,0184
P17	8Ø12	9,05	490,87	0,0184
P18	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P19	8Ø20	25,13	900	0,0279
P20	8Ø16	16,08	900	0,0179
P21	8Ø16	16,08	900	0,0179
P22	8Ø16	16,08	900	0,0179
P23	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P24	8Ø20	25,13	900	0,0279
P25	8Ø20	25,13	900	0,0279
P26	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P27	8Ø20	25,13	900	0,0279
P28	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P32	8Ø25	39,27	900	0,0436
P33	8Ø25	39,27	900	0,0436
P34	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P35	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P36	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P37	8Ø20	25,13	900	0,0279
P38	8Ø20	25,13	900	0,0279
P39	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P40	8Ø16	16,08	900	0,0179
P41	10Ø20	31,42	1800	0,0175
P42	8Ø20	25,13	900	0,0279

Pilares	Cobertura			
	A_s (cm ² /m)		A_c (cm ²)	ρ
P1	6Ø20+2Ø16	22,87	860	0,0266
P2	8Ø20+2Ø16	29,15	900	0,0324
P3	8Ø16	16,08	900	0,0179
P4	8Ø16	16,08	900	0,0179
P5	-	-	940	-
P6	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P7	8Ø16	16,08	900	0,0179
P8	8Ø16	16,08	900	0,0179
P9	-	-	900	-
P10	8Ø16	16,08	900	0,0179
P11	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P12	6Ø12	6,79	490,87	0,0138
P13	4Ø20+4Ø16	20,61	490,87	0,0420
P14	-	-	490,87	-
P15	-	-	490,87	-
P16	-	-	490,87	-
P17	-	-	490,87	-
P18	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P19	8Ø20	25,13	900	0,0279
P20	8Ø16	16,08	900	0,0179
P21	8Ø16	16,08	900	0,0179
P22	8Ø16	16,08	900	0,0179
P23	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P24	-	-	900	-
P25	-	-	900	-
P26	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P27	8Ø20	25,13	900	0,0279
P28	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P32	8Ø25	39,27	900	0,0436
P33	8Ø25	39,27	900	0,0436
P34	4Ø25+4Ø20	32,2	900	0,0358
P35	-	-	900	-
P36	4Ø20+4Ø16	20,61	900	0,0229
P37	8Ø20	25,13	900	0,0279
P38	8Ø20	25,13	900	0,0279

ANEXO 14 - Armadura transversal A_{sw} nos pilares.

Pilar	A_{sw} (cm ² /m)			
	Piso1		Cobertura	
P1	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P2	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P3	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P4	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P5	Ø6af.0,175,2r	3,24	-	-
P6	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
P7	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P8	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P9	Ø6af.0,175,2r	3,24	-	-
P10	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P11	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P12	Ø6af.0,125,2r	4,52	Ø6af.0,125,2r	4,52
P13	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P14	Ø6af.0,125,2r	4,52	-	-
P15	Ø6af.0,125,2r	4,52	-	-
P16	Ø6af.0,125,2r	4,52	-	-
P17	Ø6af.0,125,2r	4,52	-	-
P18	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
P19	Ø6af.0,20,2r	2,82	Ø6af.0,20,2r	2,82
P20	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P21	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P22	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P23	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P24	Ø6af.0,20,2r	2,82	-	-
P25	Ø6af.0,20,2r	2,82	-	-
P26	Ø8af.0,20,2r	2,51	Ø8af.0,20,2r	2,51
P27	Ø6af.0,20,2r	1,41	Ø6af.0,20,2r	1,41
P28	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24
P32	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
P33	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
P34	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02
P35	Ø8af.0,20,2r	5,02	-	-
P36	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø6af.0,175	3,24
P37	Ø6af.0,20,2r	2,82	Ø6af.0,20,2r	2,82
P38	Ø6af.0,20,2r	2,82	Ø6af.0,20,2r	2,82
P39	Ø6af.0,175,2r	3,24	-	-
P40	Ø6af.0,175,2r	3,24	Ø6af.0,175,2r	3,24

Pilar	A_{sw} (cm ² /m)			
	Piso1		Cobertura	
P41 x⁵	Ø6af.0,20,2r	2,82	Ø6af.0,20,2r	2,82
P41 y	Ø6af.0,20,2r	2,82	Ø6af.0,20,2r	2,82
P42	Ø8af.0,20,2r	5,02	Ø8af.0,20,2r	5,02

⁵ O pilar P41 é único onde se distingue as direções x e y porque nos restantes pilares o valor de A_{sw} é igual nessas duas direções

ANEXO 15 - Posição da linha neutra x dos pilares através do “Capacity Design”.

Pilar	Direção	A _{s1} (cm ²)		A _{s2} (cm ²)		b (m)		x (m)	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0479	0,0081
	y	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0479	0,0081
P2	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0443	0,0098
	y	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0443	0,0098
P3	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0286	0,0129
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0286	0,0129
P4	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0201	0,0055
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0201	0,0055
P5	x	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0047	-
	y	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0047	-
P6	x	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0486	0,0158
	y	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0486	0,0158
P7	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0508	0,0175
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0508	0,0175
P8	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0304	0,0082
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0304	0,0082
P9	x	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0109	-
	y	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0109	-
P10	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0234	0,0139
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0234	0,0139
P11	x	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0218	0,0073
	y	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0218	0,0073
P12	x	3,39	3,39	3,39	3,39	0,25	0,25	0,0346	0,0116
	y	3,39	3,39	3,39	3,39	0,25	0,25	0,0346	0,0116
P13	x	6,03	8,29	6,03	8,29	0,25	0,3	0,0227	0,0063
	y	6,03	8,29	6,03	8,29	0,25	0,3	0,0227	0,0063
P14	x	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0126	-
	y	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0126	-
P15	x	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0095	-
	y	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0095	-
P16	x	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0105	-
	y	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0105	-
P17	x	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0082	-
	y	3,39	-	3,39	-	0,25	-	0,0082	-
P18	x	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,1930	0,1147
	y	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,1930	0,1147
P19	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0681	0,0175
	y	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0681	0,0175

Pilar	Direção	A _{s1} (cm ²)		A _{s2} (cm ²)		b (m)		x (m)	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0785	0,0139
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0785	0,0139
P21	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0332	0,0112
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0332	0,0112
P22	x	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0128	0,0055
	y	6,03	6,03	6,03	6,03	0,3	0,3	0,0128	0,0055
P23	x	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0168	0,0066
	y	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0168	0,0066
P24	x	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0083	-
	y	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0083	-
P25	x	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0044	-
	y	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0044	-
P26	x	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0171	0,0459
	y	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0171	0,0459
P27	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0520	0,0174
	y	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0520	0,0174
P28	x	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0277	0,0077
	y	8,29	8,29	8,29	8,29	0,3	0,3	0,0277	0,0077
P32	x	14,73	14,73	14,73	14,73	0,3	0,3	0,0376	0,0134
	y	14,73	14,73	14,73	14,73	0,3	0,3	0,0376	0,0134
P33	x	14,73	14,73	14,73	14,73	0,3	0,3	0,0612	0,0202
	y	14,73	14,73	14,73	14,73	0,3	0,3	0,0612	0,0202
P34	x	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0307	0,0108
	y	12,96	12,96	12,96	12,96	0,3	0,3	0,0307	0,0108
P35	x	12,96	-	12,96	-	0,3	-	0,0120	-
	y	12,96	-	12,96	-	0,3	-	0,0120	-
P36	x	12,96	8,29	12,96	8,29	0,3	0,3	0,0289	0,0839
	y	12,96	8,29	12,96	8,29	0,3	0,3	0,0289	0,0839
P37	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,1428	0,0934
	y	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,1428	0,0934
P38	x	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0362	0,0193
	y	9,42	9,42	9,42	9,42	0,3	0,3	0,0362	0,0193
P39	x	8,29	-	8,29	-	0,3	-	0,0156	-
	y	8,29	-	8,29	-	0,3	-	0,0156	-
P40	x	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0169	-
	y	6,03	-	6,03	-	0,3	-	0,0169	-
P41	x	12,57	-	12,57	-	0,3	-	0,0183	-
	y	9,42	-	9,42	-	0,6	-	0,0092	-
P42	x	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0072	-
	y	9,42	-	9,42	-	0,3	-	0,0072	-

ANEXO 16 - Determinação dos momentos resistentes M_{Rc} e M através do “Capacity Design”.

Pilar	Direção	Piso 1					
		d_1 (m)	d (m)	h (m)	M_{Rc} (kN.m)	γ_{rd}	M (kN.m)
P1	x	0,06	0,24	0,3	89,0772	1,1	97,9849
	y	0,06	0,24	0,3	81,9989	1,1	90,1988
P2	x	0,06	0,23	0,3	83,8492	1,1	92,2341
	y	0,06	0,23	0,3	77,1641	1,1	84,8805
P3	x	0,06	0,24	0,3	56,7979	1,1	62,4777
	y	0,06	0,24	0,3	56,7979	1,1	62,4777
P4	x	0,06	0,24	0,3	51,4850	1,1	56,6335
	y	0,06	0,24	0,3	51,4850	1,1	56,6335
P5	x	0,06	0,24	0,3	41,1271	1,1	45,2398
	y	0,06	0,24	0,3	41,1271	1,1	45,2398
P6	x	0,05	0,25	0,3	120,6635	1,1	132,7299
	y	0,05	0,25	0,3	120,6635	1,1	132,7299
P7	x	0,045	0,25	0,3	74,6558	1,1	82,1214
	y	0,045	0,25	0,3	74,6558	1,1	82,1214
P8	x	0,045	0,25	0,3	63,1512	1,1	69,4664
	y	0,045	0,25	0,3	63,1512	1,1	69,4664
P9	x	0,045	0,25	0,3	50,6414	1,1	55,7056
	y	0,045	0,25	0,3	50,6414	1,1	55,7056
P10	x	0,045	0,25	0,3	58,8330	1,1	64,7162
	y	0,045	0,25	0,3	58,8330	1,1	64,7162
P11	x	0,05	0,25	0,3	72,5025	1,1	79,7527
	y	0,05	0,25	0,3	72,5025	1,1	79,7527
P12	x	0,05	0,2	0,25	33,0785	1,1	36,3863
	y	0,05	0,2	0,25	33,0785	1,1	36,3863
P13	x	0,05	0,2	0,25	42,0183	1,1	46,2201
	y	0,05	0,2	0,25	42,0183	1,1	46,2201
P14	x	0,05	0,2	0,25	23,7278	1,1	26,1005
	y	0,05	0,2	0,25	23,7278	1,1	26,1005
P15	x	0,05	0,2	0,25	22,2956	1,1	24,5252
	y	0,05	0,2	0,25	22,2956	1,1	24,5252
P16	x	0,05	0,2	0,25	22,7657	1,1	25,0422
	y	0,05	0,2	0,25	22,7657	1,1	25,0422
P17	x	0,05	0,2	0,25	21,6986	1,1	23,8685
	y	0,05	0,2	0,25	21,6986	1,1	23,8685
P18	x	0,05	0,25	0,3	157,6436	1,1	173,4079
	y	0,05	0,25	0,3	157,6436	1,1	173,4079
P19	x	0,055	0,245	0,3	102,4017	1,1	112,6419
	y	0,055	0,245	0,3	102,4017	1,1	112,6419

Pilar	Direção	Piso 1					
		d ₁ (m)	d (m)	h (m)	M _{Rc} (kN.m)	γ _{rd}	M (kN.m)
P20	x	0,045	0,25	0,3	87,6858	1,1	96,4544
	y	0,045	0,25	0,3	87,6858	1,1	96,4544
P21	x	0,045	0,25	0,3	64,7831	1,1	71,2614
	y	0,045	0,25	0,3	64,7831	1,1	71,2614
P22	x	0,045	0,25	0,3	51,9397	1,1	57,1337
	y	0,045	0,25	0,3	51,9397	1,1	57,1337
P23	x	0,05	0,25	0,3	69,2219	1,1	76,1441
	y	0,05	0,25	0,3	69,2219	1,1	76,1441
P24	x	0,055	0,245	0,3	68,1583	1,1	74,9741
	y	0,055	0,245	0,3	68,1583	1,1	74,9741
P25	x	0,055	0,245	0,3	65,4266	1,1	71,9692
	y	0,055	0,245	0,3	65,4266	1,1	71,9692
P26	x	0,05	0,25	0,3	101,9568	1,1	112,1525
	y	0,05	0,25	0,3	101,9568	1,1	112,1525
P27	x	0,055	0,245	0,3	94,5145	1,1	103,9659
	y	0,055	0,245	0,3	94,5145	1,1	103,9659
P28	x	0,05	0,25	0,3	76,1449	1,1	83,7594
	y	0,05	0,25	0,3	76,1449	1,1	83,7594
P32	x	0,055	0,24	0,3	119,1691	1,1	131,0860
	y	0,055	0,24	0,3	119,1691	1,1	131,0860
P33	x	0,055	0,24	0,3	131,6876	1,1	144,8564
	y	0,055	0,24	0,3	131,6876	1,1	144,8564
P34	x	0,05	0,25	0,3	110,4781	1,1	121,5259
	y	0,05	0,25	0,3	110,4781	1,1	121,5259
P35	x	0,055	0,245	0,3	94,0776	1,1	103,4854
	y	0,055	0,245	0,3	94,0776	1,1	103,4854
P36	x	0,055	0,245	0,3	104,8987	1,1	115,3886
	y	0,055	0,245	0,3	104,8987	1,1	115,3886
P37	x	0,055	0,245	0,3	125,9496	1,1	138,5446
	y	0,055	0,245	0,3	125,9496	1,1	138,5446
P38	x	0,055	0,245	0,3	85,8041	1,1	94,3845
	y	0,055	0,245	0,3	85,8041	1,1	94,3845
P39	x	0,05	0,25	0,3	68,4697	1,1	75,3167
	y	0,05	0,25	0,3	68,4697	1,1	75,3167
P40	x	0,045	0,25	0,3	54,6195	1,1	60,0814
	y	0,045	0,25	0,3	54,6195	1,1	60,0814
P41	x	0,06	0,24	0,6	104,5108	1,1	114,9619
	y	0,06	0,54	0,3	170,2379	1,1	187,2616
P42	x	0,055	0,245	0,3	67,3760	1,1	74,1136
	y	0,055	0,245	0,3	67,3760	1,1	74,1136

Pilar	Direção	Cobertura					
		d ₁ (m)	d (m)	h (m)	M _{Rc} (kN.m)	γ _{rd}	M (kN.m)
P1	x	0,06	0,24	0,3	64,7300	1,1	71,2030
	y	0,06	0,24	0,3	57,6517	1,1	63,4168
P2	x	0,06	0,23	0,3	62,5990	1,1	68,8589
	y	0,06	0,23	0,3	55,9140	1,1	61,5054
P3	x	0,06	0,24	0,3	46,7274	1,1	51,4002
	y	0,06	0,24	0,3	46,7274	1,1	51,4002
P4	x	0,06	0,24	0,3	41,6971	1,1	45,8668
	y	0,06	0,24	0,3	41,6971	1,1	45,8668
P5	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P6	x	0,05	0,25	0,3	101,0848	1,1	111,1933
	y	0,05	0,25	0,3	101,0848	1,1	111,1933
P7	x	0,045	0,25	0,3	55,0206	1,1	60,5227
	y	0,045	0,25	0,3	55,0206	1,1	60,5227
P8	x	0,045	0,25	0,3	48,7637	1,1	53,6400
	y	0,045	0,25	0,3	48,7637	1,1	53,6400
P9	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P10	x	0,045	0,25	0,3	52,6656	1,1	57,9322
	y	0,045	0,25	0,3	52,6656	1,1	57,9322
P11	x	0,05	0,25	0,3	62,8501	1,1	69,1351
	y	0,05	0,25	0,3	62,8501	1,1	69,1351
P12	x	0,05	0,2	0,25	23,2694	1,1	25,5963
	y	0,05	0,2	0,25	23,2694	1,1	25,5963
P13	x	0,05	0,25	0,3	62,1256	1,1	68,3381
	y	0,05	0,25	0,3	62,1256	1,1	68,3381
P14	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P15	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P16	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P17	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P18	x	0,05	0,25	0,3	147,5151	1,1	162,2666
	y	0,05	0,25	0,3	147,5151	1,1	162,2666
P19	x	0,055	0,245	0,3	74,2743	1,1	81,7018
	y	0,055	0,245	0,3	74,2743	1,1	81,7018
P20	x	0,045	0,25	0,3	52,6606	1,1	57,9267
	y	0,045	0,25	0,3	52,6606	1,1	57,9267
P21	x	0,045	0,25	0,3	50,8417	1,1	55,9259
	y	0,045	0,25	0,3	50,8417	1,1	55,9259

Pilar	Direção	Cobertura					
		d ₁ (m)	d (m)	h (m)	M _{Rc} (kN.m)	γ _{rd}	M (kN.m)
P22	x	0,045	0,25	0,3	46,8869	1,1	51,5756
	y	0,045	0,25	0,3	46,8869	1,1	51,5756
P23	x	0,05	0,25	0,3	62,3563	1,1	68,5920
	y	0,05	0,25	0,3	62,3563	1,1	68,5920
P24	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P25	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P26	x	0,05	0,25	0,3	119,1989	1,1	131,1187
	y	0,05	0,25	0,3	119,1989	1,1	131,1187
P27	x	0,055	0,245	0,3	74,2015	1,1	81,6217
	y	0,055	0,245	0,3	74,2015	1,1	81,6217
P28	x	0,05	0,25	0,3	63,1196	1,1	69,4316
	y	0,05	0,25	0,3	63,1196	1,1	69,4316
P32	x	0,055	0,24	0,3	104,1275	1,1	114,5402
	y	0,055	0,24	0,3	104,1275	1,1	114,5402
P33	x	0,055	0,24	0,3	108,5618	1,1	119,4180
	y	0,055	0,24	0,3	108,5618	1,1	119,4180
P34	x	0,05	0,25	0,3	97,7481	1,1	107,5230
	y	0,05	0,25	0,3	97,7481	1,1	107,5230
P35	x	-	-	-	-	1,1	-
	y	-	-	-	-	1,1	-
P36	x	0,055	0,245	0,3	101,7096	1,1	111,8806
	y	0,055	0,245	0,3	101,7096	1,1	111,8806
P37	x	0,055	0,245	0,3	112,7782	1,1	124,0560
	y	0,055	0,245	0,3	112,7782	1,1	124,0560
P38	x	0,055	0,245	0,3	75,4677	1,1	83,0145
	y	0,055	0,245	0,3	75,4677	1,1	83,0145

ANEXO 17 - Determinação do esforço transversal condicionante nos pilares V_{Ed-CD} ("Capacity Design").

Pilar	Direção	l_{cl} (m)	M (kN.m)		V_{Ed-CD} (kN)	
			Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	3,5	97,985	71,203	55,991	40,687
	y	3,5	90,199	63,417	51,542	36,238
P2	x	3,5	92,234	68,859	52,705	39,348
	y	3,5	84,881	61,505	48,503	35,146
P3	x	3,5	62,478	51,400	35,702	29,372
	y	3,5	62,478	51,400	35,702	29,372
P4	x	3,5	56,633	45,867	32,362	26,210
	y	3,5	56,633	45,867	32,362	26,210
P5	x	3,5	45,240	-	25,851	-
	y	3,5	45,240	-	25,851	-
P6	x	3,5	132,730	111,193	75,846	63,539
	y	3,5	132,730	111,193	75,846	63,539
P7	x	3,5	82,121	60,523	46,927	34,584
	y	3,5	82,121	60,523	46,927	34,584
P8	x	3,5	69,466	53,640	39,695	30,651
	y	3,5	69,466	53,640	39,695	30,651
P9	x	3,5	55,706	-	31,832	-
	y	3,5	55,706	-	31,832	-
P10	x	3,5	64,716	57,932	36,981	33,104
	y	3,5	64,716	57,932	36,981	33,104
P11	x	3,5	79,753	69,135	45,573	39,506
	y	3,5	79,753	69,135	45,573	39,506
P12	x	3,5	36,386	25,596	20,792	14,626
	y	3,5	36,386	25,596	20,792	14,626
P13	x	3,5	46,220	68,338	26,411	39,050
	y	3,5	46,220	68,338	26,411	39,050
P14	x	3,5	26,101	-	14,915	-
	y	3,5	26,101	-	14,915	-
P15	x	3,5	24,525	-	14,014	-
	y	3,5	24,525	-	14,014	-
P16	x	3,5	25,042	-	14,310	-
	y	3,5	25,042	-	14,310	-
P17	x	3,5	23,869	-	13,639	-
	y	3,5	23,869	-	13,639	-
P18	x	3,5	173,408	162,267	99,090	92,724
	y	3,5	173,408	162,267	99,090	92,724
P19	x	3,5	112,642	81,702	64,367	46,687
	y	3,5	112,642	81,702	64,367	46,687

Pilar	Direção	l _{cl} (m)	M (kN.m)		V _{Ed} (kN)	
			Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	3,5	96,454	57,927	55,117	33,101
	y	3,5	96,454	57,927	55,117	33,101
P21	x	3,5	71,261	55,926	40,721	31,958
	y	3,5	71,261	55,926	40,721	31,958
P22	x	3,5	57,134	51,576	32,648	29,472
	y	3,5	57,134	51,576	32,648	29,472
P23	x	3,5	76,144	68,592	43,511	39,195
	y	3,5	76,144	68,592	43,511	39,195
P24	x	3,5	74,974	-	42,842	-
	y	3,5	74,974	-	42,842	-
P25	x	3,5	71,969	-	41,125	-
	y	3,5	71,969	-	41,125	-
P26	x	3,5	112,152	131,119	64,087	74,925
	y	3,5	112,152	131,119	64,087	74,925
P27	x	3,5	103,966	81,622	59,409	46,641
	y	3,5	103,966	81,622	59,409	46,641
P28	x	3,5	83,759	69,432	47,863	39,675
	y	3,5	83,759	69,432	47,863	39,675
P32	x	3,5	131,086	114,540	74,906	65,452
	y	3,5	131,086	114,540	74,906	65,452
P33	x	3,5	144,856	119,418	82,775	68,239
	y	3,5	144,856	119,418	82,775	68,239
P34	x	3,5	121,526	107,523	69,443	61,442
	y	3,5	121,526	107,523	69,443	61,442
P35	x	3,5	103,485	-	59,135	-
	y	3,5	103,485	-	59,135	-
P36	x	3,5	115,389	111,881	65,936	63,932
	y	3,5	115,389	111,881	65,936	63,932
P37	x	3,5	138,545	124,056	79,168	70,889
	y	3,5	138,545	124,056	79,168	70,889
P38	x	3,5	94,384	83,015	53,934	47,437
	y	3,5	94,384	83,015	53,934	47,437
P39	x	3,5	75,317	-	43,038	-
	y	3,5	75,317	-	43,038	-
P40	x	3,5	60,081	-	34,332	-
	y	3,5	60,081	-	34,332	-
P41	x	3,5	114,962	-	65,693	-
	y	3,5	187,262	-	107,007	-
P42	x	3,5	74,114	-	42,351	-
	y	3,5	74,114	-	42,351	-

ANEXO 18 - Determinação do esforço transversal resistente $V_{Rd,s-EC2}$ nos pilares.

Pilar	A_{sw} (cm ² /m)		z (m)		f_{ywd} (MPa)	θ (°)	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)	
	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura			Piso1	Cobertura
P1	3,24	3,24	0,216	0,216	348	45	24,3423	24,3423
P2	3,24	3,24	0,207	0,207	348	45	23,3280	23,3280
P3	3,24	3,24	0,216	0,216	348	45	24,3423	24,3423
P4	3,24	3,24	0,216	0,216	348	45	24,3423	24,3423
P5	3,24	-	0,216	-	348	45	24,3423	-
P6	5,02	5,02	0,216	0,216	348	45	37,7155	37,7155
P7	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P8	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P9	3,24	-	0,234	-	348	45	26,3708	-
P10	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P11	3,24	3,24	0,225	0,225	348	45	25,3565	25,3565
P12	4,52	4,52	0,18	0,18	348	45	28,2991	28,2991
P13	3,24	3,24	0,18	0,225	348	45	20,2852	25,3565
P14	4,52	-	0,18	-	348	45	28,2991	-
P15	4,52	-	0,18	-	348	45	28,2991	-
P16	4,52	-	0,18	-	348	45	28,2991	-
P17	4,52	-	0,18	-	348	45	28,2991	-
P18	5,02	5,02	0,216	0,216	348	45	37,7155	37,7155
P19	2,82	2,82	0,225	0,225	348	45	22,0696	22,0696
P20	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P21	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P22	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P23	3,24	3,24	0,225	0,225	348	45	25,3565	25,3565
P24	2,82	-	0,225	-	348	45	22,0696	-
P25	2,82	-	0,225	-	348	45	22,0696	-
P26	2,51	2,51	0,216	0,216	348	45	18,8577	18,8577
P27	1,41	1,41	0,225	0,225	348	45	11,0348	11,0348
P28	3,24	3,24	0,225	0,225	348	45	25,3565	25,3565
P32	5,02	5,02	0,216	0,216	348	45	37,7155	37,7155
P33	5,02	5,02	0,216	0,216	348	45	37,7155	37,7155
P34	5,02	5,02	0,216	0,216	348	45	37,7155	37,7155
P35	5,02	-	0,216	-	348	45	37,7155	-
P36	5,02	3,24	0,225	0,225	348	45	39,2870	25,3565
P37	2,82	2,82	0,225	0,225	348	45	22,0696	22,0696
P38	2,82	2,82	0,225	0,225	348	45	22,0696	22,0696
P39	3,24	-	0,225	-	348	45	25,3565	-
P40	3,24	3,24	0,234	0,234	348	45	26,3708	26,3708
P41 x	2,82	2,82	0,216	0,216	348	45	21,1868	21,1868
P41 y	2,82	2,82	0,486	0,486	348	45	47,6703	47,6703
P42	5,02	5,02	0,225	0,225	348	45	39,2870	39,2870

ANEXO 19 - Determinação do esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max-EC2}$ nos pilares.

Pilar	b_w		z (m)		α_{cw}	f_{cd} (MPa)	v_1	$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)	
	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura				Piso1	Cobertura
P1	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P2	0,3	0,3	0,207	0,207	1	20	0,528	293,1308	293,1308
P3	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P4	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P5	0,3	-	0,216	-	1	20	0,528	305,8756	-
P6	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P7	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P8	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P9	0,3	-	0,234	-	1	20	0,528	331,3652	-
P10	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P11	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P12	0,25	0,25	0,18	0,18	1	20	0,528	212,4136	212,4136
P13	0,25	0,3	0,18	0,225	1	20	0,528	212,4136	318,6204
P14	0,25	-	0,18	-	1	20	0,528	212,4136	-
P15	0,25	-	0,18	-	1	20	0,528	212,4136	-
P16	0,25	-	0,18	-	1	20	0,528	212,4136	-
P17	0,25	-	0,18	-	1	20	0,528	212,4136	-
P18	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P19	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P20	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P21	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P22	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	331,3652
P23	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P24	0,3	-	0,225	-	1	20	0,528	318,6204	-
P25	0,3	-	0,225	-	1	20	0,528	318,6204	-
P26	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P27	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P28	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P32	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P33	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P34	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	305,8756
P35	0,3	-	0,216	-	1	20	0,528	305,8756	-
P36	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P37	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P38	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	318,6204
P39	0,3	-	0,225	-	1	20	0,528	318,6204	-
P40	0,3	0,3	0,234	0,234	1	20	0,528	331,3652	-
P41 x	0,3	0,3	0,216	0,216	1	20	0,528	305,8756	-
P41 y	0,6	0,6	0,486	0,486	1	20	0,528	1376,4402	-
P42	0,3	0,3	0,225	0,225	1	20	0,528	318,6204	-

ANEXO 20 - Razão Momento/Esforço transverso da extremidade dos pilares.

Pilar	Direção	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)		M_{Rd-EC2} (kN.m)		L_v (m)	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P1	x	24,342	24,342	62,649	60,878	2,5737	2,5009
	y	24,342	24,342	55,575	53,803	2,2831	2,2103
P2	x	23,328	23,328	62,805	60,916	2,6923	2,6113
	y	23,328	23,328	56,124	54,234	2,4058	2,3248
P3	x	24,342	24,342	53,477	49,268	2,1969	2,0240
	y	24,342	24,342	53,477	49,268	2,1969	2,0240
P4	x	24,342	24,342	55,909	46,861	2,2968	1,9251
	y	24,342	24,342	55,909	46,861	2,2968	1,9251
P5	x	24,342	-	48,552	-	1,9946	-
	y	24,342	-	48,552	-	1,9946	-
P6	x	37,715	37,715	117,843	109,386	3,1245	2,9003
	y	37,715	37,715	117,843	109,386	3,1245	2,9003
P7	x	26,371	26,371	84,475	76,633	3,2034	2,9060
	y	26,371	26,371	84,475	76,633	3,2034	2,9060
P8	x	26,371	26,371	74,657	59,098	2,8310	2,2410
	y	26,371	26,371	74,657	59,098	2,8310	2,2410
P9	x	26,371	-	62,107	-	2,3551	-
	y	26,371	-	62,107	-	2,3551	-
P10	x	26,371	26,371	62,860	51,944	2,3837	1,9697
	y	26,371	26,371	62,860	51,944	2,3837	1,9697
P11	x	25,357	25,357	67,698	61,096	2,6699	2,4095
	y	25,357	25,357	67,698	61,096	2,6699	2,4095
P12	x	28,299	28,299	27,943	23,512	0,9874	0,8308
	y	28,299	28,299	27,943	23,512	0,9874	0,8308
P13	x	20,285	25,357	43,423	68,538	2,1406	2,7030
	y	20,285	25,357	43,423	68,538	2,1406	2,7030
P14	x	28,299	-	22,384	-	0,7910	-
	y	28,299	-	22,384	-	0,7910	-
P15	x	28,299	-	21,531	-	0,7608	-
	y	28,299	-	21,531	-	0,7608	-
P16	x	28,299	-	21,905	-	0,7740	-
	y	28,299	-	21,905	-	0,7740	-
P17	x	28,299	-	20,048	-	0,7084	-
	y	28,299	-	20,048	-	0,7084	-
P18	x	37,715	37,715	122,473	106,589	3,2473	2,8261
	y	37,715	37,715	122,473	106,589	3,2473	2,8261
P19	x	22,070	22,070	112,830	92,736	5,1125	4,2020
	y	22,070	22,070	112,830	92,736	5,1125	4,2020

Pilar	Direção	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)		M_{Rd-EC2} (kN.m)		L_v (m)	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P20	x	26,371	26,371	60,040	53,319	2,2768	2,0219
	y	26,371	26,371	60,040	53,319	2,2768	2,0219
P21	x	26,371	26,371	60,111	49,851	2,2794	1,8904
	y	26,371	26,371	60,111	49,851	2,2794	1,8904
P22	x	26,371	26,371	53,465	50,453	2,0274	1,9132
	y	26,371	26,371	53,465	50,453	2,0274	1,9132
P23	x	25,357	25,357	67,760	62,187	2,6723	2,4525
	y	25,357	25,357	67,760	62,187	2,6723	2,4525
P24	x	22,070	-	69,340	-	3,1419	-
	y	22,070	-	69,340	-	3,1419	-
P25	x	22,070	-	65,348	-	2,9610	-
	y	22,070	-	65,348	-	2,9610	-
P26	x	18,858	18,858	105,141	96,035	5,5755	5,0926
	y	18,858	18,858	105,141	96,035	5,5755	5,0926
P27	x	11,035	11,035	113,228	93,721	10,2610	8,4933
	y	11,035	11,035	113,228	93,721	10,2610	8,4933
P28	x	25,357	25,357	80,959	73,093	3,1928	2,8826
	y	25,357	25,357	80,959	73,093	3,1928	2,8826
P32	x	37,715	37,715	131,490	114,869	3,4864	3,0457
	y	37,715	37,715	131,490	114,869	3,4864	3,0457
P33	x	37,715	37,715	149,116	129,213	3,9537	3,4260
	y	37,715	37,715	149,116	129,213	3,9537	3,4260
P34	x	37,715	37,715	127,108	108,280	3,3702	2,8710
	y	37,715	37,715	127,108	108,280	3,3702	2,8710
P35	x	37,715	-	98,876	-	2,6216	-
	y	37,715	-	98,876	-	2,6216	-
P36	x	39,287	25,357	101,683	61,621	2,5882	2,4302
	y	39,287	25,357	101,683	61,621	2,5882	2,4302
P37	x	22,070	22,070	102,897	86,430	4,6624	3,9163
	y	22,070	22,070	102,897	86,430	4,6624	3,9163
P38	x	22,070	22,070	93,757	68,124	4,2483	3,0868
	y	22,070	22,070	93,757	68,124	4,2483	3,0868
P39	x	25,357	-	79,466	-	3,1340	-
	y	25,357	-	79,466	-	3,1340	-
P40	x	26,371	-	44,332	-	1,6811	-
	y	26,371	-	44,332	-	1,6811	-
P41	x	21,187	-	110,125	-	5,1978	-
	y	47,670	-	172,986	-	3,6288	-
P42	x	39,287	-	70,063	-	1,7834	-
	y	39,287	-	70,063	-	1,7834	-

ANEXO 21 - Cálculo da constante k e da taxa da armadura longitudinal ρ_1 nos pilares.

Pilar	Direção	d (m)		b (m)		A _{s1} (cm ²)		k		ρ ₁	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P1	x	0,24	0,24	0,3	0,3	9,42	9,42	1,913	1,913	0,013	0,013
	y	0,24	0,24	0,3	0,3	8,29	8,29	1,913	1,913	0,012	0,012
P2	x	0,23	0,23	0,3	0,3	9,42	9,42	1,933	1,933	0,014	0,014
	y	0,23	0,23	0,3	0,3	8,29	8,29	1,933	1,933	0,012	0,012
P3	x	0,24	0,24	0,3	0,3	6,03	6,03	1,913	1,913	0,008	0,008
	y	0,24	0,24	0,3	0,3	6,03	6,03	1,913	1,913	0,008	0,008
P4	x	0,24	0,24	0,3	0,3	6,03	6,03	1,913	1,913	0,008	0,008
	y	0,24	0,24	0,3	0,3	6,03	6,03	1,913	1,913	0,008	0,008
P5	x	0,24	-	0,3	-	6,03	-	1,913	-	0,008	-
	y	0,24	-	0,3	-	6,03	-	1,913	-	0,008	-
P6	x	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
P7	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P8	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P9	x	0,25	-	0,3	-	6,03	-	1,894	-	0,008	-
	y	0,25	-	0,3	-	6,03	-	1,894	-	0,008	-
P10	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P11	x	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
P12	x	0,2	0,2	0,25	0,25	3,39	3,39	2,000	2,000	0,007	0,007
	y	0,2	0,2	0,25	0,25	3,39	3,39	2,000	2,000	0,007	0,007
P13	x	0,2	0,25	0,25	0,3	6,03	8,29	2,000	1,894	0,012	0,011
	y	0,2	0,25	0,25	0,3	6,03	8,29	2,000	1,894	0,012	0,011
P14	x	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
	y	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
P15	x	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
	y	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
P16	x	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
	y	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
P17	x	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
	y	0,2	-	0,25	-	3,39	-	2,000	-	0,007	-
P18	x	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
P19	x	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013

Pilar	Direção	d (m)		b (m)		A _{s1} (cm ²)		k		ρ ₁	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P20	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P21	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P22	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P23	x	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
P24	x	0,245	-	0,3	-	9,42	-	1,904	-	0,013	-
	y	0,245	-	0,3	-	9,42	-	1,904	-	0,013	-
P25	x	0,245	-	0,3	-	9,42	-	1,904	-	0,013	-
	y	0,245	-	0,3	-	9,42	-	1,904	-	0,013	-
P26	x	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
P27	x	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
P28	x	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	8,29	8,29	1,894	1,894	0,011	0,011
P32	x	0,24	0,24	0,3	0,3	14,73	14,73	1,913	1,913	0,020	0,020
	y	0,24	0,24	0,3	0,3	14,73	14,73	1,913	1,913	0,020	0,020
P33	x	0,24	0,24	0,3	0,3	14,73	14,73	1,913	1,913	0,020	0,020
	y	0,24	0,24	0,3	0,3	14,73	14,73	1,913	1,913	0,020	0,020
P34	x	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	12,96	12,96	1,894	1,894	0,017	0,017
P35	x	0,245	-	0,3	-	12,96	-	1,904	-	0,018	-
	y	0,245	-	0,3	-	12,96	-	1,904	-	0,018	-
P36	x	0,245	0,245	0,3	0,3	12,96	8,29	1,904	1,904	0,018	0,011
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	12,96	8,29	1,904	1,904	0,018	0,011
P37	x	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
P38	x	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
P39	x	0,25	-	0,3	-	8,29	-	1,894	-	0,011	-
	y	0,25	-	0,3	-	8,29	-	1,894	-	0,011	-
P40	x	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
	y	0,25	0,25	0,3	0,3	6,03	6,03	1,894	1,894	0,008	0,008
P41	x	0,24	0,24	0,3	0,3	12,57	12,57	1,913	1,913	0,017	0,017
	y	0,54	0,54	0,6	0,6	9,42	9,42	1,609	1,609	0,003	0,003
P42	x	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013
	y	0,245	0,245	0,3	0,3	9,42	9,42	1,904	1,904	0,013	0,013

ANEXO 22 - Cálculo do valor esforço transversal resistente $V_{Rd,c-EC2}$ nos pilares.

Pilar	Direção	Piso 1								
		k	$C_{rd,c}$	ρ_1	k_1	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	σ_{cp}	$V_{Rd,c-EC2}$ (kN)
P1	x	1,913	0,12	0,013	1,15	30	300	240	0,289	80,066
	y	1,913	0,12	0,012	1,15	30	300	240	0,289	77,724
P2	x	1,933	0,12	0,014	1,15	30	300	230	0,541	98,075
	y	1,933	0,12	0,012	1,15	30	300	230	0,541	95,775
P3	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	1,242	151,235
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	1,242	151,235
P4	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	1,450	168,468
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	1,450	168,468
P5	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,799	114,586
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,799	114,586
P6	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	2,320	263,672
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	2,320	263,672
P7	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	3,791	376,249
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	3,791	376,249
P8	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	2,713	283,282
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	2,713	283,282
P9	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,533	181,490
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,533	181,490
P10	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,599	187,199
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,599	187,199
P11	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,773	121,423
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,773	121,423
P12	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	1,799	136,171
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	1,799	136,171
P13	x	2,000	0,12	0,012	1,15	30	250	200	2,127	162,009
	y	2,000	0,12	0,012	1,15	30	250	200	2,127	162,009
P14	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,790	78,182
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,790	78,182
P15	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,643	69,714
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,643	69,714
P16	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,707	73,412
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,707	73,412
P17	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,391	55,225
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,391	55,225
P18	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	2,780	303,372
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	2,780	303,372
P19	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	4,993	478,678
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	4,993	478,678

Pilar	Direção	Piso 1								
		k	$C_{rd,c}$	ρ_1	k_1	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	σ_{cp}	$V_{rd,c-EC2}$ (kN)
P20	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,354	166,059
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,354	166,059
P21	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,360	166,581
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,360	166,581
P22	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,808	118,957
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,808	118,957
P23	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,778	121,849
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,778	121,849
P24	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,539	102,264
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,539	102,264
P25	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,232	76,268
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,232	76,268
P26	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,180	165,305
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,180	165,305
P27	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	5,052	483,682
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	5,052	483,682
P28	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,907	219,249
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,907	219,249
P32	x	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	3,246	333,936
	y	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	3,246	333,936
P33	x	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	5,583	527,474
	y	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	5,583	527,474
P34	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	3,273	345,840
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	3,273	345,840
P35	x	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	1,033	150,354
	y	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	1,033	150,354
P36	x	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	1,268	170,213
	y	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	1,268	170,213
P37	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	3,692	368,751
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	3,692	368,751
P38	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,697	284,661
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,697	284,661
P39	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,771	207,565
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,771	207,565
P40	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,099	57,834
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,099	57,834
P41	x	1,913	0,12	0,017	1,15	30	300	240	0,600	111,513
	y	1,609	0,12	0,003	1,15	30	600	540	0,600	352,285
P42	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,596	107,063
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,596	107,063

Pilar	Direção	Cobertura								
		k	C _{rd,c}	ρ ₁	k ₁	f _{ck} (MPa)	b _w (mm)	d (mm)	σ _{cp}	V _{rd,c-EC2} (kN)
P1	x	1,913	0,12	0,013	1,15	30	300	240	0,148	68,451
	y	1,913	0,12	0,012	1,15	30	300	240	0,148	66,109
P2	x	1,933	0,12	0,014	1,15	30	300	230	0,394	86,422
	y	1,933	0,12	0,012	1,15	30	300	230	0,394	84,122
P3	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,893	122,332
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,893	122,332
P4	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,699	106,294
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	240	0,699	106,294
P5	x	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	-	-	-
	y	1,913	0,12	0,008	1,15	30	300	-	-	-
P6	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,544	196,701
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,544	196,701
P7	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	2,917	300,861
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	2,917	300,861
P8	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,274	159,130
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	1,274	159,130
P9	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	-	-	-
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	-	-	-
P10	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,686	108,455
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,686	108,455
P11	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,257	76,954
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,257	76,954
P12	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,988	89,549
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	200	0,988	89,549
P13	x	2,000	0,12	0,012	1,15	30	250	250	1,541	187,669
	y	2,000	0,12	0,012	1,15	30	250	250	1,541	187,669
P14	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
P15	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
P16	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
P17	x	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
	y	2,000	0,12	0,007	1,15	30	250	-	-	-
P18	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,302	175,869
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,302	175,869
P19	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,595	275,966
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,595	275,966
P20	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,796	117,946
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,796	117,946

Pilar	Direção	Cobertura								
		k	$C_{rd,c}$	ρ_1	k_1	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	σ_{cp}	$V_{rd,c-EC2}$ (kN)
P21	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,521	94,227
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,521	94,227
P22	x	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,568	98,292
	y	1,894	0,12	0,008	1,15	30	300	250	0,568	98,292
P23	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,340	84,136
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	0,340	84,136
P24	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	-	-	-
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	-	-	-
P25	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	-	-	-
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	-	-	-
P26	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	0,445	101,988
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	0,445	101,988
P27	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,694	284,352
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	2,694	284,352
P28	x	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,216	159,694
	y	1,894	0,12	0,011	1,15	30	300	250	1,216	159,694
P32	x	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	1,619	199,224
	y	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	1,619	199,224
P33	x	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	3,000	313,627
	y	1,913	0,12	0,020	1,15	30	300	240	3,000	313,627
P34	x	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,447	188,393
	y	1,894	0,12	0,017	1,15	30	300	250	1,447	188,393
P35	x	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	-	-	-
	y	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	-	-	-
P36	x	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	0,520	98,238
	y	1,904	0,12	0,018	1,15	30	300	245	0,520	98,238
P37	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	1,989	224,749
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	1,989	224,749
P38	x	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,445	94,252
	y	1,904	0,12	0,013	1,15	30	300	245	0,445	94,252

ANEXO 23 - Cálculo de v_{min} nos pilares.

Pilar	Direção	k		f_{ck} (MPa)	v_{min}	
		Piso1	Cobertura		Piso1	Cobertura
P1	x	1,913	1,913	30	0,507	0,507
	y	1,913	1,913	30	0,507	0,507
P2	x	1,933	1,933	30	0,515	0,515
	y	1,933	1,933	30	0,515	0,515
P3	x	1,913	1,913	30	0,507	0,507
	y	1,913	1,913	30	0,507	0,507
P4	x	1,913	1,913	30	0,507	0,507
	y	1,913	1,913	30	0,507	0,507
P5	x	1,913	-	30	0,507	-
	y	1,913	-	30	0,507	-
P6	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P7	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P8	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P9	x	1,894	-	30	0,500	-
	y	1,894	-	30	0,500	-
P10	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P11	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P12	x	2,000	2,000	30	0,542	0,542
	y	2,000	2,000	30	0,542	0,542
P13	x	2,000	1,894	30	0,542	0,500
	y	2,000	1,894	30	0,542	0,500
P14	x	2,000	-	30	0,542	-
	y	2,000	-	30	0,542	-
P15	x	2,000	-	30	0,542	-
	y	2,000	-	30	0,542	-
P16	x	2,000	-	30	0,542	-
	y	2,000	-	30	0,542	-
P17	x	2,000	-	30	0,542	-
	y	2,000	-	30	0,542	-
P18	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P19	x	1,904	1,904	30	0,503	0,503
	y	1,904	1,904	30	0,503	0,503

Pilar	Direção	k		f _{ck} (MPa)	v _{min}	
		Piso1	Cobertura		Piso1	Cobertura
P20	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P21	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P22	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P23	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P24	x	1,904	-	30	0,503	-
	y	1,904	-	30	0,503	-
P25	x	1,904	-	30	0,503	-
	y	1,904	-	30	0,503	-
P26	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P27	x	1,904	1,904	30	0,503	0,503
	y	1,904	1,904	30	0,503	0,503
P28	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P32	x	1,913	1,913	30	0,507	0,507
	y	1,913	1,913	30	0,507	0,507
P33	x	1,913	1,913	30	0,507	0,507
	y	1,913	1,913	30	0,507	0,507
P34	x	1,894	1,894	30	0,500	0,500
	y	1,894	1,894	30	0,500	0,500
P35	x	1,904	-	30	0,503	-
	y	1,904	-	30	0,503	-
P36	x	1,904	1,904	30	0,503	0,503
	y	1,904	1,904	30	0,503	0,503
P37	x	1,904	1,904	30	0,503	0,503
	y	1,904	1,904	30	0,503	0,503
P38	x	1,904	1,904	30	0,503	0,503
	y	1,904	1,904	30	0,503	0,503
P39	x	1,894	-	30	0,500	-
	y	1,894	-	30	0,500	-
P40	x	1,894	-	30	0,500	-
	y	1,894	-	30	0,500	-
P41	x	1,913	-	30	0,507	-
	y	1,609	-	30	0,391	-
P42	x	1,904	-	30	0,503	-
	y	1,904	-	30	0,503	-

ANEXO 24 - Cálculo do valor do esforço transversal resistente $V_{rd,c,min-EC2}$.

Pilar	Direção	Piso 1					
		V_{min}	k_1	σ_{cp}	b_w (mm)	d (mm)	$V_{rd,c,min-EC2}$ (kN)
P1	x	0,507	1,15	0,289	300	240	60,416
	y	0,507	1,15	0,289	300	240	60,416
P2	x	0,515	1,15	0,541	300	230	78,455
	y	0,515	1,15	0,541	300	230	78,455
P3	x	0,507	1,15	1,242	300	240	139,345
	y	0,507	1,15	1,242	300	240	139,345
P4	x	0,507	1,15	1,450	300	240	156,578
	y	0,507	1,15	1,450	300	240	156,578
P5	x	0,507	1,15	0,799	300	240	102,697
	y	0,507	1,15	0,799	300	240	102,697
P6	x	0,500	1,15	2,320	300	250	237,588
	y	0,500	1,15	2,320	300	250	237,588
P7	x	0,500	1,15	3,791	300	250	364,476
	y	0,500	1,15	3,791	300	250	364,476
P8	x	0,500	1,15	2,713	300	250	271,509
	y	0,500	1,15	2,713	300	250	271,509
P9	x	0,500	1,15	1,533	300	250	169,717
	y	0,500	1,15	1,533	300	250	169,717
P10	x	0,500	1,15	1,599	300	250	175,426
	y	0,500	1,15	1,599	300	250	175,426
P11	x	0,500	1,15	0,773	300	250	104,136
	y	0,500	1,15	0,773	300	250	104,136
P12	x	0,542	1,15	1,799	250	200	130,525
	y	0,542	1,15	1,799	250	200	130,525
P13	x	0,542	1,15	2,127	250	200	149,431
	y	0,542	1,15	2,127	250	200	149,431
P14	x	0,542	1,15	0,790	250	200	72,536
	y	0,542	1,15	0,790	250	200	72,536
P15	x	0,542	1,15	0,643	250	200	64,068
	y	0,542	1,15	0,643	250	200	64,068
P16	x	0,542	1,15	0,707	250	200	67,766
	y	0,542	1,15	0,707	250	200	67,766
P17	x	0,542	1,15	0,391	250	200	49,579
	y	0,542	1,15	0,391	250	200	49,579
P18	x	0,500	1,15	2,780	300	250	277,288
	y	0,500	1,15	2,780	300	250	277,288
P19	x	0,503	1,15	4,993	300	245	459,017
	y	0,503	1,15	4,993	300	245	459,017

Pilar	Direção	Piso 1					
		v_{min}	k_1	σ_{cp}	b_w (mm)	d (mm)	$V_{rd,c,min-EC2}$ (kN)
P20	x	0,500	1,15	1,354	300	250	154,286
	y	0,500	1,15	1,354	300	250	154,286
P21	x	0,500	1,15	1,360	300	250	154,808
	y	0,500	1,15	1,360	300	250	154,808
P22	x	0,500	1,15	0,808	300	250	107,184
	y	0,500	1,15	0,808	300	250	107,184
P23	x	0,500	1,15	0,778	300	250	104,562
	y	0,500	1,15	0,778	300	250	104,562
P24	x	0,503	1,15	0,539	300	245	82,602
	y	0,503	1,15	0,539	300	245	82,602
P25	x	0,503	1,15	0,232	300	245	56,606
	y	0,503	1,15	0,232	300	245	56,606
P26	x	0,500	1,15	1,180	300	250	139,221
	y	0,500	1,15	1,180	300	250	139,221
P27	x	0,503	1,15	5,052	300	245	464,020
	y	0,503	1,15	5,052	300	245	464,020
P28	x	0,500	1,15	1,907	300	250	201,962
	y	0,500	1,15	1,907	300	250	201,962
P32	x	0,507	1,15	3,246	300	240	305,261
	y	0,507	1,15	3,246	300	240	305,261
P33	x	0,507	1,15	5,583	300	240	498,798
	y	0,507	1,15	5,583	300	240	498,798
P34	x	0,500	1,15	3,273	300	250	319,756
	y	0,500	1,15	3,273	300	250	319,756
P35	x	0,503	1,15	1,033	300	245	124,334
	y	0,503	1,15	1,033	300	245	124,334
P36	x	0,503	1,15	1,268	300	245	144,193
	y	0,503	1,15	1,268	300	245	144,193
P37	x	0,503	1,15	3,692	300	245	349,089
	y	0,503	1,15	3,692	300	245	349,089
P38	x	0,503	1,15	2,697	300	245	265,000
	y	0,503	1,15	2,697	300	245	265,000
P39	x	0,500	1,15	1,771	300	250	190,278
	y	0,500	1,15	1,771	300	250	190,278
P40	x	0,500	1,15	0,099	300	250	46,062
	y	0,500	1,15	0,099	300	250	46,062
P41	x	0,507	1,15	0,600	300	240	86,193
	y	0,391	1,15	0,600	600	540	350,263
P42	x	0,503	1,15	0,596	300	245	87,402
	y	0,503	1,15	0,596	300	245	87,402

Pilar	Direção	Cobertura					
		v_{min}	k_1	σ_{cp}	b_w (mm)	d (mm)	$V_{rd,c,min-EC2}$ (kN)
P1	x	0,507	1,15	0,148	300	240	48,801
	y	0,507	1,15	0,148	300	240	48,801
P2	x	0,515	1,15	0,394	300	230	66,802
	y	0,515	1,15	0,394	300	230	66,802
P3	x	0,507	1,15	0,893	300	240	110,442
	y	0,507	1,15	0,893	300	240	110,442
P4	x	0,507	1,15	0,699	300	240	94,404
	y	0,507	1,15	0,699	300	240	94,404
P5	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P6	x	0,500	1,15	1,544	300	250	170,617
	y	0,500	1,15	1,544	300	250	170,617
P7	x	0,500	1,15	2,917	300	250	289,088
	y	0,500	1,15	2,917	300	250	289,088
P8	x	0,500	1,15	1,274	300	250	147,357
	y	0,500	1,15	1,274	300	250	147,357
P9	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P10	x	0,500	1,15	0,686	300	250	96,683
	y	0,500	1,15	0,686	300	250	96,683
P11	x	0,500	1,15	0,257	300	250	59,667
	y	0,500	1,15	0,257	300	250	59,667
P12	x	0,542	1,15	0,988	250	200	83,903
	y	0,542	1,15	0,988	250	200	83,903
P13	x	0,500	1,15	1,541	300	250	170,382
	y	0,500	1,15	1,541	300	250	170,382
P14	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P15	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P16	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P17	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P18	x	0,500	1,15	1,302	300	250	149,785
	y	0,500	1,15	1,302	300	250	149,785
P19	x	0,503	1,15	2,595	300	245	256,305
	y	0,503	1,15	2,595	300	245	256,305
P20	x	0,500	1,15	0,796	300	250	106,173
	y	0,500	1,15	0,796	300	250	106,173

Pilar	Direção	Cobertura					
		v_{min}	k_1	σ_{cp}	b_w (mm)	d (mm)	$V_{rd,c,min-EC2}$ (kN)
P21	x	0,500	1,15	0,521	300	250	82,454
	y	0,500	1,15	0,521	300	250	82,454
P22	x	0,500	1,15	0,568	300	250	86,520
	y	0,500	1,15	0,568	300	250	86,520
P23	x	0,500	1,15	0,340	300	250	66,849
	y	0,500	1,15	0,340	300	250	66,849
P24	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P25	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P26	x	0,500	1,15	0,445	300	250	75,904
	y	0,500	1,15	0,445	300	250	75,904
P27	x	0,503	1,15	2,694	300	245	264,691
	y	0,503	1,15	2,694	300	245	264,691
P28	x	0,500	1,15	1,216	300	250	142,407
	y	0,500	1,15	1,216	300	250	142,407
P32	x	0,507	1,15	1,619	300	240	170,549
	y	0,507	1,15	1,619	300	240	170,549
P33	x	0,507	1,15	3,000	300	240	284,952
	y	0,507	1,15	3,000	300	240	284,952
P34	x	0,500	1,15	1,447	300	250	162,309
	y	0,500	1,15	1,447	300	250	162,309
P35	x	-	1,15	-	-	-	-
	y	-	1,15	-	-	-	-
P36	x	0,503	1,15	0,520	300	245	80,939
	y	0,503	1,15	0,520	300	245	80,939
P37	x	0,503	1,15	1,989	300	245	205,088
	y	0,503	1,15	1,989	300	245	205,088
P38	x	0,503	1,15	0,445	300	245	74,590
	y	0,503	1,15	0,445	300	245	74,590

ANEXO 25 - Determinação da curvatura de cedência na extremidade dos pilares ϕ_y .

Pilar	Direção	ϵ_{sy}	d (m)		ϕ_y	
			Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P1	x	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
	y	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
P2	x	0,00174	0,23	0,23	0,0168	0,0168
	y	0,00174	0,23	0,23	0,0168	0,0168
P3	x	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
	y	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
P4	x	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
	y	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
P5	x	0,00174	0,24	-	0,0161	-
	y	0,00174	0,24	-	0,0161	-
P6	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P7	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P8	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P9	x	0,00174	0,25	-	0,0155	-
	y	0,00174	0,25	-	0,0155	-
P10	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P11	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P12	x	0,00174	0,2	0,2	0,0193	0,0193
	y	0,00174	0,2	0,2	0,0193	0,0193
P13	x	0,00174	0,2	0,25	0,0193	0,0155
	y	0,00174	0,2	0,25	0,0193	0,0155
P14	x	0,00174	0,2	-	0,0193	-
	y	0,00174	0,2	-	0,0193	-
P15	x	0,00174	0,2	-	0,0193	-
	y	0,00174	0,2	-	0,0193	-
P16	x	0,00174	0,2	-	0,0193	-
	y	0,00174	0,2	-	0,0193	-
P17	x	0,00174	0,2	-	0,0193	-
	y	0,00174	0,2	-	0,0193	-
P18	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P19	x	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
	y	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158

Pilar	Direção	ϵ_{sy}	d (m)		ϕ_y	
			Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P20	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P21	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P22	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P23	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P24	x	0,00174	0,245	-	0,0158	-
	y	0,00174	0,245	-	0,0158	-
P25	x	0,00174	0,245	-	0,0158	-
	y	0,00174	0,245	-	0,0158	-
P26	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P27	x	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
	y	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
P28	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P32	x	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
	y	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
P33	x	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
	y	0,00174	0,24	0,24	0,0161	0,0161
P34	x	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
	y	0,00174	0,25	0,25	0,0155	0,0155
P35	x	0,00174	0,245	-	0,0158	-
	y	0,00174	0,245	-	0,0158	-
P36	x	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
	y	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
P37	x	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
	y	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
P38	x	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
	y	0,00174	0,245	0,245	0,0158	0,0158
P39	x	0,00174	0,25	-	0,0155	-
	y	0,00174	0,25	-	0,0155	-
P40	x	0,00174	0,25	-	0,0155	-
	y	0,00174	0,25	-	0,0155	-
P41	x	0,00174	0,24	-	0,0161	-
	y	0,00174	0,54	-	0,0072	-
P42	x	0,00174	0,245	-	0,0158	-
	y	0,00174	0,245	-	0,0158	-

ANEXO 26 - Determinação da deformação de cedência θ_y nos pilares.

Pilar	Direção	Piso 1								
		ϕ_y	L_v	α_v	z	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P1	x	0,016	2,574	0	0,216	0,3	20	348	20	0,0186
	y	0,016	2,283	0	0,216	0,3	20	348	20	0,0171
P2	x	0,017	2,692	0	0,207	0,3	20	348	20	0,0200
	y	0,017	2,406	0	0,207	0,3	20	348	20	0,0184
P3	x	0,016	2,197	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0160
	y	0,016	2,197	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0160
P4	x	0,016	2,297	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0165
	y	0,016	2,297	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0165
P5	x	0,016	1,995	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0149
	y	0,016	1,995	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0149
P6	x	0,015	3,125	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0215
	y	0,015	3,125	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0215
P7	x	0,015	3,203	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0205
	y	0,015	3,203	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0205
P8	x	0,015	2,831	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0186
	y	0,015	2,831	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0186
P9	x	0,015	2,355	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0162
	y	0,015	2,355	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0162
P10	x	0,015	2,384	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0163
	y	0,015	2,384	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0163
P11	x	0,015	2,670	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0184
	y	0,015	2,670	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0184
P12	x	0,019	0,987	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0105
	y	0,019	0,987	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0105
P13	x	0,019	2,141	0	0,18	0,25	16	348	20	0,0185
	y	0,019	2,141	0	0,18	0,25	16	348	20	0,0185
P14	x	0,019	0,791	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0094
	y	0,019	0,791	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0094
P15	x	0,019	0,761	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0092
	y	0,019	0,761	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0092
P16	x	0,019	0,774	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0093
	y	0,019	0,774	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0093
P17	x	0,019	0,708	1	0,18	0,25	12	348	20	0,0101
	y	0,019	0,708	1	0,18	0,25	12	348	20	0,0101
P18	x	0,015	3,247	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0182
	y	0,015	3,247	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0182
P19	x	0,016	5,112	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0315
	y	0,016	5,112	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0315

Pilar	Direção	Piso 1								
		ϕ_y	L_v	α_v	z	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P20	x	0,015	2,277	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0158
	y	0,015	2,277	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0158
P21	x	0,015	2,279	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0158
	y	0,015	2,279	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0158
P22	x	0,015	2,027	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0145
	y	0,015	2,027	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0145
P23	x	0,015	2,672	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0184
	y	0,015	2,672	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0184
P24	x	0,016	3,142	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0212
	y	0,016	3,142	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0212
P25	x	0,016	2,961	1	0,225	0,3	20	348	20	0,0215
	y	0,016	2,961	1	0,225	0,3	20	348	20	0,0215
P26	x	0,015	5,575	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0301
	y	0,015	5,575	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0301
P27	x	0,016	10,261	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0585
	y	0,016	10,261	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0585
P28	x	0,015	3,193	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0211
	y	0,015	3,193	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0211
P32	x	0,016	3,486	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0243
	y	0,016	3,486	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0243
P33	x	0,016	3,954	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0268
	y	0,016	3,954	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0268
P34	x	0,015	3,370	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0228
	y	0,015	3,370	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0228
P35	x	0,016	2,622	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0193
	y	0,016	2,622	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0193
P36	x	0,016	2,588	0	0,225	0,3	25	348	20	0,0191
	y	0,016	2,588	0	0,225	0,3	25	348	20	0,0191
P37	x	0,016	4,662	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0291
	y	0,016	4,662	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0291
P38	x	0,016	4,248	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0270
	y	0,016	4,248	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0270
P39	x	0,015	3,134	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0208
	y	0,015	3,134	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0208
P40	x	0,015	1,681	1	0,234	0,3	16	348	20	0,0140
	y	0,015	1,681	1	0,234	0,3	16	348	20	0,0140
P41	x	0,016	5,198	0	0,216	0,6	20	348	20	0,0327
	y	0,007	3,629	0	0,486	0,3	20	348	20	0,0116
P42	x	0,016	1,783	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0142
	y	0,016	1,783	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0142

Pilar	Direção	Cobertura								
		ϕ_y	L_v	α_v	z	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P1	x	0,016	2,501	1	0,216	0,3	20	348	20	0,0182
	y	0,016	2,210	1	0,216	0,3	20	348	20	0,0167
P2	x	0,017	2,611	0	0,207	0,3	20	348	20	0,0196
	y	0,017	2,325	0	0,207	0,3	20	348	20	0,0180
P3	x	0,016	2,024	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0151
	y	0,016	2,024	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0151
P4	x	0,016	1,925	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0146
	y	0,016	1,925	0	0,216	0,3	16	348	20	0,0146
P5	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P6	x	0,015	2,900	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0204
	y	0,015	2,900	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0204
P7	x	0,015	2,906	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0190
	y	0,015	2,906	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0190
P8	x	0,015	2,241	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0156
	y	0,015	2,241	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0156
P9	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P10	x	0,015	1,970	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0143
	y	0,015	1,970	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0143
P11	x	0,015	2,409	1	0,225	0,3	20	348	20	0,0183
	y	0,015	2,409	1	0,225	0,3	20	348	20	0,0183
P12	x	0,019	0,831	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0096
	y	0,019	0,831	0	0,18	0,25	12	348	20	0,0096
P13	x	0,015	2,703	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0186
	y	0,015	2,703	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0186
P14	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P15	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P16	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P17	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P18	x	0,015	2,826	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0200
	y	0,015	2,826	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0200
P19	x	0,016	4,202	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0267
	y	0,016	4,202	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0267
P20	x	0,015	2,022	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0145
	y	0,015	2,022	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0145

Pilar	Direção	Cobertura								
		ϕ_y	L_v	α_v	z	h (m)	d_b (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	θ_y
P21	x	0,015	1,890	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0139
	y	0,015	1,890	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0139
P22	x	0,015	1,913	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0140
	y	0,015	1,913	0	0,234	0,3	16	348	20	0,0140
P23	x	0,015	2,452	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0173
	y	0,015	2,452	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0173
P24	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P25	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P26	x	0,015	5,093	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0316
	y	0,015	5,093	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0316
P27	x	0,016	8,493	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0492
	y	0,016	8,493	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0492
P28	x	0,015	2,883	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0195
	y	0,015	2,883	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0195
P32	x	0,016	3,046	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0219
	y	0,016	3,046	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0219
P33	x	0,016	3,426	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0239
	y	0,016	3,426	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0239
P34	x	0,015	2,871	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0202
	y	0,015	2,871	0	0,216	0,3	25	348	20	0,0202
P35	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P36	x	0,016	2,430	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0175
	y	0,016	2,430	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0175
P37	x	0,016	3,916	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0252
	y	0,016	3,916	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0252
P38	x	0,016	3,087	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0209
	y	0,016	3,087	0	0,225	0,3	20	348	20	0,0209
P39	x	-	-	1	-	-	-	348	20	-
	y	-	-	1	-	-	-	348	20	-
P40	x	-	-	0	0,234	0,3	16	348	20	-
	y	-	-	0	0,234	0,3	16	348	20	-
P41	x	-	-	0	0,216	0,6	20	348	20	-
	y	-	-	0	0,486	0,3	20	348	20	-
P42	x	-	-	0	0,225	0,3	20	348	20	-
	y	-	-	0	0,225	0,3	20	348	20	-

ANEXO 27 - Cálculo da taxa mecânica de armadura de tração w e compressão w' dos pilares.

Pilar	Direção	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$A_s=A_s'$ (cm ² /m)		A_c (cm ²)	$w=w'$	
				Piso1	Cobertura		Piso1	Cobertura
P1	x	348	20	22,87	22,87	860	0,463	0,463
	y	348	20	22,87	22,87	860	0,463	0,463
P2	x	348	20	29,15	29,15	900	0,564	0,564
	y	348	20	29,15	29,15	900	0,564	0,564
P3	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P4	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P5	x	348	20	16,08	-	940	0,298	-
	y	348	20	16,08	-	940	0,298	-
P6	x	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
	y	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
P7	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P8	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P9	x	348	20	16,08	-	900	0,311	-
	y	348	20	16,08	-	900	0,311	-
P10	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P11	x	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
	y	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
P12	x	348	20	6,79	6,79	490,87	0,241	0,241
	y	348	20	6,79	6,79	490,87	0,241	0,241
P13	x	348	20	12,06	20,61	490,87	0,427	0,731
	y	348	20	12,06	20,61	490,87	0,427	0,731
P14	x	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
	y	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
P15	x	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
	y	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
P16	x	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
	y	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
P17	x	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
	y	348	20	9,05	-	490,87	0,321	-
P18	x	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
	y	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
P19	x	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
	y	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
P20	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311

	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
Pilar	Direção	f _y (MPa)	f _c (MPa)	A _s =A _s ' (cm ² /m)		A _c (cm ²)	w=w'	
				Piso1	Cobertura		Piso1	Cobertura
P21	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P22	x	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
	y	348	20	16,08	16,08	900	0,311	0,311
P23	x	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
	y	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
P24	x	348	20	25,13	-	900	0,486	-
	y	348	20	25,13	-	900	0,486	-
P25	x	348	20	25,13	-	900	0,486	-
	y	348	20	25,13	-	900	0,486	-
P26	x	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
	y	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
P27	x	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
	y	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
P28	x	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
	y	348	20	20,61	20,61	900	0,398	0,398
P32	x	348	20	39,27	39,27	900	0,759	0,759
	y	348	20	39,27	39,27	900	0,759	0,759
P33	x	348	20	39,27	39,27	900	0,759	0,759
	y	348	20	39,27	39,27	900	0,759	0,759
P34	x	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
	y	348	20	32,2	32,2	900	0,623	0,623
P35	x	348	20	32,2	-	900	0,623	-
	y	348	20	32,2	-	900	0,623	-
P36	x	348	20	32,2	20,61	900	0,623	0,398
	y	348	20	32,2	20,61	900	0,623	0,398
P37	x	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
	y	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
P38	x	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
	y	348	20	25,13	25,13	900	0,486	0,486
P39	x	348	20	20,61	-	900	0,398	-
	y	348	20	20,61	-	900	0,398	-
P40	x	348	20	16,08	-	900	0,311	-
	y	348	20	16,08	-	900	0,311	-
P41	x	348	20	31,42	-	1800	0,304	-
	y	348	20	31,42	-	1800	0,304	-
P42	x	348	20	25,13	-	900	0,486	-
	y	348	20	25,13	-	900	0,486	-

ANEXO 28 - Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx} .

Pilar	Direção	A_{sx} (cm ²)		b_w (m)		s_h (m)		ρ_{sx}	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P2	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P3	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P4	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P5	x	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
P6	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P7	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P8	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P9	x	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
P10	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P11	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,125	0,125	0,002	0,002
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P12	x	0,57	0,57	0,25	0,25	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,25	0,25	0,175	0,175	0,001	0,001
P13	x	0,57	0,57	0,25	0,3	0,125	0,125	0,002	0,002
	y	0,57	0,57	0,25	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P14	x	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
	y	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
P15	x	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
	y	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
P16	x	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
	y	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
P17	x	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
	y	0,57	-	0,25	-	0,125	-	0,002	-
P18	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P19	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001

Pilar	Direção	A_{sx} (cm ²)		b_w (m)		s_h (m)		ρ_{sx}	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P21	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P22	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P23	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P24	x	0,57	-	0,3	-	0,200	-	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	-	0,200	-	0,001	-
P25	x	0,57	-	0,3	-	0,200	-	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	-	0,200	-	0,001	-
P26	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P27	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
P28	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	0,001
P32	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P33	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P34	x	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
	y	1,01	1,01	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	0,002
P35	x	1,01	-	0,3	-	0,200	-	0,002	-
	y	1,01	-	0,3	-	0,200	-	0,002	-
P36	x	1,01	0,57	0,3	0,3	0,200	0,175	0,002	0,001
	y	1,01	0,57	0,3	0,3	0,200	0,175	0,002	0,001
P37	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
P38	x	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
	y	0,57	0,57	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	0,001
P39	x	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	-	0,175	-	0,001	-
P40	x	0,57	-	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	-
	y	0,57	-	0,3	0,3	0,175	0,175	0,001	-
P41	x	0,57	-	0,3	0,3	0,200	0,200	0,001	-
	y	0,57	-	0,6	0,6	0,200	0,200	0,000	-
P42	x	1,01	-	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	-
	y	1,01	-	0,3	0,3	0,200	0,200	0,002	-

ANEXO 29 - Cálculo da capacidade de deformação última dos pilares θ_{um} .

Pilar	Direção	Piso 1										
		v_{el}	v	$w=w'$	f_c (MPa)	L_v (m)	h (m)	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}
P1	x	1,5	0,014	0,463	20	2,574	0,3	0,085	0,001	348	0	0,0439
	y	1,5	0,000	0,463	20	2,283	0,3	0,085	0,001	348	0	0,0421
P2	x	1,5	0,027	0,564	20	2,692	0,3	0,082	0,001	348	0	0,0439
	y	1,5	0,000	0,564	20	2,406	0,3	0,082	0,001	348	0	0,0422
P3	x	1,5	0,062	0,311	20	2,197	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0392
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,197	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0392
P4	x	1,5	0,073	0,311	20	2,297	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0393
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,297	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0393
P5	x	1,5	0,042	0,298	20	1,995	0,3	0,096	0,001	348	0	0,0389
	y	1,5	0,000	0,298	20	1,995	0,3	0,096	0,001	348	0	0,0389
P6	x	1,5	0,116	0,623	20	3,125	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0416
	y	1,5	0,000	0,623	20	3,125	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0416
P7	x	1,5	0,190	0,311	20	3,203	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0384
	y	1,5	0,000	0,311	20	3,203	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0384
P8	x	1,5	0,136	0,311	20	2,831	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0392
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,831	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0392
P9	x	1,5	0,077	0,311	20	2,355	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,355	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
P10	x	1,5	0,080	0,311	20	2,384	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,384	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
P11	x	1,5	0,039	0,398	20	2,670	0,3	0,150	0,002	348	0	0,0435
	y	1,5	0,000	0,398	20	2,670	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
P12	x	1,5	0,071	0,241	20	0,987	0,25	0,097	0,001	348	0	0,0313
	y	1,5	0,000	0,241	20	0,987	0,25	0,097	0,001	348	0	0,0313
P13	x	1,5	0,084	0,427	20	2,141	0,25	0,216	0,002	348	0	0,0410
	y	1,5	0,000	0,427	20	2,141	0,25	0,097	0,001	348	0	0,0404
P14	x	1,5	0,031	0,321	20	0,791	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0309
	y	1,5	0,000	0,321	20	0,791	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0309
P15	x	1,5	0,025	0,321	20	0,761	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0307
	y	1,5	0,000	0,321	20	0,761	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0307
P16	x	1,5	0,028	0,321	20	0,774	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0308
	y	1,5	0,000	0,321	20	0,774	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0308
P17	x	1,5	0,015	0,321	20	0,708	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0303
	y	1,5	0,000	0,321	20	0,708	0,25	0,236	0,002	348	0	0,0303
P18	x	1,5	0,139	0,623	20	3,247	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0410
	y	1,5	0,000	0,623	20	3,247	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0410

Pilar	Direção	Piso 1										
		γ_{el}	ν	$w=w'$	f_c (MPa)	L_v (m)	h (m)	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}
P19	x	1,5	0,250	0,486	20	5,112	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0420
	y	1,5	0,000	0,486	20	5,112	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0420
P20	x	1,5	0,068	0,311	20	2,277	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,277	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
P21	x	1,5	0,068	0,311	20	2,279	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,279	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0395
P22	x	1,5	0,040	0,311	20	2,027	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0392
	y	1,5	0,000	0,311	20	2,027	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0392
P23	x	1,5	0,039	0,398	20	2,672	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
	y	1,5	0,000	0,398	20	2,672	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
P24	x	1,5	0,027	0,486	20	3,142	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0463
	y	1,5	0,000	0,486	20	3,142	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0463
P25	x	1,5	0,012	0,486	20	2,961	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0462
	y	1,5	0,000	0,486	20	2,961	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0462
P26	x	1,5	0,059	0,623	20	2,788	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0428
	y	1,5	0,000	0,623	20	2,788	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0428
P27	x	1,5	0,253	0,486	20	5,130	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0419
	y	1,5	0,000	0,486	20	5,130	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0419
P28	x	1,5	0,095	0,398	20	3,193	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0429
	y	1,5	0,000	0,398	20	3,193	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0429
P32	x	1,5	0,162	0,759	20	3,486	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0409
	y	1,5	0,000	0,759	20	3,486	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0409
P33	x	1,5	0,279	0,759	20	3,954	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0371
	y	1,5	0,000	0,759	20	3,954	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0371
P34	x	1,5	0,164	0,623	20	3,370	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0404
	y	1,5	0,000	0,623	20	3,370	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0404
P35	x	1,5	0,052	0,623	20	2,622	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0423
	y	1,5	0,000	0,623	20	2,622	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0423
P36	x	1,5	0,063	0,623	20	2,588	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0415
	y	1,5	0,000	0,623	20	2,588	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0415
P37	x	1,5	0,185	0,486	20	4,662	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0440
	y	1,5	0,000	0,486	20	4,662	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0440
P38	x	1,5	0,135	0,486	20	4,248	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0452
	y	1,5	0,000	0,486	20	4,248	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0452
P39	x	1,5	0,089	0,398	20	3,134	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0430
	y	1,5	0,000	0,398	20	3,134	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0430
P40	x	1,5	0,005	0,311	20	1,681	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0383
	y	1,5	0,000	0,311	20	1,681	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0383
P41	x	1,5	0,030	0,304	20	5,198	0,6	0,066	0,001	348	0	0,0431
	y	1,5	0,000	0,304	20	3,629	0,3	0,210	0,000	348	0	0,0486
P42	x	1,5	0,030	0,486	20	1,783	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0379
	y	1,5	0,000	0,486	20	1,783	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0379

Pilar	Direção	Cobertura										
		γ_{el}	ν	$w=w'$	f_c (MPa)	L_v (m)	h (m)	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}
P1	x	1,5	0,007	0,463	20	2,501	0,3	0,085	0,001	348	0	0,0438
	y	1,5	0,007	0,463	20	2,210	0,3	0,085	0,001	348	0	0,0420
P2	x	1,5	0,020	0,564	20	2,611	0,3	0,082	0,001	348	0	0,0438
	y	1,5	0,020	0,564	20	2,325	0,3	0,082	0,001	348	0	0,0421
P3	x	1,5	0,045	0,311	20	2,024	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0389
	y	1,5	0,045	0,311	20	2,024	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0389
P4	x	1,5	0,035	0,311	20	1,925	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0387
	y	1,5	0,035	0,311	20	1,925	0,3	0,088	0,001	348	0	0,0387
P5	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P6	x	1,5	0,077	0,623	20	2,900	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0425
	y	1,5	0,077	0,623	20	2,900	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0425
P7	x	1,5	0,146	0,311	20	2,906	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0391
	y	1,5	0,146	0,311	20	2,906	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0391
P8	x	1,5	0,064	0,311	20	2,241	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0394
	y	1,5	0,064	0,311	20	2,241	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0394
P9	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P10	x	1,5	0,034	0,311	20	1,970	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0390
	y	1,5	0,034	0,311	20	1,970	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0390
P11	x	1,5	0,013	0,398	20	2,409	0,3	0,150	0,002	348	0	0,0433
	y	1,5	0,013	0,398	20	2,409	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0430
P12	x	1,5	0,039	0,241	20	0,831	0,25	0,097	0,001	348	0	0,0306
	y	1,5	0,039	0,241	20	0,831	0,25	0,097	0,001	348	0	0,0306
P13	x	1,5	0,042	0,731	20	2,703	0,3	0,150	0,002	348	0	0,0435
	y	1,5	0,042	0,731	20	2,703	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
P14	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P15	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P16	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P17	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P18	x	1,5	0,065	0,623	20	2,826	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0427
	y	1,5	0,065	0,623	20	2,826	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0427
P19	x	1,5	0,130	0,486	20	4,202	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0453
	y	1,5	0,130	0,486	20	4,202	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0453
P20	x	1,5	0,040	0,311	20	2,022	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0391
	y	1,5	0,040	0,311	20	2,022	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0391

Pilar	Direção	Cobertura										
		γ_{el}	ν	$w=w'$	f_c (MPa)	L_v (m)	h (m)	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}
P21	x	1,5	0,026	0,311	20	1,890	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0389
	y	1,5	0,026	0,311	20	1,890	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0389
P22	x	1,5	0,028	0,311	20	1,913	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0389
	y	1,5	0,028	0,311	20	1,913	0,3	0,101	0,001	348	0	0,0389
P23	x	1,5	0,017	0,398	20	2,452	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0430
	y	1,5	0,017	0,398	20	2,452	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0430
P24	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P25	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P26	x	1,5	0,022	0,623	20	2,546	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0434
	y	1,5	0,022	0,623	20	2,546	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0434
P27	x	1,5	0,135	0,486	20	4,247	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0452
	y	1,5	0,135	0,486	20	4,247	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0452
P28	x	1,5	0,061	0,398	20	2,883	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
	y	1,5	0,061	0,398	20	2,883	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0432
P32	x	1,5	0,081	0,759	20	3,046	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0430
	y	1,5	0,081	0,759	20	3,046	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0430
P33	x	1,5	0,150	0,759	20	3,426	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0412
	y	1,5	0,150	0,759	20	3,426	0,3	0,066	0,002	348	0	0,0412
P34	x	1,5	0,072	0,623	20	2,871	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0426
	y	1,5	0,072	0,623	20	2,871	0,3	0,075	0,002	348	0	0,0426
P35	x	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
	y	1,5	-	-	20	-	-	-	-	348	0	-
P36	x	1,5	0,026	0,398	20	2,430	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0424
	y	1,5	0,026	0,398	20	2,430	0,3	0,097	0,001	348	0	0,0424
P37	x	1,5	0,099	0,486	20	3,916	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0458
	y	1,5	0,099	0,486	20	3,916	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0458
P38	x	1,5	0,022	0,486	20	3,087	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0463
	y	1,5	0,022	0,486	20	3,087	0,3	0,075	0,001	348	0	0,0463

ANEXO 30 - Exigências de ductilidade em deslocamento dos pilares μ_{Δ}^{Pl} .

Pilar	Direção	θ_y		θ_{um}		μ_{Δ}^{Pl}	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P1	x	0,0186	0,0182	0,0439	0,0438	1,3593	1,4043
	y	0,0171	0,0167	0,0421	0,0420	1,4654	1,5136
P2	x	0,0200	0,0196	0,0439	0,0438	1,1937	1,2397
	y	0,0184	0,0180	0,0422	0,0421	1,2898	1,3391
P3	x	0,0160	0,0151	0,0392	0,0389	1,4541	1,5818
	y	0,0160	0,0151	0,0392	0,0389	1,4541	1,5818
P4	x	0,0165	0,0146	0,0393	0,0387	1,3833	1,6577
	y	0,0165	0,0146	0,0393	0,0387	1,3833	1,6577
P5	x	0,0149	-	0,0389	-	1,6054	-
	y	0,0149	-	0,0389	-	1,6054	-
P6	x	0,0215	0,0204	0,0416	0,0425	0,9354	1,0866
	y	0,0215	0,0204	0,0416	0,0425	0,9354	1,0866
P7	x	0,0205	0,0190	0,0384	0,0391	0,8728	1,0600
	y	0,0205	0,0190	0,0384	0,0391	0,8728	1,0600
P8	x	0,0186	0,0156	0,0392	0,0394	1,1088	1,5244
	y	0,0186	0,0156	0,0392	0,0394	1,1088	1,5244
P9	x	0,0162	-	0,0395	-	1,4390	-
	y	0,0162	-	0,0395	-	1,4390	-
P10	x	0,0163	0,0143	0,0395	0,0390	1,4180	1,7387
	y	0,0163	0,0143	0,0395	0,0390	1,4180	1,7387
P11	x	0,0184	0,0171	0,0435	0,0433	1,3619	1,5317
	y	0,0184	0,0171	0,0432	0,0430	1,3457	1,5144
P12	x	0,0105	0,0096	0,0313	0,0306	1,9809	2,1943
	y	0,0105	0,0096	0,0313	0,0306	1,9809	2,1943
P13	x	0,0185	0,0186	0,0410	0,0435	1,2233	1,3411
	y	0,0185	0,0186	0,0404	0,0432	1,1904	1,3251
P14	x	0,0094	-	0,0309	-	2,3019	-
	y	0,0094	-	0,0309	-	2,3019	-
P15	x	0,0092	-	0,0307	-	2,3407	-
	y	0,0092	-	0,0307	-	2,3407	-
P16	x	0,0093	-	0,0308	-	2,3238	-
	y	0,0093	-	0,0308	-	2,3238	-
P17	x	0,0089	-	0,0303	-	2,4049	-
	y	0,0089	-	0,0303	-	2,4049	-
P18	x	0,0221	0,0200	0,0410	0,0427	0,8541	1,1376
	y	0,0221	0,0200	0,0410	0,0427	0,8541	1,1376
P19	x	0,0315	0,0267	0,0420	0,0453	0,3324	0,6933
	y	0,0315	0,0267	0,0420	0,0453	0,3324	0,6933

Pilar	Direção	θ_y		θ_{um}		μ_{Δ}^{pl}	
		Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura	Piso1	Cobertura
P20	x	0,0158	0,0145	0,0395	0,0391	1,4974	1,6963
	y	0,0158	0,0145	0,0395	0,0391	1,4974	1,6963
P21	x	0,0158	0,0139	0,0395	0,0389	1,4953	1,8046
	y	0,0158	0,0139	0,0395	0,0389	1,4953	1,8046
P22	x	0,0145	0,0140	0,0392	0,0389	1,6918	1,7855
	y	0,0145	0,0140	0,0392	0,0389	1,6918	1,7855
P23	x	0,0184	0,0173	0,0432	0,0430	1,3442	1,4857
	y	0,0184	0,0173	0,0432	0,0430	1,3442	1,4857
P24	x	0,0212	-	0,0463	-	1,1823	-
	y	0,0212	-	0,0463	-	1,1823	-
P25	x	0,0203	-	0,0462	-	1,2784	-
	y	0,0203	-	0,0462	-	1,2784	-
P26	x	0,0198	0,0186	0,0428	0,0434	1,1642	1,3360
	y	0,0198	0,0186	0,0428	0,0434	1,1642	1,3360
P27	x	0,0316	0,0270	0,0419	0,0452	0,3253	0,6749
	y	0,0316	0,0270	0,0419	0,0452	0,3253	0,6749
P28	x	0,0211	0,0195	0,0429	0,0432	1,0380	1,2160
	y	0,0211	0,0195	0,0429	0,0432	1,0380	1,2160
P32	x	0,0243	0,0219	0,0409	0,0430	0,6844	0,9613
	y	0,0243	0,0219	0,0409	0,0430	0,6844	0,9613
P33	x	0,0268	0,0239	0,0371	0,0412	0,3869	0,7219
	y	0,0268	0,0239	0,0371	0,0412	0,3869	0,7219
P34	x	0,0228	0,0202	0,0404	0,0426	0,7733	1,1067
	y	0,0228	0,0202	0,0404	0,0426	0,7733	1,1067
P35	x	0,0193	-	0,0423	-	1,1890	-
	y	0,0193	-	0,0423	-	1,1890	-
P36	x	0,0191	0,0175	0,0415	0,0424	1,1699	1,4223
	y	0,0191	0,0175	0,0415	0,0424	1,1699	1,4223
P37	x	0,0291	0,0252	0,0440	0,0458	0,5080	0,8148
	y	0,0291	0,0252	0,0440	0,0458	0,5080	0,8148
P38	x	0,0270	0,0209	0,0452	0,0463	0,6742	1,2111
	y	0,0270	0,0209	0,0452	0,0463	0,6742	1,2111
P39	x	0,0208	-	0,0430	-	1,0708	-
	y	0,0208	-	0,0430	-	1,0708	-
P40	x	0,0128	-	0,0383	-	1,9851	-
	y	0,0128	-	0,0383	-	1,9851	-
P41	x	0,0327	-	0,0431	-	0,3190	-
	y	0,0116	-	0,0486	-	3,1980	-
P42	x	0,0142	-	0,0379	-	1,6718	-
	y	0,0142	-	0,0379	-	1,6718	-

ANEXO 31 - Esforço transversal resistente cíclico $V_{R-EC8-3}$ dos pilares.

Pilar	Direção	Piso 1									
		Y_{el}	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P1	x	1,15	0,3	0,005	2,574	24,823	0,072	1,359	0,027	51,573	60,4265
	y	1,15	0,3	0,005	2,283	24,823	0,072	1,465	0,027	51,573	67,7314
P2	x	1,15	0,3	0,010	2,692	48,68	0,069	1,194	0,032	62,995	137,1478
	y	1,15	0,3	0,010	2,406	48,68	0,069	1,290	0,032	62,995	152,6919
P3	x	1,15	0,3	0,023	2,197	111,77	0,072	1,454	0,018	36,261	209,1193
	y	1,15	0,3	0,023	2,197	111,77	0,072	1,454	0,018	36,261	209,1193
P4	x	1,15	0,3	0,027	2,297	130,502	0,072	1,383	0,018	36,261	231,1332
	y	1,15	0,3	0,027	2,297	130,502	0,072	1,383	0,018	36,261	231,1332
P5	x	1,15	0,3	0,016	1,995	75,132	0,072	1,605	0,017	36,261	157,6964
	y	1,15	0,3	0,016	1,995	75,132	0,072	1,605	0,017	36,261	157,6964
P6	x	1,15	0,3	0,043	3,125	208,799	0,075	0,935	0,036	72,612	524,4627
	y	1,15	0,3	0,043	3,125	208,799	0,075	0,935	0,036	72,612	524,4627
P7	x	1,15	0,3	0,071	3,203	341,204	0,075	0,873	0,018	39,283	404,4181
	y	1,15	0,3	0,071	3,203	341,204	0,075	0,873	0,018	39,283	404,4181
P8	x	1,15	0,3	0,051	2,831	244,195	0,075	1,109	0,018	39,283	352,0209
	y	1,15	0,3	0,051	2,831	244,195	0,075	1,109	0,018	39,283	352,0209
P9	x	1,15	0,3	0,029	2,355	137,977	0,075	1,439	0,018	39,283	255,7813
	y	1,15	0,3	0,029	2,355	137,977	0,075	1,439	0,018	39,283	255,7813
P10	x	1,15	0,3	0,030	2,384	143,934	0,075	1,418	0,018	39,283	262,7159
	y	1,15	0,3	0,030	2,384	143,934	0,075	1,418	0,018	39,283	262,7159
P11	x	1,15	0,3	0,014	2,670	69,544	0,075	1,362	0,023	48,413	148,2238
	y	1,15	0,3	0,014	2,670	69,544	0,075	1,346	0,023	48,413	148,3526
P12	x	1,15	0,25	0,022	0,987	88,284	0,017203	1,981	0,014	316,262	2526,2485
	y	1,15	0,25	0,022	0,987	88,284	0,017203	1,981	0,014	316,262	2526,2485
P13	x	1,15	0,25	0,026	2,141	104,424	0,017203	1,223	0,025	161,930	722,7660
	y	1,15	0,25	0,026	2,141	104,424	0,017203	1,190	0,025	161,930	724,0354
P14	x	1,15	0,25	0,010	0,791	38,779	0,017203	2,302	0,018	316,262	1435,1548
	y	1,15	0,25	0,010	0,791	38,779	0,017203	2,302	0,018	316,262	1435,1548
P15	x	1,15	0,25	0,008	0,761	31,55	0,017203	2,341	0,018	316,262	1220,3691
	y	1,15	0,25	0,008	0,761	31,55	0,017203	2,341	0,018	316,262	1220,3691
P16	x	1,15	0,25	0,009	0,774	34,707	0,017203	2,324	0,018	316,262	1316,5079
	y	1,15	0,25	0,009	0,774	34,707	0,017203	2,324	0,018	316,262	1316,5079
P17	x	1,15	0,25	0,005	0,708	19,181	0,017203	2,405	0,018	316,262	804,1315
	y	1,15	0,25	0,005	0,708	19,181	0,017203	2,405	0,018	316,262	804,1315
P18	x	1,15	0,3	0,052	3,247	250,225	0,075	0,854	0,036	72,612	586,9030
	y	1,15	0,3	0,052	3,247	250,225	0,075	0,854	0,036	72,612	586,9030
P19	x	1,15	0,3	0,094	5,112	449,348	0,0735	0,332	0,028	59,030	465,0298
	y	1,15	0,3	0,094	5,112	449,348	0,0735	0,332	0,028	59,030	465,0298

Pilar	Direção	Piso 1									
		V_{el}	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P20	x	1,15	0,3	0,025	2,277	121,875	0,075	1,497	0,018	39,283	235,8544
	y	1,15	0,3	0,025	2,277	121,875	0,075	1,497	0,018	39,283	235,8544
P21	x	1,15	0,3	0,026	2,279	122,42	0,075	1,495	0,018	39,283	236,5585
	y	1,15	0,3	0,026	2,279	122,42	0,075	1,495	0,018	39,283	236,5585
P22	x	1,15	0,3	0,015	2,027	72,725	0,075	1,692	0,018	39,283	162,2180
	y	1,15	0,3	0,015	2,027	72,725	0,075	1,692	0,018	39,283	162,2180
P23	x	1,15	0,3	0,015	2,672	69,989	0,075	1,344	0,023	48,413	149,1299
	y	1,15	0,3	0,015	2,672	69,989	0,075	1,344	0,023	48,413	149,1299
P24	x	1,15	0,3	0,010	3,142	48,552	0,0735	1,182	0,028	59,030	109,8767
	y	1,15	0,3	0,010	3,142	48,552	0,0735	1,182	0,028	59,030	109,8767
P25	x	1,15	0,3	0,004	2,961	20,872	0,0735	1,278	0,028	59,030	50,8562
	y	1,15	0,3	0,004	2,961	20,872	0,0735	1,278	0,028	59,030	50,8562
P26	x	1,15	0,3	0,022	2,788	106,155	0,075	1,164	0,036	72,612	319,8834
	y	1,15	0,3	0,022	2,788	106,155	0,075	1,164	0,036	72,612	319,8834
P27	x	1,15	0,3	0,095	5,130	454,676	0,0735	0,325	0,028	59,030	466,5365
	y	1,15	0,3	0,095	5,130	454,676	0,0735	0,325	0,028	59,030	466,5365
P28	x	1,15	0,3	0,036	3,193	171,624	0,075	1,038	0,023	48,413	288,0153
	y	1,15	0,3	0,036	3,193	171,624	0,075	1,038	0,023	48,413	288,0153
P32	x	1,15	0,3	0,061	3,486	292,113	0,072	0,684	0,044	88,555	757,0354
	y	1,15	0,3	0,061	3,486	292,113	0,072	0,684	0,044	88,555	757,0354
P33	x	1,15	0,3	0,105	3,954	502,48	0,072	0,387	0,044	88,555	952,3023
	y	1,15	0,3	0,105	3,954	502,48	0,072	0,387	0,044	88,555	952,3023
P34	x	1,15	0,3	0,061	3,370	294,539	0,075	0,773	0,036	72,612	643,5610
	y	1,15	0,3	0,061	3,370	294,539	0,075	0,773	0,036	72,612	643,5610
P35	x	1,15	0,3	0,019	2,622	92,987	0,0735	1,189	0,036	72,612	300,4028
	y	1,15	0,3	0,019	2,622	92,987	0,0735	1,189	0,036	72,612	300,4028
P36	x	1,15	0,3	0,024	2,588	114,132	0,0735	1,170	0,036	75,638	383,0721
	y	1,15	0,3	0,024	2,588	114,132	0,0735	1,170	0,036	75,638	383,0721
P37	x	1,15	0,3	0,069	4,662	332,3	0,0735	0,508	0,028	59,030	417,8849
	y	1,15	0,3	0,069	4,662	332,3	0,0735	0,508	0,028	59,030	417,8849
P38	x	1,15	0,3	0,051	4,248	242,764	0,0735	0,674	0,028	59,030	359,0428
	y	1,15	0,3	0,051	4,248	242,764	0,0735	0,674	0,028	59,030	359,0428
P39	x	1,15	0,3	0,033	3,134	159,432	0,075	1,071	0,023	48,413	274,7236
	y	1,15	0,3	0,033	3,134	159,432	0,075	1,071	0,023	48,413	274,7236
P40	x	1,15	0,3	0,002	1,681	8,945	0,075	1,985	0,018	39,283	24,7819
	y	1,15	0,3	0,002	1,681	8,945	0,075	1,985	0,018	39,283	24,7819
P41	x	1,15	0,6	0,022	5,198	107,993	0,072	0,319	0,017	70,853	366,6478
	y	1,15	0,3	0,011	3,629	107,993	0,072	3,198	0,017	159,420	502,1671
P42	x	1,15	0,3	0,011	1,783	53,662	0,1629	1,672	0,028	59,030	211,5327
	y	1,15	0,3	0,011	1,783	53,662	0,1629	1,672	0,028	59,030	211,5327

Pilar	Direção	Cobertura									
		V_{el}	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P1	x	1,15	0,3	0,003	2,501	12,759	0,072	1,404	0,027	51,573	32,1578
	y	1,15	0,3	0,003	2,210	12,759	0,072	1,514	0,027	51,573	36,1725
P2	x	1,15	0,3	0,007	2,611	35,463	0,069	1,240	0,032	62,995	103,7350
	y	1,15	0,3	0,007	2,325	35,463	0,069	1,339	0,032	62,995	115,8980
P3	x	1,15	0,3	0,017	2,024	80,354	0,072	1,582	0,018	36,261	165,8955
	y	1,15	0,3	0,017	2,024	80,354	0,072	1,582	0,018	36,261	165,8955
P4	x	1,15	0,3	0,013	1,925	62,921	0,072	1,658	0,018	36,261	137,7568
	y	1,15	0,3	0,013	1,925	62,921	0,072	1,658	0,018	36,261	137,7568
P5	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P6	x	1,15	0,3	0,029	2,900	138,916	0,075	1,087	0,036	72,612	394,0950
	y	1,15	0,3	0,029	2,900	138,916	0,075	1,087	0,036	72,612	394,0950
P7	x	1,15	0,3	0,055	2,906	262,538	0,075	1,060	0,018	39,283	363,9821
	y	1,15	0,3	0,055	2,906	262,538	0,075	1,060	0,018	39,283	363,9821
P8	x	1,15	0,3	0,024	2,241	114,645	0,075	1,524	0,018	39,283	226,3044
	y	1,15	0,3	0,024	2,241	114,645	0,075	1,524	0,018	39,283	226,3044
P9	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	x	1,15	0,3	0,013	1,970	61,767	0,075	1,739	0,018	39,283	142,5794
	y	1,15	0,3	0,013	1,970	61,767	0,075	1,739	0,018	39,283	142,5794
P11	x	1,15	0,3	0,005	2,409	23,142	0,075	1,532	0,023	48,413	55,9896
	y	1,15	0,3	0,005	2,409	23,142	0,075	1,514	0,023	48,413	56,0422
P12	x	1,15	0,25	0,012	0,831	48,483	0,0172	2,194	0,014	316,262	1700,6668
	y	1,15	0,25	0,012	0,831	48,483	0,0172	2,194	0,014	316,262	1700,6668
P13	x	1,15	0,3	0,016	2,703	75,633	0,0172	1,341	0,042	161,930	523,4681
	y	1,15	0,3	0,016	2,703	75,633	0,0172	1,325	0,042	161,930	523,9184
P14	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P15	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P16	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P17	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P18	x	1,15	0,3	0,024	2,826	117,178	0,075	1,138	0,036	72,612	345,9124
	y	1,15	0,3	0,024	2,826	117,178	0,075	1,138	0,036	72,612	345,9124
P19	x	1,15	0,3	0,049	4,202	233,506	0,0735	0,693	0,028	59,030	351,5051
	y	1,15	0,3	0,049	4,202	233,506	0,0735	0,693	0,028	59,030	351,5051
P20	x	1,15	0,3	0,015	2,022	71,67	0,075	1,696	0,018	39,283	160,3858
	y	1,15	0,3	0,015	2,022	71,67	0,075	1,696	0,018	39,283	160,3858

Pilar	Direção	Cobertura									
		V_{el}	h (m)	x (m)	L_v (m)	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{pl}	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)
P21	x	1,15	0,3	0,010	1,890	46,92	0,075	1,805	0,018	39,283	113,6582
	y	1,15	0,3	0,010	1,890	46,92	0,075	1,805	0,018	39,283	113,6582
P22	x	1,15	0,3	0,011	1,913	51,162	0,075	1,786	0,018	39,283	122,2113
	y	1,15	0,3	0,011	1,913	51,162	0,075	1,786	0,018	39,283	122,2113
P23	x	1,15	0,3	0,006	2,452	30,636	0,075	1,486	0,023	48,413	72,6161
	y	1,15	0,3	0,006	2,452	30,636	0,075	1,486	0,023	48,413	72,6161
P24	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P25	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P26	x	1,15	0,3	0,008	2,546	40,085	0,075	1,336	0,036	72,612	137,5280
	y	1,15	0,3	0,008	2,546	40,085	0,075	1,336	0,036	72,612	137,5280
P27	x	1,15	0,3	0,051	4,247	242,435	0,0735	0,675	0,028	59,030	358,7802
	y	1,15	0,3	0,051	4,247	242,435	0,0735	0,675	0,028	59,030	358,7802
P28	x	1,15	0,3	0,023	2,883	109,479	0,075	1,216	0,023	48,413	211,4642
	y	1,15	0,3	0,023	2,883	109,479	0,075	1,216	0,023	48,413	211,4642
P32	x	1,15	0,3	0,030	3,046	145,687	0,072	0,961	0,044	88,555	480,3409
	y	1,15	0,3	0,030	3,046	145,687	0,072	0,961	0,044	88,555	480,3409
P33	x	1,15	0,3	0,056	3,426	270,038	0,072	0,722	0,044	88,555	724,4480
	y	1,15	0,3	0,056	3,426	270,038	0,072	0,722	0,044	88,555	724,4480
P34	x	1,15	0,3	0,027	2,871	130,247	0,075	1,107	0,036	72,612	375,3631
	y	1,15	0,3	0,027	2,871	130,247	0,075	1,107	0,036	72,612	375,3631
P35	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P36	x	1,15	0,3	0,010	2,430	46,781	0,0735	1,422	0,023	75,638	172,3992
	y	1,15	0,3	0,010	2,430	46,781	0,0735	1,422	0,023	75,638	172,3992
P37	x	1,15	0,3	0,037	3,916	178,971	0,0735	0,815	0,028	59,030	300,2321
	y	1,15	0,3	0,037	3,916	178,971	0,0735	0,815	0,028	59,030	300,2321
P38	x	1,15	0,3	0,008	3,087	40,021	0,0735	1,211	0,028	59,030	92,6112
	y	1,15	0,3	0,008	3,087	40,021	0,0735	1,211	0,028	59,030	92,6112

ANEXO 32 - Esforço transversal devido ao esmagamento do betão $V_{r-EC8-3,max}$ dos pilares.

Pilar	Direção	Piso 1									
		V_{el}	b_w (m)	z (m)	δ	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{PI}	ρ_{tot}	f_c (MPa)	$V_{R,max-EC8-3}$ (kN)
P1	x	1,15	0,3	0,216	0,058	24,823	0,072	1,359	0,027	20	51,7309
	y	1,15	0,3	0,216	0,066	24,823	0,072	1,465	0,027	20	58,1359
P2	x	1,15	0,3	0,207	0,056	48,68	0,069	1,194	0,032	20	54,4810
	y	1,15	0,3	0,207	0,062	48,68	0,069	1,290	0,032	20	60,7998
P3	x	1,15	0,3	0,216	0,068	111,77	0,072	1,454	0,018	20	53,5620
	y	1,15	0,3	0,216	0,068	111,77	0,072	1,454	0,018	20	53,5620
P4	x	1,15	0,3	0,216	0,065	130,5	0,072	1,383	0,018	20	52,1434
	y	1,15	0,3	0,216	0,065	130,5	0,072	1,383	0,018	20	52,1434
P5	x	1,15	0,3	0,216	0,075	75,132	0,072	1,605	0,017	20	55,8470
	y	1,15	0,3	0,216	0,075	75,132	0,072	1,605	0,017	20	55,8470
P6	x	1,15	0,3	0,216	0,048	208,8	0,075	0,935	0,036	20	59,3514
	y	1,15	0,3	0,216	0,048	208,8	0,075	0,935	0,036	20	59,3514
P7	x	1,15	0,3	0,234	0,047	341,2	0,075	0,873	0,018	20	47,7623
	y	1,15	0,3	0,234	0,047	341,2	0,075	0,873	0,018	20	47,7623
P8	x	1,15	0,3	0,234	0,053	244,2	0,075	1,109	0,018	20	50,1612
	y	1,15	0,3	0,234	0,053	244,2	0,075	1,109	0,018	20	50,1612
P9	x	1,15	0,3	0,234	0,064	137,98	0,075	1,439	0,018	20	55,1276
	y	1,15	0,3	0,234	0,064	137,98	0,075	1,439	0,018	20	55,1276
P10	x	1,15	0,3	0,234	0,063	143,93	0,075	1,418	0,018	20	54,7554
	y	1,15	0,3	0,234	0,063	143,93	0,075	1,418	0,018	20	54,7554
P11	x	1,15	0,3	0,225	0,056	69,544	0,075	1,362	0,023	20	49,8699
	y	1,15	0,3	0,225	0,056	69,544	0,075	1,346	0,023	20	49,8865
P12	x	1,15	0,25	0,18	0,126	88,284	0,017	1,981	0,014	20	73,9320
	y	1,15	0,25	0,18	0,126	88,284	0,017	1,981	0,014	20	73,9320
P13	x	1,15	0,25	0,18	0,058	104,42	0,017	1,223	0,025	20	47,6619
	y	1,15	0,25	0,18	0,058	104,42	0,017	1,190	0,025	20	47,6941
P14	x	1,15	0,25	0,18	0,157	38,779	0,017	2,302	0,018	20	87,6957
	y	1,15	0,25	0,18	0,157	38,779	0,017	2,302	0,018	20	87,6957
P15	x	1,15	0,25	0,18	0,163	31,55	0,017	2,341	0,018	20	88,6778
	y	1,15	0,25	0,18	0,163	31,55	0,017	2,341	0,018	20	88,6778
P16	x	1,15	0,25	0,18	0,160	34,707	0,017	2,324	0,018	20	88,2353
	y	1,15	0,25	0,18	0,160	34,707	0,017	2,324	0,018	20	88,2353
P17	x	1,15	0,25	0,18	0,175	19,181	0,017	2,405	0,018	20	90,6380
	y	1,15	0,25	0,18	0,175	19,181	0,017	2,405	0,018	20	90,6380
P18	x	1,15	0,3	0,216	0,046	250,23	0,075	0,854	0,036	20	59,0080
	y	1,15	0,3	0,216	0,046	250,23	0,075	0,854	0,036	20	59,0080
P19	x	1,15	0,3	0,225	0,029	449,35	0,074	0,332	0,028	20	39,3816
	y	1,15	0,3	0,225	0,029	449,35	0,074	0,332	0,028	20	39,3816

Pilar	Direção	Piso 1									
		V_{el}	b_w (m)	z (m)	δ	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{PI}	ρ_{tot}	f_c (MPa)	$V_{R,max-EC8-3}$ (kN)
P20	x	1,15	0,3	0,234	0,066	121,88	0,075	1,497	0,018	20	56,2065
	y	1,15	0,3	0,234	0,066	121,88	0,075	1,497	0,018	20	56,2065
P21	x	1,15	0,3	0,234	0,066	122,42	0,075	1,495	0,018	20	56,1682
	y	1,15	0,3	0,234	0,066	122,42	0,075	1,495	0,018	20	56,1682
P22	x	1,15	0,3	0,234	0,074	72,725	0,075	1,692	0,018	20	60,2921
	y	1,15	0,3	0,234	0,074	72,725	0,075	1,692	0,018	20	60,2921
P23	x	1,15	0,3	0,225	0,056	69,989	0,075	1,344	0,023	20	49,8618
	y	1,15	0,3	0,225	0,056	69,989	0,075	1,344	0,023	20	49,8618
P24	x	1,15	0,3	0,225	0,048	48,552	0,074	1,182	0,028	20	46,5079
	y	1,15	0,3	0,225	0,048	48,552	0,074	1,182	0,028	20	46,5079
P25	x	1,15	0,3	0,225	0,051	20,872	0,074	1,278	0,028	20	48,0394
	y	1,15	0,3	0,225	0,051	20,872	0,074	1,278	0,028	20	48,0394
P26	x	1,15	0,3	0,216	0,054	106,16	0,075	1,164	0,036	20	61,0267
	y	1,15	0,3	0,216	0,054	106,16	0,075	1,164	0,036	20	61,0267
P27	x	1,15	0,3	0,225	0,029	454,68	0,074	0,325	0,028	20	39,3850
	y	1,15	0,3	0,225	0,029	454,68	0,074	0,325	0,028	20	39,3850
P28	x	1,15	0,3	0,225	0,047	171,62	0,075	1,038	0,023	20	45,6520
	y	1,15	0,3	0,225	0,047	171,62	0,075	1,038	0,023	20	45,6520
P32	x	1,15	0,3	0,216	0,043	292,11	0,072	0,684	0,044	20	65,1256
	y	1,15	0,3	0,216	0,043	292,11	0,072	0,684	0,044	20	65,1256
P33	x	1,15	0,3	0,216	0,038	502,48	0,072	0,387	0,044	20	66,7464
	y	1,15	0,3	0,216	0,038	502,48	0,072	0,387	0,044	20	66,7464
P34	x	1,15	0,3	0,216	0,044	294,54	0,075	0,773	0,036	20	58,8124
	y	1,15	0,3	0,216	0,044	294,54	0,075	0,773	0,036	20	58,8124
P35	x	1,15	0,3	0,216	0,057	92,987	0,074	1,189	0,036	20	64,2355
	y	1,15	0,3	0,216	0,057	92,987	0,074	1,189	0,036	20	64,2355
P36	x	1,15	0,3	0,225	0,058	114,13	0,074	1,170	0,036	20	69,0098
	y	1,15	0,3	0,225	0,058	114,13	0,074	1,170	0,036	20	69,0098
P37	x	1,15	0,3	0,225	0,032	332,3	0,074	0,508	0,028	20	39,7493
	y	1,15	0,3	0,225	0,032	332,3	0,074	0,508	0,028	20	39,7493
P38	x	1,15	0,3	0,225	0,035	242,76	0,074	0,674	0,028	20	40,7299
	y	1,15	0,3	0,225	0,035	242,76	0,074	0,674	0,028	20	40,7299
P39	x	1,15	0,3	0,225	0,048	159,43	0,075	1,071	0,023	20	46,0326
	y	1,15	0,3	0,225	0,048	159,43	0,075	1,071	0,023	20	46,0326
P40	x	1,15	0,3	0,234	0,089	8,945	0,075	1,985	0,018	20	68,2092
	y	1,15	0,3	0,234	0,089	8,945	0,075	1,985	0,018	20	68,2092
P41	x	1,15	0,3	0,216	0,058	107,99	0,072	0,319	0,017	20	45,7739
	y	1,15	0,6	0,486	0,041	107,99	0,072	3,198	0,017	20	139,1988
P42	x	1,15	0,3	0,225	0,084	53,662	0,163	1,672	0,028	20	79,0011
	y	1,15	0,3	0,225	0,084	53,662	0,163	1,672	0,028	20	79,0011

Pilar	Direção	Cobertura									
		V_{el}	b_w (m)	z (m)	δ	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	f_c (MPa)	$V_{R,max-EC8-3}$ (kN)
P1	x	1,15	0,3	0,216	0,060	12,759	0,072	1,404	0,027	20	52,5888
	y	1,15	0,3	0,216	0,068	12,759	0,072	1,514	0,027	20	59,3105
P2	x	1,15	0,3	0,207	0,057	35,463	0,069	1,240	0,032	20	55,4149
	y	1,15	0,3	0,207	0,064	35,463	0,069	1,339	0,032	20	62,0619
P3	x	1,15	0,3	0,216	0,074	80,354	0,072	1,582	0,018	20	56,3929
	y	1,15	0,3	0,216	0,074	80,354	0,072	1,582	0,018	20	56,3929
P4	x	1,15	0,3	0,216	0,078	62,921	0,072	1,658	0,018	20	58,2631
	y	1,15	0,3	0,216	0,078	62,921	0,072	1,658	0,018	20	58,2631
P5	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P6	x	1,15	0,3	0,216	0,052	138,916	0,075	1,087	0,036	20	60,3462
	y	1,15	0,3	0,216	0,052	138,916	0,075	1,087	0,036	20	60,3462
P7	x	1,15	0,3	0,234	0,052	262,538	0,075	1,060	0,018	20	49,5850
	y	1,15	0,3	0,234	0,052	262,538	0,075	1,060	0,018	20	49,5850
P8	x	1,15	0,3	0,234	0,067	114,645	0,075	1,524	0,018	20	56,7281
	y	1,15	0,3	0,234	0,067	114,645	0,075	1,524	0,018	20	56,7281
P9	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P10	x	1,15	0,3	0,234	0,076	61,767	0,075	1,739	0,018	20	61,4034
	y	1,15	0,3	0,234	0,076	61,767	0,075	1,739	0,018	20	61,4034
P11	x	1,15	0,3	0,225	0,062	23,142	0,075	1,532	0,023	20	52,8637
	y	1,15	0,3	0,225	0,062	23,142	0,075	1,514	0,023	20	52,8826
P12	x	1,15	0,25	0,18	0,149	48,483	0,017	2,194	0,014	20	76,8280
	y	1,15	0,25	0,18	0,149	48,483	0,017	2,194	0,014	20	76,8280
P13	x	1,15	0,3	0,225	0,055	75,633	0,017	1,341	0,042	20	85,5854
	y	1,15	0,3	0,225	0,055	75,633	0,017	1,325	0,042	20	85,6136
P14	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P15	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P16	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P17	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P18	x	1,15	0,3	0,216	0,053	117,178	0,075	1,138	0,036	20	60,7805
	y	1,15	0,3	0,216	0,053	117,178	0,075	1,138	0,036	20	60,7805
P19	x	1,15	0,3	0,225	0,036	233,506	0,074	0,693	0,028	20	40,8752
	y	1,15	0,3	0,225	0,036	233,506	0,074	0,693	0,028	20	40,8752
P20	x	1,15	0,3	0,234	0,074	71,67	0,075	1,696	0,018	20	60,3954
	y	1,15	0,3	0,234	0,074	71,67	0,075	1,696	0,018	20	60,3954

Pilar	Direção	Cobertura									
		V_{el}	b_w (m)	z (m)	δ	N (kN)	A_c (m ²)	μ_{Δ}^{Pl}	ρ_{tot}	f_c (MPa)	$V_{R,max-EC8-3}$ (kN)
P21	x	1,15	0,3	0,234	0,079	46,92	0,075	1,805	0,018	20	63,0536
	y	1,15	0,3	0,234	0,079	46,92	0,075	1,805	0,018	20	63,0536
P22	x	1,15	0,3	0,234	0,078	51,162	0,075	1,786	0,018	20	62,5640
	y	1,15	0,3	0,234	0,078	51,162	0,075	1,786	0,018	20	62,5640
P23	x	1,15	0,3	0,225	0,061	30,636	0,075	1,486	0,023	20	52,3365
	y	1,15	0,3	0,225	0,061	30,636	0,075	1,486	0,023	20	52,3365
P24	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P25	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P26	x	1,15	0,3	0,216	0,059	40,085	0,075	1,336	0,036	20	62,9281
	y	1,15	0,3	0,216	0,059	40,085	0,075	1,336	0,036	20	62,9281
P27	x	1,15	0,3	0,225	0,035	242,435	0,074	0,675	0,028	20	40,7349
	y	1,15	0,3	0,225	0,035	242,435	0,074	0,675	0,028	20	40,7349
P28	x	1,15	0,3	0,225	0,052	109,479	0,075	1,216	0,023	20	47,9164
	y	1,15	0,3	0,225	0,052	109,479	0,075	1,216	0,023	20	47,9164
P32	x	1,15	0,3	0,216	0,049	145,687	0,072	0,961	0,044	20	66,1045
	y	1,15	0,3	0,216	0,049	145,687	0,072	0,961	0,044	20	66,1045
P33	x	1,15	0,3	0,216	0,044	270,038	0,072	0,722	0,044	20	65,1429
	y	1,15	0,3	0,216	0,044	270,038	0,072	0,722	0,044	20	65,1429
P34	x	1,15	0,3	0,216	0,052	130,247	0,075	1,107	0,036	20	60,5115
	y	1,15	0,3	0,216	0,052	130,247	0,075	1,107	0,036	20	60,5115
P35	x	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
	y	1,15	-	-	-	-	-	-	-	20	-
P36	x	1,15	0,3	0,225	0,062	46,781	0,074	1,422	0,023	20	53,6746
	y	1,15	0,3	0,225	0,062	46,781	0,074	1,422	0,023	20	53,6746
P37	x	1,15	0,3	0,225	0,038	178,971	0,074	0,815	0,028	20	41,9370
	y	1,15	0,3	0,225	0,038	178,971	0,074	0,815	0,028	20	41,9370
P38	x	1,15	0,3	0,225	0,049	40,021	0,074	1,211	0,028	20	46,9519
	y	1,15	0,3	0,225	0,049	40,021	0,074	1,211	0,028	20	46,9519

ANEXO 33 - Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELLD.

Pilar	Direção	$\theta_E^* \gamma_I$		θ_y	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	0,0063	0,0051	0,0186	0,0182
	y	0,0010	0,0009	0,0171	0,0167
P2	x	0,0065	0,0048	0,0200	0,0196
	y	0,0010	0,0009	0,0184	0,0180
P3	x	0,0068	0,0046	0,0160	0,0151
	y	0,0011	0,0008	0,0160	0,0151
P4	x	0,0071	0,0046	0,0165	0,0146
	y	0,0011	0,0008	0,0165	0,0146
P5	x	0,0074	-	0,0149	-
	y	0,0011	-	0,0149	-
P6	x	0,0063	0,0051	0,0215	0,0204
	y	0,0021	0,0023	0,0215	0,0204
P7	x	0,0068	0,0046	0,0205	0,0190
	y	0,0021	0,0023	0,0205	0,0190
P8	x	0,0071	0,0047	0,0186	0,0156
	y	0,0021	0,0023	0,0186	0,0156
P9	x	0,0074	-	0,0162	-
	y	0,0021	-	0,0162	-
P10	x	0,0071	0,0047	0,0163	0,0143
	y	0,0034	0,0030	0,0163	0,0143
P11	x	0,0074	0,0050	0,0184	0,0171
	y	0,0034	0,0030	0,0184	0,0171
P12	x	0,0071	0,0047	0,0105	0,0096
	y	0,0038	0,0033	0,0105	0,0096
P13	x	0,0074	0,0050	0,0185	0,0186
	y	0,0039	0,0033	0,0185	0,0186
P14	x	0,0077	-	0,0094	-
	y	0,0040	-	0,0094	-
P15	x	0,0079	-	0,0092	-
	y	0,0041	-	0,0092	-
P16	x	0,0083	-	0,0093	-
	y	0,0042	-	0,0093	-
P17	x	0,0087	-	0,0089	-
	y	0,0043	-	0,0089	-
P18	x	0,0062	0,0040	0,0221	0,0200
	y	0,0042	0,0036	0,0221	0,0200
P19	x	0,0068	0,0045	0,0315	0,0267
	y	0,0042	0,0036	0,0315	0,0267

Pilar	Direção	$\theta_E \cdot \gamma_I$		θ_y	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	0,0071	0,0047	0,0158	0,0145
	y	0,0048	0,0039	0,0158	0,0145
P21	x	0,0085	0,0039	0,0158	0,0139
	y	0,0048	0,0039	0,0158	0,0139
P22	x	0,0083	0,0048	0,0145	0,0140
	y	0,0048	0,0039	0,0145	0,0140
P23	x	0,0079	0,0058	0,0184	0,0173
	y	0,0048	0,0040	0,0184	0,0173
P24	x	0,0083	-	0,0212	-
	y	0,0048	-	0,0212	-
P25	x	0,0087	-	0,0203	-
	y	0,0048	-	0,0203	-
P26	x	0,0062	0,0040	0,0198	0,0186
	y	0,0060	0,0045	0,0198	0,0186
P27	x	0,0068	0,0045	0,0316	0,0270
	y	0,0060	0,0045	0,0316	0,0270
P28	x	0,0071	0,0047	0,0211	0,0195
	y	0,0060	0,0045	0,0211	0,0195
P32	x	0,0064	0,0044	0,0243	0,0219
	y	0,0084	0,0057	0,0243	0,0219
P33	x	0,0068	0,0046	0,0268	0,0239
	y	0,0083	0,0058	0,0268	0,0239
P34	x	0,0071	0,0047	0,0228	0,0202
	y	0,0083	0,0058	0,0228	0,0202
P35	x	0,0077	-	0,0193	-
	y	0,0083	-	0,0193	-
P36	x	0,0065	0,0044	0,0191	0,0175
	y	0,0102	0,0062	0,0191	0,0175
P37	x	0,0068	0,0046	0,0291	0,0252
	y	0,0102	0,0063	0,0291	0,0252
P38	x	0,0071	0,0046	0,0270	0,0209
	y	0,0102	0,0063	0,0270	0,0209
P39	x	0,0077	-	0,0208	-
	y	0,0102	-	0,0208	-
P40	x	0,0068	-	0,0128	-
	y	0,0115	-	0,0128	-
P41	x	0,0071	-	0,0327	-
	y	0,0115	-	0,0116	-
P42	x	0,0077	-	0,0142	-
	y	0,0115	-	0,0142	-

ANEXO 34 - Exigências e capacidades de deformação dos pilares do edifício para o ELDS.

Pilar	Direção	θ_E		$0,75 \cdot \theta_{um}$	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	0,0080	0,0064	0,0329	0,0329
	y	0,0013	0,0011	0,0316	0,0315
P2	x	0,0082	0,0060	0,0329	0,0329
	y	0,0013	0,0011	0,0316	0,0315
P3	x	0,0086	0,0058	0,0294	0,0292
	y	0,0014	0,0010	0,0294	0,0292
P4	x	0,0089	0,0058	0,0295	0,0290
	y	0,0014	0,0010	0,0295	0,0290
P5	x	0,0093	-	0,0291	-
	y	0,0014	-	0,0291	-
P6	x	0,0080	0,0064	0,0312	0,0319
	y	0,0027	0,0029	0,0312	0,0319
P7	x	0,0086	0,0058	0,0288	0,0293
	y	0,0027	0,0029	0,0288	0,0293
P8	x	0,0089	0,0059	0,0294	0,0296
	y	0,0027	0,0029	0,0294	0,0296
P9	x	0,0093	-	0,0296	-
	y	0,0027	-	0,0296	-
P10	x	0,0089	0,0059	0,0296	0,0293
	y	0,0043	0,0038	0,0296	0,0293
P11	x	0,0093	0,0063	0,0326	0,0325
	y	0,0043	0,0038	0,0324	0,0322
P12	x	0,0089	0,0059	0,0235	0,0230
	y	0,0048	0,0041	0,0235	0,0230
P13	x	0,0093	0,0063	0,0308	0,0326
	y	0,0049	0,0041	0,0303	0,0324
P14	x	0,0097	-	0,0232	-
	y	0,0050	-	0,0232	-
P15	x	0,0100	-	0,0230	-
	y	0,0052	-	0,0230	-
P16	x	0,0105	-	0,0231	-
	y	0,0053	-	0,0231	-
P17	x	0,0109	-	0,0227	-
	y	0,0054	-	0,0227	-
P18	x	0,0078	0,0051	0,0308	0,0320
	y	0,0053	0,0045	0,0308	0,0320
P19	x	0,0086	0,0057	0,0315	0,0340
	y	0,0053	0,0045	0,0315	0,0340

Pilar	Direção	θ_E		$0,75 \cdot \theta_{um}$	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	0,0089	0,0059	0,0296	0,0294
	y	0,0061	0,0049	0,0296	0,0294
P21	x	0,0107	0,0049	0,0296	0,0292
	y	0,0061	0,0049	0,0296	0,0292
P22	x	0,0104	0,0060	0,0294	0,0292
	y	0,0061	0,0049	0,0294	0,0292
P23	x	0,0100	0,0073	0,0324	0,0323
	y	0,0060	0,0050	0,0324	0,0323
P24	x	0,0105	-	0,0347	-
	y	0,0060	-	0,0347	-
P25	x	0,0109	-	0,0346	-
	y	0,0060	-	0,0346	-
P26	x	0,0078	0,0051	0,0321	0,0325
	y	0,0076	0,0057	0,0321	0,0325
P27	x	0,0086	0,0057	0,0314	0,0339
	y	0,0076	0,0057	0,0314	0,0339
P28	x	0,0089	0,0059	0,0322	0,0324
	y	0,0076	0,0057	0,0322	0,0324
P32	x	0,0081	0,0056	0,0307	0,0322
	y	0,0106	0,0072	0,0307	0,0322
P33	x	0,0086	0,0058	0,0278	0,0309
	y	0,0105	0,0073	0,0278	0,0309
P34	x	0,0089	0,0059	0,0303	0,0319
	y	0,0105	0,0073	0,0303	0,0319
P35	x	0,0097	-	0,0317	-
	y	0,0105	-	0,0317	-
P36	x	0,0082	0,0055	0,0311	0,0318
	y	0,0129	0,0078	0,0311	0,0318
P37	x	0,0086	0,0058	0,0330	0,0344
	y	0,0129	0,0079	0,0330	0,0344
P38	x	0,0089	0,0058	0,0339	0,0347
	y	0,0129	0,0079	0,0339	0,0347
P39	x	0,0097	-	0,0323	-
	y	0,0129	-	0,0323	-
P40	x	0,0086	-	0,0287	-
	y	0,0145	-	0,0287	-
P41	x	0,0089	-	0,0323	-
	y	0,0145	-	0,0364	-
P42	x	0,0097	-	0,0285	-
	y	0,0145	-	0,0285	-

ANEXO 35 - Exigências e capacidade resistência ao corte do edifício para o ELCE.

Pilar	Direção	$V_{E,CD} \cdot \gamma_I$		$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P1	x	95,744	69,575	60,427	32,158
	y	88,136	61,966	67,731	36,173
P2	x	90,125	67,284	137,148	103,735
	y	82,939	60,099	152,692	115,898
P3	x	61,049	50,225	209,119	165,896
	y	61,049	50,225	209,119	165,896
P4	x	55,338	44,818	231,133	137,757
	y	55,338	44,818	231,133	137,757
P5	x	44,205	-	157,696	-
	y	44,205	-	157,696	-
P6	x	129,694	108,650	524,463	394,095
	y	129,694	108,650	524,463	394,095
P7	x	80,243	59,138	404,418	363,982
	y	80,243	59,138	404,418	363,982
P8	x	67,878	52,413	352,021	226,304
	y	67,878	52,413	352,021	226,304
P9	x	54,432	-	255,781	-
	y	54,432	-	255,781	-
P10	x	63,236	56,607	262,716	142,579
	y	63,236	56,607	262,716	142,579
P11	x	77,929	67,554	148,224	55,990
	y	77,929	67,554	148,353	56,042
P12	x	35,554	25,011	2526,249	1700,667
	y	35,554	25,011	2526,249	1700,667
P13	x	45,163	66,775	722,766	523,468
	y	45,163	66,775	724,035	523,918
P14	x	25,504	-	1435,155	-
	y	25,504	-	1435,155	-
P15	x	23,964	-	1220,369	-
	y	23,964	-	1220,369	-
P16	x	24,469	-	1316,508	-
	y	24,469	-	1316,508	-
P17	x	23,323	-	804,131	-
	y	23,323	-	804,131	-
P18	x	169,442	158,555	586,903	345,912
	y	169,442	158,555	586,903	345,912
P19	x	110,066	79,833	465,030	351,505
	y	110,066	79,833	465,030	351,505

Pilar	Direção	$V_{E,CD} \cdot \gamma_I$		$V_{Rd-EC8-3}$ (kN)	
		Piso 1	Cobertura	Piso 1	Cobertura
P20	x	94,248	56,602	235,854	160,386
	y	94,248	56,602	235,854	160,386
P21	x	69,632	54,647	236,559	113,658
	y	69,632	54,647	236,559	113,658
P22	x	55,827	50,396	162,218	122,211
	y	55,827	50,396	162,218	122,211
P23	x	74,403	67,023	149,130	72,616
	y	74,403	67,023	149,130	72,616
P24	x	73,259	-	109,877	-
	y	73,259	-	109,877	-
P25	x	70,323	-	50,856	-
	y	70,323	-	50,856	-
P26	x	109,587	128,120	319,883	137,528
	y	109,587	128,120	319,883	137,528
P27	x	101,588	79,755	466,537	358,780
	y	101,588	79,755	466,537	358,780
P28	x	81,844	67,844	288,015	211,464
	y	81,844	67,844	288,015	211,464
P32	x	128,088	111,921	757,035	480,341
	y	128,088	111,921	757,035	480,341
P33	x	141,543	116,687	952,302	724,448
	y	141,543	116,687	952,302	724,448
P34	x	118,746	105,064	643,561	375,363
	y	118,746	105,064	643,561	375,363
P35	x	101,119	-	300,403	-
	y	101,119	-	300,403	-
P36	x	112,750	109,322	383,072	172,399
	y	112,750	109,322	383,072	172,399
P37	x	135,376	121,219	417,885	300,232
	y	135,376	121,219	417,885	300,232
P38	x	92,226	81,116	359,043	92,611
	y	92,226	81,116	359,043	92,611
P39	x	73,594	-	274,724	-
	y	73,594	-	274,724	-
P40	x	58,707	-	24,782	-
	y	58,707	-	24,782	-
P41	x	112,333	-	366,648	-
	y	182,979	-	502,167	-
P42	x	72,419	-	211,533	-
	y	72,419	-	211,533	-

ANEXO 36 - Razão Momento/Esforço transverso da extremidade das vigas.

Viga	Troço	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)	$M_{Rd,s-EC2}$ (kN.m)		L_v (m)	
			Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	80,339	274,875	205,992	3,413	2,558
	P6-P18	80,339	205,992	137,328	2,558	1,705
	P18-Pb2	80,339	137,328	137,328	1,705	1,705
V2	P26-P32	80,339	131,861	131,861	1,637	1,637
V3	P7-P19	80,339	274,875	274,875	3,413	3,413
	P19-P27	100,575	273,594	410,282	2,720	4,079
	P27-P30	100,575	410,282	137,328	4,079	1,365
V5	P4-P8	69,145	141,330	187,613	2,044	2,713
	P8-P10	50,212	169,890	84,877	3,375	1,686
V7	P12-P20	55,233	93,619	93,619	1,691	1,691
	P20-P28	55,233	93,619	187,387	1,691	3,384
	P28-P31	55,233	187,387	140,429	3,384	2,536
V8	P5-P11	731,276	265,507	265,507	0,363	0,363
V9	P11-P13	55,233	119,856	119,856	2,165	2,165
V10	P2-P3	55,233	89,892	89,892	1,623	1,623
	P3-P4 (1)	55,233	89,892	89,892	1,623	1,623
	P3-P4 (2)	621,667	228,627	228,627	0,368	0,368
V11	P4-P5	731,276	265,507	265,507	0,363	0,363
V12	P6-P7	80,339	205,992	205,992	2,558	2,558
	P7-P8 (1)	55,233	140,429	93,619	2,536	1,691
	P7-P8 (2)	621,667	238,105	238,105	0,383	0,383
V13	P10-P11	55,233	76,774	76,774	1,387	1,387
V14	P18-19	80,339	205,992	205,992	2,558	2,558
V15	P20-P23	55,233	89,892	89,892	1,623	1,623
	P23-P25	218,129	129,878	129,878	0,595	0,595
V16	P26-P27	67,786	173,210	173,210	2,549	2,549
V18	P32-P36	80,339	205,992	205,992	2,558	2,558
V19	P33-P37	100,575	341,938	273,594	3,400	2,720
	P37-P40	55,233	187,387	93,619	3,384	1,691
V20	P34-P38	201,550	343,539	333,951	1,704	1,657
	P38-P41	55,233	234,197	93,619	4,230	1,691
V21	P35-P42	624,939	224,588	224,588	0,359	0,359
V22	P32-P33	80,339	274,875	274,875	3,413	3,413
V23	P34-P35	624,939	224,588	224,588	0,359	0,359
V24	Pb3-P37	80,339	205,992	205,992	2,558	2,558
V25	P40-P41	55,233	59,928	59,928	1,082	1,082
	P41-P42	80,339	175,815	131,861	2,183	1,637
V26	P1-P6	382,900	363,852	363,852	0,950	0,950

Viga	Troço	$V_{Rd,s-EC2}$ (kN)	$M_{Rd,s-EC2}$ (kN.m)		L_v (m)	
			Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V27	P18-P26	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608
V28	P7-P19	382,564	242,349	363,524	0,633	0,950
	P19-P27	432,230	412,041	412,041	0,953	0,953
	P27-P30	382,564	485,085	242,349	1,268	0,633
V29	P4-P8	382,564	363,524	363,524	0,950	0,950
	P8-P10	382,564	363,524	363,524	0,950	0,950
V30	P20-P34	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608
V31	P11-P13	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608
V32	P2-P4	315,448	107,228	107,228	0,340	0,340
V33	P6-P7	382,564	363,524	363,524	0,950	0,950
	P7-P8	432,902	264,178	264,178	0,610	0,610
V34	P10-P11	382,564	130,822	130,822	0,342	0,342
V35	P18-P19	382,564	485,085	485,085	1,268	1,268
V36	P20-P23	315,448	107,228	107,228	0,340	0,340
V37	P26-P27	382,900	485,522	485,522	1,268	1,268
V39	P32-P36	382,564	485,085	485,085	1,268	1,268
V40	P33-P37	433,237	551,138	551,138	1,272	1,272
	P37-P40	55,233	89,892	89,892	1,623	1,623
V42	P34-P38	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608
V44	P32-P33	80,339	274,875	274,875	3,413	3,413
V45	Pb3-P37	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608
	P37-P38	382,564	232,702	232,702	0,608	0,608

ANEXO 37 - Taxa mecânica de tração w nas vigas do edifício.

Viga	Troço	A_c (cm ²)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)		w	
					Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	2100	348	20	6,28	9,42	0,0520	0,0781
	P6-P18	2100	348	20	9,42	6,28	0,0781	0,0520
	P18-Pb2	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
V2	P26-P32	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V3	P7-P19	2100	348	20	12,57	12,57	0,1042	0,1042
	P19-P27	2100	348	20	12,57	18,85	0,1042	0,1562
	P27-P30	2100	348	20	18,85	6,28	0,1562	0,0520
V5	P4-P8	1690	348	20	6,28	9,42	0,0647	0,0970
	P8-P10	1380	348	20	12,57	6,28	0,1585	0,0792
V7	P12-P20	1500	348	20	6,28	6,28	0,0728	0,0728
	P20-P28	1500	348	20	6,28	12,57	0,0728	0,1458
	P28-P31	1500	348	20	12,57	6,28	0,1458	0,0728
V8	P5-P11	2800	348	20	6,03	6,03	0,0375	0,0375
V9	P11-P13	1500	348	20	8,04	8,04	0,0933	0,0933
V10	P2-P3	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
	P3-P4 (1)	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
	P3-P4 (2)	3600	348	20	6,03	6,03	0,0291	0,0291
V11	P4-P5	2800	348	20	6,03	6,03	0,0375	0,0375
V12	P6-P7	2100	348	20	6,28	9,42	0,0520	0,0781
	P7-P8 (1)	2100	348	20	9,42	6,03	0,0781	0,0500
	P7-P8 (2)	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V13	P10-P11	1500	348	20	5,15	5,15	0,0597	0,0597
V14	P18-19	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V15	P20-P23	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
	P23-P25	1920	348	20	1,51	1,51	0,0137	0,0137
V16	P26-P27	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V18	P32-P36	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V19	P33-P37	2100	348	20	6,28	12,57	0,0520	0,1042
	P37-P40	1500	348	20	12,57	6,28	0,1458	0,0728
V20	P34-P38	2100	348	20	6,28	15,71	0,0520	0,1302
	P38-P41	1500	348	20	15,71	6,28	0,1822	0,0728
V21	P35-P42	2400	348	20	6,03	6,03	0,0437	0,0437
V22	P32-P33	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V23	P34-P35	2400	348	20	6,03	6,03	0,0437	0,0437
V24	Pb3-P37	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500

Viga	Troço	A _c (cm ²)	f _y (MPa)	f _c (MPa)	A _s (cm ²)		w	
					Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V25	P40-P41	1500	348	20	4,02	4,02	0,0466	0,0466
	P41-P42	2100	348	20	8,04	6,03	0,0666	0,0500
V26	P1-P6	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V27	P18-P26	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V28	P7-P19	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
	P19-P27	3600	348	20	1,51	1,51	0,0073	0,0073
	P27-P30	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V29	P4-P8	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,0529
	P8-P10	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,0529
V30	P20-P34	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V31	P11-P13	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V32	P2-P4	2500	348	20	1,51	1,51	0,0105	0,0105
V33	P6-P7	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,0529
	P7-P8	3600	348	20	6,03	6,03	0,0291	0,0291
V34	P10-P11	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V35	P18-P19	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V36	P20-P23	2500	348	20	1,51	1,51	0,0105	0,0105
V37	P26-P27	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V39	P32-P36	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V40	P33-P37	3550	348	20	6,03	6,03	0,0296	0,0296
	P37-P40	3550	348	20	6,03	6,03	0,0296	0,0296
V42	P34-P38	3100	348	20	1,51	1,51	0,0085	0,0085
V44	P32-P33	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V45	Pb3-P37	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
	P37-P38	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338

ANEXO 38 - Taxa mecânica de compressão w' nas vigas do edifício.

Viga	Troço	A_c (cm ²)	f_y (Mpa)	f_c (Mpa)	A_s' (cm ²)		w'	
					Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	2100	348	20	12,57	6,28	0,1042	0,0520
	P6-P18	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
	P18-Pb2	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
V2	P26-P32	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V3	P7-P19	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
	P19-P27	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
	P27-P30	2100	348	20	6,28	6,28	0,0520	0,0520
V5	P4-P8	1690	348	20	9,42	12,57	0,0970	0,1294
	P8-P10	1380	348	20	4,02	4,02	0,0507	0,0507
V7	P12-P20	1500	348	20	6,28	6,28	0,0728	0,0728
	P20-P28	1500	348	20	6,28	6,28	0,0728	0,0728
	P28-P31	1500	348	20	6,28	9,42	0,0728	0,1093
V8	P5-P11	2800	348	20	6,03	6,03	0,0375	0,0375
V9	P11-P13	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
V10	P2-P3	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
	P3-P4 (1)	1500	348	20	6,03	6,03	0,0699	0,0699
	P3-P4 (2)	3600	348	20	6,03	6,03	0,0291	0,0291
V11	P4-P5	2800	348	20	6,03	6,03	0,0375	0,0375
V12	P6-P7	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
	P7-P8 (1)	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
	P7-P8 (2)	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V13	P10-P11	1500	348	20	5,15	5,15	0,0597	0,0597
V14	P18-19	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V15	P20-P23	1500	348	20	3,39	3,39	0,0393	0,0393
	P23-P25	1920	348	20	3,39	3,39	0,0307	0,0307
V16	P26-P27	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V18	P32-P36	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V19	P33-P37	2100	348	20	15,71	9,42	0,1302	0,0781
	P37-P40	1500	348	20	4,02	4,02	0,0466	0,0466
V20	P34-P38	2100	348	20	15,71	9,42	0,1302	0,0781
	P38-P41	1500	348	20	4,02	4,02	0,0466	0,0466
V21	P35-P42	2400	348	20	6,03	6,03	0,0437	0,0437
V22	P32-P33	2100	348	20	12,57	12,57	0,1042	0,1042
V23	P34-P35	2400	348	20	6,03	6,03	0,0437	0,0437
V24	Pb3-P37	2100	348	20	9,42	9,42	0,0781	0,0781
V25	P40-P41	1500	348	20	4,02	4,02	0,0466	0,0466
	P41-P42	2100	348	20	6,03	6,03	0,0500	0,0500
V26	P1-P6	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,0529

Viga	Troço	A _c (cm ²)	f _y (Mpa)	f _c (Mpa)	A _s ' (cm ²)		w'	
					Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V27	P18-P26	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V28	P7-P19	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
	P19-P27	3600	348	20	8,04	8,04	0,0389	0,0389
	P27-P30	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V29	P4-P8	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,1093
	P8-P10	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V30	P20-P34	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V31	P11-P13	3100	348	20	3,39	3,39	0,0190	0,0190
V32	P2-P4	2500	348	20	3,39	3,39	0,0236	0,0236
V33	P6-P7	3100	348	20	9,42	9,42	0,0529	0,0529
	P7-P8	3600	348	20	6,03	6,03	0,0291	0,0291
V34	P10-P11	3100	348	20	3,39	3,39	0,0190	0,0190
V35	P18-P19	3100	348	20	12,57	12,57	0,0706	0,0706
V36	P20-P23	2500	348	20	3,39	3,39	0,0236	0,0236
V37	P26-P27	3100	348	20	12,57	12,57	0,0706	0,0706
V39	P32-P36	3100	348	20	12,57	12,57	0,0706	0,0706
V40	P33-P37	3550	348	20	12,57	12,57	0,0616	0,0616
	P37-P40	3550	348	20	6,03	6,03	0,0296	0,0296
V42	P34-P38	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
V44	P32-P33	2100	348	20	12,57	12,57	0,1042	0,1042
V45	Pb3-P37	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338
	P37-P38	3100	348	20	6,03	6,03	0,0338	0,0338

ANEXO 39 - Cálculo da percentagem de armadura transversal ρ_{sx} nas vigas.

Viga	Troço	As (cm ²)			b (m)	S _h (m)	ρ_{sx}		
		Esquerda	Meio	Direita			Esquerda	Meio	Direita
V1	P1-P6	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P6-P18	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P18-Pb2	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V2	P26-P32	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V3	P7-P19	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P19-P27	1,01	1,01	1,01	0,3	0,2	0,0017	0,0017	0,0017
	P27-P30	1,01	1,01	1,01	0,3	0,2	0,0017	0,0017	0,0017
V5	P4-P8	1,01	1,01	1,01	0,393	0,25	0,0010	0,0010	0,0010
	P8-P10	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V7	P12-P20	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P20-P28	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P28-P31	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V8	P5-P11	2,01	2,01	2,01	0,2	0,25	0,0040	0,0040	0,0040
V9	P11-P13	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V10	P2-P3	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P3-P4 (1)	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P3-P4 (2)	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V11	P4-P5	2,01	2,01	2,01	0,2	0,25	0,0040	0,0040	0,0040
V12	P6-P7	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P7-P8 (1)	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P7-P8 (2)	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V13	P10-P11	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V14	P18-19	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V15	P20-P23	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P23-P25	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V16	P26-P27	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V18	P32-P36	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V19	P33-P37	1,01	1,01	1,01	0,3	0,2	0,0017	0,0017	0,0017
	P37-P40	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V20	P34-P38	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P38-P41	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V21	P35-P42	2,01	2,01	2,01	0,2	0,25	0,0040	0,0040	0,0040
V22	P32-P33	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V23	P34-P35	2,01	2,01	2,01	0,2	0,25	0,0040	0,0040	0,0040
V24	Pb3-P37	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V25	P40-P41	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
	P41-P42	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V26	P1-P6	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V27	P18-P26	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027

Viga	Troço	As (cm ²)			b (m)	S _h (m)	ρ _{sx}		
		Esquerda	Meio	Direita			Esquerda	Meio	Direita
V28	P7-P19	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P19-P27	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P27-P30	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V29	P4-P8	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P8-P10	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V30	P20-P34	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V31	P11-P13	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V32	P2-P4	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V33	P6-P7	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P7-P8	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V34	P10-P11	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V35	P18-P19	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V36	P20-P23	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V37	P26-P27	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V39	P32-P36	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V40	P33-P37	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P37-P40	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V42	P34-P38	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
V44	P32-P33	1,01	1,01	1,01	0,3	0,25	0,0013	0,0013	0,0013
V45	Pb3-P37	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027
	P37-P38	2,01	2,01	2,01	0,3	0,25	0,0027	0,0027	0,0027

ANEXO 40 - Cálculo da deformação de cedência θ_y nas vigas.

Viga	Troço	ϕ_y	L_v (m)		α_v		z (m)	h (m)	d_b (m)	θ_y	
			Esq.	Dta.	Esq.	Dta.				Esquerda	Direita
V1	P1-P6	0,006	3,413	2,558	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0098	0,0082
	P6-P18	0,006	2,558	1,705	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0082	0,0068
	P18-Pb2	0,006	1,705	1,705	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0068	0,0068
V2	P26-P32	0,006	1,637	1,637	0	0	0,576	0,7	0,016	0,0064	0,0064
V3	P7-P19	0,006	3,413	3,413	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0098	0,0098
	P19-P27	0,006	2,720	4,079	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0085	0,0111
	P27-P30	0,006	4,079	1,365	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0111	0,0063
V5	P4-P8	0,009	2,044	2,713	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0095	0,0114
	P8-P10	0,010	3,375	1,686	0	0	0,36	0,46	0,020	0,0144	0,0092
V7	P12-P20	0,009	1,691	1,691	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0086	0,0086
	P20-P28	0,009	1,691	3,384	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0086	0,0133
	P28-P31	0,009	3,384	2,536	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0133	0,0109
V8	P5-P11	0,003	0,363	0,363	1	1	1,2069	1,4	0,016	0,0108	0,0108
V9	P11-P13	0,009	2,165	2,165	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0095	0,0095
V10	P2-P3	0,009	1,623	1,623	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0081	0,0081
	P3-P4 (1)	0,009	1,623	1,623	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0081	0,0081
	P3-P4 (2)	0,003	0,368	0,368	1	1	1,026	1,2	0,016	0,0098	0,0098
V11	P4-P5	0,003	0,363	0,363	1	1	1,2069	1,4	0,016	0,0108	0,0108
V12	P6-P7	0,006	2,558	2,558	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0082	0,0082
	P7-P8 (1)	0,009	2,536	1,691	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0109	0,0086
	P7-P8 (2)	0,003	0,383	0,383	1	1	1,026	1,2	0,020	0,0097	0,0097
V13	P10-P11	0,009	1,387	1,387	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0075	0,0075
V14	P18-19	0,006	2,558	2,558	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0082	0,0082
V15	P20-P23	0,009	1,623	1,623	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0081	0,0081
	P23-P25	0,006	0,595	0,595	0	0	0,585	0,71	0,016	0,0058	0,0058
V16	P26-P27	0,007	2,549	2,549	0	0	0,486	0,7	0,020	0,0094	0,0094
V18	P32-P36	0,006	2,558	2,558	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0082	0,0082
V19	P33-P37	0,006	3,400	2,720	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0098	0,0085
	P37-P40	0,009	3,384	1,691	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0133	0,0086
V20	P34-P38	0,006	1,704	1,657	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0068	0,0067
	P38-P41	0,009	4,230	1,691	0	0	0,396	0,5	0,020	0,0157	0,0086
V21	P35-P42	0,003	0,359	0,359	1	1	1,0314	1,2	0,016	0,0099	0,0099
V22	P32-P33	0,006	3,413	3,413	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0098	0,0098
V23	P34-P35	0,003	0,359	0,359	1	1	1,0314	1,2	0,016	0,0099	0,0099
V24	Pb3-P37	0,006	2,558	2,558	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0082	0,0082
V25	P40-P41	0,009	1,082	1,082	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0068	0,0068
	P41-P42	0,006	2,183	1,637	0	0	0,576	0,7	0,016	0,0073	0,0064
V26	P1-P6	0,003	0,950	0,950	0	0	1,0269	1,2	0,020	0,0055	0,0055

Viga	Troço	ϕ_y	L_v (m)		α_v		z (m)	h (m)	d_b (m)	θ_y	
			Esq.	Dta.	Esq.	Dta.				Esquerda	Direita
V27	P18-P26	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,016	0,0064	0,0064
V28	P7-P19	0,003	0,633	0,950	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0064	0,0055
	P19-P27	0,003	0,953	0,953	0	0	1,1592	1,35	0,020	0,0056	0,0056
	P27-P30	0,003	1,268	0,633	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0053	0,0064
V29	P4-P8	0,003	0,950	0,950	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0055	0,0055
	P8-P10	0,003	0,950	0,950	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0055	0,0055
V30	P20-P34	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,016	0,0064	0,0064
V31	P11-P13	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,016	0,0064	0,0064
V32	P2-P4	0,004	0,340	0,340	0	0	0,846	1	0,012	0,0080	0,0080
V33	P6-P7	0,003	0,950	0,950	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0055	0,0055
	P7-P8	0,003	0,610	0,610	0	0	1,161	1,35	0,020	0,0068	0,0068
V34	P10-P11	0,003	0,342	0,342	1	1	1,026	1,2	0,012	0,0101	0,0101
V35	P18-P19	0,003	1,268	1,268	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0053	0,0053
V36	P20-P23	0,004	0,340	0,340	0	0	0,846	1	0,012	0,0080	0,0080
V37	P26-P27	0,003	1,268	1,268	0	0	1,0269	1,2	0,020	0,0053	0,0053
V39	P32-P36	0,003	1,268	1,268	0	0	1,026	1,2	0,020	0,0053	0,0053
V40	P33-P37	0,003	1,272	1,272	0	0	1,1619	1,35	0,020	0,0052	0,0052
	P37-P40	0,009	1,623	1,623	0	0	0,396	0,5	0,016	0,0081	0,0081
V42	P34-P38	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,016	0,0064	0,0064
V44	P32-P33	0,006	3,413	3,413	0	0	0,576	0,7	0,020	0,0098	0,0098
V45	Pb3-P37	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,016	0,0064	0,0064
	P37-P38	0,003	0,608	0,608	0	0	1,026	1,2	0,0160	0,0064	0,0064

ANEXO 41 - Determinação da capacidade de deformação última θ_{um} nas vigas.

Viga	Troço	γ_{el}	ν	f_c (MPa)	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}	
							Esquerda	Direita
V1	P1-P6	1,5	0	20	348	0	0,043	0,030
	P6-P18	1,5	0	20	348	0	0,030	0,029
	P18-Pb2	1,5	0	20	348	0	0,029	0,029
V2	P26-P32	1,5	0	20	348	0	0,028	0,028
V3	P7-P19	1,5	0	20	348	0	0,031	0,031
	P19-P27	1,5	0	20	348	0	0,029	0,030
	P27-P30	1,5	0	20	348	0	0,030	0,026
V5	P4-P8	1,5	0	20	348	0	0,038	0,040
	P8-P10	1,5	0	20	348	0	0,033	0,030
V7	P12-P20	1,5	0	20	348	0	0,032	0,032
	P20-P28	1,5	0	20	348	0	0,032	0,035
	P28-P31	1,5	0	20	348	0	0,035	0,041
V8	P5-P11	1,5	0	20	348	0	0,013	0,013
V9	P11-P13	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V10	P2-P3	1,5	0	20	348	0	0,032	0,032
	P3-P4 (1)	1,5	0	20	348	0	0,032	0,032
	P3-P4 (2)	1,5	0	20	348	0	0,014	0,014
V11	P4-P5	1,5	0	20	348	0	0,013	0,013
V12	P6-P7	1,5	0	20	348	0	0,036	0,033
	P7-P8 (1)	1,5	0	20	348	0	0,033	0,032
	P7-P8 (2)	1,5	0	20	348	0	0,014	0,014
V13	P10-P11	1,5	0	20	348	0	0,030	0,030
V14	P18-19	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V15	P20-P23	1,5	0	20	348	0	0,028	0,028
	P23-P25	1,5	0	20	348	0	0,024	0,024
V16	P26-P27	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V18	P32-P36	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V19	P33-P37	1,5	0	20	348	0	0,045	0,032
	P37-P40	1,5	0	20	348	0	0,032	0,029
V20	P34-P38	1,5	0	20	348	0	0,035	0,025
	P38-P41	1,5	0	20	348	0	0,033	0,029
V21	P35-P42	1,5	0	20	348	0	0,014	0,014
V22	P32-P33	1,5	0	20	348	0	0,039	0,039
V23	P34-P35	1,5	0	20	348	0	0,014	0,014
V24	Pb3-P37	1,5	0	20	348	0	0,036	0,036
V25	P40-P41	1,5	0	20	348	0	0,027	0,027
	P41-P42	1,5	0	20	348	0	0,029	0,028
V26	P1-P6	1,5	0	20	348	0	0,028	0,028
V27	P18-P26	1,5	0	20	348	0	0,022	0,022

Viga	Troço	γ_{el}	ν	f_c (MPa)	f_{yw} (MPa)	ρ_d	θ_{um}	
							Esquerda	Direita
V28	P7-P19	1,5	0	20	348	0	0,022	0,025
	P19-P27	1,5	0	20	348	0	0,025	0,025
	P27-P30	1,5	0	20	348	0	0,028	0,022
V29	P4-P8	1,5	0	20	348	0	0,019	0,023
	P8-P10	1,5	0	20	348	0	0,017	0,017
V30	P20-P34	1,5	0	20	348	0	0,022	0,022
V31	P11-P13	1,5	0	20	348	0	0,014	0,014
V32	P2-P4	1,5	0	20	348	0	0,016	0,016
V33	P6-P7	1,5	0	20	348	0	0,021	0,021
	P7-P8	1,5	0	20	348	0	0,017	0,017
V34	P10-P11	1,5	0	20	348	0	0,015	0,015
V35	P18-P19	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V36	P20-P23	1,5	0	20	348	0	0,017	0,017
V37	P26-P27	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V39	P32-P36	1,5	0	20	348	0	0,033	0,033
V40	P33-P37	1,5	0	20	348	0	0,024	0,024
	P37-P40	1,5	0	20	348	0	0,032	0,032
V42	P34-P38	1,5	0	20	348	0	0,022	0,022
V44	P32-P33	1,5	0	20	348	0	0,043	0,043
V45	Pb3-P37	1,5	0	20	348	0	0,016	0,016
	P37-P38	1,5	0	20	348	0	0,016	0,016

ANEXO 42 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELLD.

Viga	Troço	$\theta_{E^*V_i}$		θ_y	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	0,000	0,000	0,010	0,008
	P6-P18	0,000	0,001	0,008	0,007
	P18-Pb2	0,001	0,004	0,007	0,007
V2	P26-P32	0,000	0,000	0,006	0,006
V3	P7-P19	0,000	0,000	0,010	0,010
	P19-P27	0,000	0,000	0,009	0,011
	P27-P30	0,000	0,000	0,011	0,006
V5	P4-P8	0,000	0,000	0,010	0,011
	P8-P10	0,000	0,000	0,014	0,009
V7	P12-P20	0,000	0,000	0,009	0,009
	P20-P28	0,000	0,000	0,009	0,013
	P28-P31	0,000	0,000	0,013	0,011
V8	P5-P11	0,000	0,000	0,011	0,011
V9	P11-P13	0,000	0,000	0,010	0,010
V10	P2-P3	0,000	0,000	0,008	0,008
	P3-P4 (1)	0,000	0,000	0,008	0,008
	P3-P4 (2)	0,000	0,000	0,010	0,010
V11	P4-P5	0,000	0,000	0,011	0,011
V12	P6-P7	0,000	0,000	0,008	0,008
	P7-P8 (1)	0,000	0,000	0,011	0,009
	P7-P8 (2)	0,000	0,000	0,010	0,010
V13	P10-P11	0,000	0,000	0,007	0,007
V14	P18-19	0,001	0,000	0,008	0,008
V15	P20-P23	0,000	0,000	0,008	0,008
	P23-P25	0,000	0,000	0,006	0,006
V16	P26-P27	0,000	0,000	0,009	0,009
V18	P32-P36	0,000	0,000	0,008	0,008
V19	P33-P37	0,000	0,001	0,010	0,009
	P37-P40	0,001	0,000	0,013	0,009
V20	P34-P38	0,000	0,000	0,007	0,007
	P38-P41	0,000	0,000	0,016	0,009
V21	P35-P42	0,000	0,000	0,010	0,010
V22	P32-P33	0,000	0,000	0,010	0,010
V23	P34-P35	0,000	0,000	0,010	0,010
V24	Pb3-P37	0,004	0,001	0,008	0,008
V25	P40-P41	0,000	0,000	0,007	0,007
	P41-P42	0,000	0,000	0,007	0,006
V26	P1-P6	0,000	0,000	0,006	0,006
V27	P18-P26	0,002	0,000	0,006	0,006

Viga	Troço	$\theta_E \cdot \gamma_i$		θ_y	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V28	P7-P19	0,000	0,000	0,006	0,006
	P19-P27	0,000	0,000	0,006	0,006
	P27-P30	0,000	0,000	0,005	0,006
V29	P4-P8	0,000	0,000	0,006	0,006
	P8-P10	0,000	0,000	0,006	0,006
V30	P20-P34	0,000	0,000	0,006	0,006
V31	P11-P13	0,000	0,000	0,006	0,006
V32	P2-P4	0,000	0,000	0,008	0,008
V33	P6-P7	0,000	0,000	0,006	0,006
	P7-P8	0,000	0,000	0,007	0,007
V34	P10-P11	0,000	0,000	0,010	0,010
V35	P18-P19	0,002	0,000	0,005	0,005
V36	P20-P23	0,000	0,000	0,008	0,008
V37	P26-P27	0,000	0,000	0,005	0,005
V39	P32-P36	0,000	0,001	0,005	0,005
V40	P33-P37	0,000	0,001	0,005	0,005
	P37-P40	0,000	0,001	0,008	0,008
V42	P34-P38	0,000	0,000	0,006	0,006
V44	P32-P33	0,000	0,000	0,010	0,010
V45	Pb3-P37	0,004	0,001	0,006	0,006
	P37-P38	0,001	0,000	0,006	0,006

ANEXO 43 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELDS.

Viga	Troço	θ_E		$0,75*\theta_{um}$	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	0,000	0,000	0,032	0,023
	P6-P18	0,000	0,001	0,023	0,021
	P18-Pb2	0,001	0,006	0,021	0,021
V2	P26-P32	0,000	0,000	0,021	0,021
V3	P7-P19	0,000	0,001	0,023	0,023
	P19-P27	0,001	0,000	0,022	0,023
	P27-P30	0,000	0,001	0,023	0,020
V5	P4-P8	0,000	0,000	0,028	0,030
	P8-P10	0,000	0,000	0,024	0,022
V7	P12-P20	0,000	0,001	0,024	0,024
	P20-P28	0,001	0,000	0,024	0,026
	P28-P31	0,000	0,000	0,026	0,030
V8	P5-P11	0,000	0,000	0,010	0,010
V9	P11-P13	0,000	0,000	0,025	0,025
V10	P2-P3	0,000	0,000	0,024	0,024
	P3-P4 (1)	0,000	0,000	0,024	0,024
	P3-P4 (2)	0,000	0,000	0,010	0,010
V11	P4-P5	0,000	0,000	0,010	0,010
V12	P6-P7	0,000	0,000	0,027	0,025
	P7-P8 (1)	0,000	0,000	0,025	0,024
	P7-P8 (2)	0,000	0,000	0,011	0,011
V13	P10-P11	0,000	0,000	0,022	0,022
V14	P18-19	0,001	0,001	0,025	0,025
V15	P20-P23	0,001	0,000	0,021	0,021
	P23-P25	0,000	0,000	0,018	0,018
V16	P26-P27	0,000	0,000	0,025	0,025
V18	P32-P36	0,000	0,000	0,025	0,025
V19	P33-P37	0,001	0,001	0,034	0,024
	P37-P40	0,001	0,000	0,024	0,022
V20	P34-P38	0,000	0,000	0,026	0,019
	P38-P41	0,000	0,000	0,024	0,022
V21	P35-P42	0,000	0,000	0,010	0,010
V22	P32-P33	0,000	0,001	0,029	0,029
V23	P34-P35	0,000	0,000	0,010	0,010
V24	Pb3-P37	0,006	0,001	0,027	0,027
V25	P40-P41	0,000	0,000	0,021	0,021
	P41-P42	0,000	0,000	0,022	0,021
V26	P1-P6	0,000	0,001	0,021	0,021
V27	P18-P26	0,002	0,000	0,016	0,016

Viga	Troço	θ_E		$0,75*\theta_{um}$	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V28	P7-P19	0,001	0,001	0,017	0,019
	P19-P27	0,001	0,001	0,019	0,019
	P27-P30	0,001	0,001	0,021	0,017
V29	P4-P8	0,000	0,000	0,014	0,017
	P8-P10	0,000	0,000	0,013	0,013
V30	P20-P34	0,001	0,000	0,016	0,016
V31	P11-P13	0,000	0,001	0,011	0,011
V32	P2-P4	0,000	0,000	0,012	0,012
V33	P6-P7	0,001	0,001	0,015	0,015
	P7-P8	0,001	0,000	0,012	0,012
V34	P10-P11	0,000	0,000	0,011	0,011
V35	P18-P19	0,002	0,000	0,025	0,025
V36	P20-P23	0,001	0,000	0,013	0,013
V37	P26-P27	0,000	0,001	0,025	0,025
V39	P32-P36	0,000	0,001	0,025	0,025
V40	P33-P37	0,001	0,002	0,018	0,018
	P37-P40	0,001	0,002	0,024	0,024
V42	P34-P38	0,000	0,000	0,016	0,016
V44	P32-P33	0,000	0,001	0,032	0,032
V45	Pb3-P37	0,005	0,002	0,012	0,012
	P37-P38	0,002	0,000	0,012	0,012

ANEXO 44 - Exigências e capacidades de deformação das vigas do edifício para o ELCE.

Viga	Troço	$\theta_E \cdot \gamma_i$		θ_{um}	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V1	P1-P6	0,001	0,001	0,043	0,030
	P6-P18	0,001	0,002	0,030	0,029
	P18-Pb2	0,002	0,009	0,029	0,029
V2	P26-P32	0,000	0,001	0,028	0,028
V3	P7-P19	0,001	0,001	0,031	0,031
	P19-P27	0,001	0,001	0,029	0,030
	P27-P30	0,001	0,001	0,030	0,026
V5	P4-P8	0,000	0,000	0,038	0,040
	P8-P10	0,000	0,000	0,033	0,030
V7	P12-P20	0,000	0,001	0,032	0,032
	P20-P28	0,001	0,000	0,032	0,035
	P28-P31	0,000	0,000	0,035	0,041
V8	P5-P11	0,000	0,000	0,013	0,013
V9	P11-P13	0,000	0,001	0,033	0,033
V10	P2-P3	0,001	0,000	0,032	0,032
	P3-P4 (1)	0,000	0,000	0,032	0,032
	P3-P4 (2)	0,000	0,000	0,014	0,014
V11	P4-P5	0,000	0,000	0,013	0,013
V12	P6-P7	0,001	0,001	0,036	0,033
	P7-P8 (1)	0,001	0,000	0,033	0,032
	P7-P8 (2)	0,000	0,000	0,014	0,014
V13	P10-P11	0,000	0,000	0,030	0,030
V14	P18-19	0,002	0,001	0,033	0,033
V15	P20-P23	0,001	0,000	0,028	0,028
	P23-P25	0,000	0,000	0,024	0,024
V16	P26-P27	0,000	0,001	0,033	0,033
V18	P32-P36	0,001	0,000	0,033	0,033
V19	P33-P37	0,001	0,002	0,045	0,032
	P37-P40	0,002	0,000	0,032	0,029
V20	P34-P38	0,000	0,001	0,035	0,025
	P38-P41	0,001	0,000	0,033	0,029
V21	P35-P42	0,000	0,000	0,014	0,014
V22	P32-P33	0,001	0,001	0,039	0,039
V23	P34-P35	0,000	0,000	0,014	0,014
V24	Pb3-P37	0,009	0,002	0,036	0,036
V25	P40-P41	0,000	0,000	0,027	0,027
	P41-P42	0,000	0,000	0,029	0,028
V26	P1-P6	0,001	0,001	0,028	0,028
V27	P18-P26	0,004	0,001	0,022	0,022

Viga	Troço	$\theta_E \cdot \gamma_i$		θ_{um}	
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
V28	P7-P19	0,001	0,001	0,022	0,025
	P19-P27	0,001	0,001	0,025	0,025
	P27-P30	0,001	0,001	0,028	0,022
V29	P4-P8	0,000	0,001	0,019	0,023
	P8-P10	0,001	0,000	0,017	0,017
V30	P20-P34	0,001	0,001	0,022	0,022
V31	P11-P13	0,000	0,001	0,014	0,014
V32	P2-P4	0,001	0,000	0,016	0,016
V33	P6-P7	0,001	0,001	0,021	0,021
	P7-P8	0,001	0,001	0,017	0,017
V34	P10-P11	0,000	0,000	0,015	0,015
V35	P18-P19	0,004	0,001	0,033	0,033
V36	P20-P23	0,001	0,000	0,017	0,017
V37	P26-P27	0,001	0,001	0,033	0,033
V39	P32-P36	0,001	0,001	0,033	0,033
V40	P33-P37	0,001	0,003	0,024	0,024
	P37-P40	0,001	0,003	0,032	0,032
V42	P34-P38	0,001	0,001	0,022	0,022
V44	P32-P33	0,001	0,001	0,043	0,043
V45	Pb3-P37	0,008	0,003	0,016	0,016
	P37-P38	0,003	0,001	0,016	0,016

ANEXO 45 – Projeto de Estruturas

Desenho 1 – Planta do Piso 1

Desenho 2 – Planta da Cobertura

Desenho 3 – Planta do Piso 1 – Armadura Inferior

Desenho 4 – Planta do Piso 1 – Armadura Superior

Desenho 5 – Planta da Cobertura – Armadura Inferior

Desenho 6 – Planta da Cobertura – Armadura Superior

Desenho 7 – Betão Armado – Pilares

Desenho 8 – Betão Armado – Paredes de betão

Desenho 9 – Betão Armado – Vigas V1-V3

Desenho 10 – Betão Armado – Vigas V4-V9

Desenho 11 – Betão Armado – Vigas V10-V19

Desenho 12 – Betão Armado – Vigas V20-V28

Desenho 13 – Betão Armado – Vigas V29-V37

Desenho 14 – Betão Armado – Vigas V38-V45