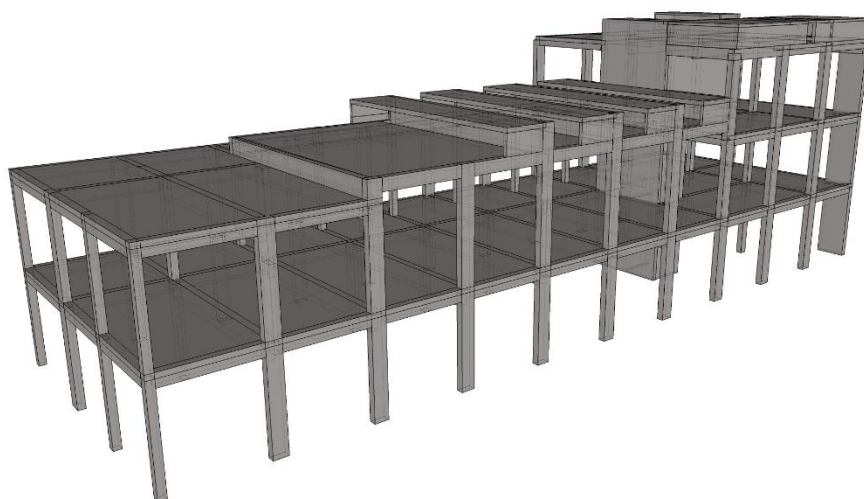




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de fundações e estrutura de colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos estruturais**

**TIAGO FILIPE PEREIRA NOVAIS**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho  
Doutora Ana Rita Gamito Reis

**Dezembro de 2014**

---

## **AGRADECIMENTOS**

Foram várias as pessoas que me apoiaram na realização deste trabalho. A todas elas apresento o meu agradecimento.

Ao Eng.º António Sousa Gorgulho, meu orientador, agradeço todo o apoio que me deu, mostrando sempre uma enorme disponibilidade para transmitir sábios conselhos.

Aos colegas de curso, agradeço toda a amizade, em especial ao Stéphane Marques e ao Pedro Delgado, que em muito ajudaram, tanto em troca de ideias e conhecimentos, como de práticas e técnicas.

Por fim, gostaria de agradecer ao Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, e em particular aos professores que se cruzaram comigo ao longo de todo o curso, em especial ao Eng.º Paulo Mendes e ao Eng.º Luciano Jacinto.

## RESUMO

O presente trabalho consiste no projeto de fundações e estrutura de um edifício, em betão armado, pertencente a um colégio a construir em Ponta Delgada. As bases regulamentares deste projeto são os Eurocódigos estruturais que, apesar de ainda não terem regulamentação nacional que obrigue a sua utilização, perspectiva-se a sua implementação em toda a União Europeia.

Para determinar todos os esforços a que a estrutura estará sujeita, é feita a sua modelação utilizando o programa de cálculo automático SAP2000, versão 16.0.0. Este, baseado no método dos elementos finitos, permite realizar uma análise admitindo o comportamento elástico linear da estrutura (análise de 1ª ordem). O mesmo programa permite também a determinação dos modos de vibração da estrutura, análise modal por espectro de resposta, definido pela NP EN 1998-1:2010, e efetua o cálculo das armaduras necessárias à verificação dos diferentes estados limites.

Com base nas disposições implementadas na regulamentação, é feita a pormenorização de armaduras dos diferentes elementos resistentes. Em alguns casos, é feita a comparação entre valores teóricos dos esforços atuantes e valores determinados a partir do referido *software*.

Finalmente, é feito um pequeno estudo comparativo entre dois tipos de modelação do núcleo de betão que compõe as caixas de elevador. São também apresentadas em anexo todas as tabelas de cálculo e peças desenhadas, partes integrantes de qualquer projeto da especialidade.

**Palavras-chave:** Estrutura em Betão Armado; Método dos Elementos Finitos; Pormenorização de Armaduras; Eurocódigos Estruturais; Ductilidade Média.

## ABSTRACT

The present work consists in the design of foundations and structure of a building in reinforced concrete, belonging to a school campus, in Ponta Delgada. The regulation basis for this project are the structural Eurocodes, despite still not having national regulations requiring their use, it is expected its implementation throughout the European Union.

To determine all the stresses that the structure will be subject, the modeling is made using the automatic calculus software SAP2000, version 16.0.0. This, based on the finite element method, allows performing an analysis of linear elastic behavior admitting structure (analysis of first order). The same program also allows the determination of structure vibration modes, modal analysis by response spectrum, defined by the NP EN 1998-1: 2010, and performs the calculation of the reinforcing steel necessary to verify the different limit states.

On the basis of the recommendations implemented in legislation, the structural detailing of the different resistant elements is made. In some cases, the comparison is made between theoretical values of action effects and values determined from the aforementioned software. Finally, it's done a comparative study between two types of concrete core modeling of the lifter box. Are also presented in annex all tables of calculated values and drawn parts, integral parts of any specialty project.

**Keywords:** Reinforced Concrete Structure; Finite Element Method; Structural Detailing; Structural Eurocodes; Medium Ductility.

## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>II</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>III</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>VI</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS .....</b>	<b>VII</b>
<b>SÍMBOLOS E SIGLAS.....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 OBJETIVOS .....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	1
1.3 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR .....	1
1.4 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO .....	2
1.5 DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	3
<b>CAPÍTULO 2- BASES DE PROJETO .....</b>	<b>4</b>
2.1 TEMPO DE VIDA ÚTIL DO PROJETO .....	4
2.2 MATERIAIS .....	4
2.2.1 <i>Betão</i> .....	4
2.2.2 <i>Aço</i> .....	5
2.3 AÇÕES .....	5
2.3.1 <i>Cargas permanentes</i> .....	6
2.3.2 <i>Sobrecargas</i> .....	7
2.3.3 <i>Ação sísmica</i> .....	7
2.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	15
<b>CAPÍTULO 3- PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>16</b>
3.1 LAJES.....	16
3.2 VIGAS.....	17
3.3 PILARES .....	18
3.4 SAPATAS .....	18
<b>CAPÍTULO 4- CONCEÇÃO, REGULARIDADE E TIPOLOGIA ESTRUTURAL.....</b>	<b>19</b>
4.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	19
4.2 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL .....	21
4.3 CLASSE DE DUCTILIDADE, TIPO DE ESTRUTURA E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	

---

<b>CAPÍTULO 5- ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>28</b>
5.1    MODELAÇÃO .....	28
5.2    ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA .....	29
<b>CAPÍTULO 6- DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>36</b>
6.1    ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	36
6.1.1    Recobrimento de armaduras .....	36
6.1.2    Aspetos gerais .....	38
6.1.3    Lajes .....	41
6.1.4    Vigas.....	45
6.1.5    Pilares sísmicos primários.....	57
6.1.6    Pilares sísmicos secundários .....	69
6.1.7    Paredes dúcteis.....	71
6.1.8    Sapatas e vigas de fundação .....	86
6.2    ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	92
<b>CAPÍTULO 7- CONCLUSÕES .....</b>	<b>97</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>98</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>100</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (7).....	9
Figura 2-2 – Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira e dos Açores (7).....	9
Figura 2-3 – Espectro de cálculo (componente horizontal) para o edifício em estudo .....	13
Figura 4-1 – Modelo de cálculo para o vão mais desfavorável da laje de escadas .....	17
Figura 4-2 – Esquema tridimensional da laje de escadas .....	17
Figura 6-1 – Representação gráfica da armadura de flexão calculada (em $m^2/m$ ) para laje de escadas, em SAP2000. (Piso 0 – Piso 1: esquerda e Piso1 – Piso 2: direita).....	44
Figura 6-2 – Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores. 51	
Figura 6-3 – Forças envolvidas no nó na resistência à flexão .....	53
Figura 6-4 – Representação esquemática das vigas existentes ao nível do piso 1.....	57
Figura 6-5 – Pormenor dos pilares-exemplo nas zonas críticas (dimensões em mm).....	66
Figura 6-6 – Esquema da composição do núcleo de elevadores .....	72
Figura 6-7 – Diagramas de momentos fletores e envolventes de cálculo das paredes dúcteis .....	75
Figura 6-8 – Diagramas de esforços transversos e envolventes de cálculo das paredes dúcteis .....	76
Figura 6-9 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios.....	77
Figura 6-10 – Esquema representativo das armaduras de confinamento dos pilares fictícios das paredes dúcteis.....	79
Figura 6-11 – Secção do núcleo de elevadores modelada por “ <i>section designer</i> ” no SAP2000 .....	84
Figura 6-12 – Gráfico 3D de interação $N M_x M_y$ para o núcleo em SU .....	84
Figura 6-13 – Esquema de determinação do <i>Capacity Ratio</i> .....	85
Figura 6-14 – Esquema representativo do funcionamento do método das bielas .....	89
Figura 6-15 – Esquema da galeria técnica junto aos pilares PL_29 e PL_33.....	90
Figura 6-16 – Esquema do sistema de fundações dos pilares PL_29 e PL_33.....	90
Figura 6-17 – Representação, em planta, da sapata do núcleo de elevadores e modelo de cálculo de armaduras de base.....	91
Figura 6-18 – Representação dos momentos fletores em lajes sujeitas a ações quase-permanentes.....	93

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Limites da composição e de recobrimento do betão de classe C25/30 (2).....	5
Tabela 2-2 – Categorias de utilização das diferentes zonas do edifício (6).....	7
Tabela 2-3 – Classes de importância para os edifícios (7).....	11
Tabela 2-4 – Coeficientes de importância (7).....	11
Tabela 2-5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro para ação do Tipo 2 (7).....	12
Tabela 2-6 – Variáveis consideradas na definição do espectro de cálculo.....	13
Tabela 2-7 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica verticais.....	14
Tabela 3-1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (7).....	21
Tabela 3-2 – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa, ao nível de cada piso.....	23
Tabela 3-3 – Valores da rigidez lateral e de torção, ao nível de cada piso.....	23
Tabela 3-4 – Valores do raio de giração, ao nível de cada piso.....	24
Tabela 3-5 – Valor básico do coeficiente de comportamento, $q_0$ , para sistemas regulares em altura (7).....	27
Tabela 3-6 – Características das paredes estruturais.....	27
Tabela 5-1 – Participação de massa, para os primeiros 5 modos de vibração.....	30
Tabela 5-2 – Valores da força de corte basal, para cada direção da ação sísmica.....	31
Tabela 5-3 – Valores das forças sísmicas horizontais, em cada piso, segundo cada direção.....	32
Tabela 5-4 – Valores dos momentos torsões calculados.....	32
Tabela 5-5 – Momento torsões para consideração dos efeitos da torção, aplicados em cada piso.....	32
Tabela 5-6 – Valores dos deslocamentos $d_e$ registados nos centros de rigidez ao nível de cada piso (em mm).....	33
Tabela 5-7 – Valores dos deslocamentos $d_s$ , para a ação sísmica de cálculo (em mm). ...	33
Tabela 5-8 – Valores de cálculo do deslocamento entre pisos (em mm). .....	34
Tabela 5-9 – Valores dos esforços P e V, ao nível de cada piso.....	35
Tabela 5-10 – Valores do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos.....	35
Tabela 6-1 – Classes de exposição (14).....	37
Tabela 6-2 – Valores de recobrimento mínimo, $c_{min}$ , para cada tipo de elemento estrutural.....	38
Tabela 6-3 – Valores de comprimento de amarração de referência calculados para cada tipo de varão.....	39
Tabela 6-4 – Valores de comprimento mínimo de amarração, para cada tipo de varão.....	40
Tabela 6-5 – Valores de comprimentos de amarração, para cada tipo de varão.....	40

Tabela 6-6 – Valores de comprimento de sobreposição, $l_0$ , e mínimo, $l_{0,min}$ , para cada tipo de varão.....	41
Tabela 6-7 – Valores admissíveis de armadura mínima e máxima em lajes .....	42
Tabela 6-8 – Valores do fator de ductilidade para cada direção.....	46
Tabela 6-9 – Características principais das vigas-exemplo .....	49
Tabela 6-10 – Armaduras calculadas e adotadas, para as 3 secções de estudo das vigas-exemplo .....	49
Tabela 6-11 – Valores máximos admissíveis para diâmetros longitudinais das vigas-exemplo .....	50
Tabela 6-12 – Armadura de laje contida na largura efetiva do banzo.....	51
Tabela 6-13 – Valores de momento resistente e de momento atuante nas vigas-exemplo	52
Tabela 6-14 – Valores de taxa de armadura longitudinal .....	52
Tabela 6-15 – Momentos resistentes concorrentes no nó inicial da viga-exemplo “(1)V_11.03” .....	53
Tabela 6-16 – Determinação dos valores de cálculo do esforço transversal atuante.....	54
Tabela 6-17 – Valores de esforço transversal máximo e esforço transversal sem armadura .....	55
Tabela 6-18 – Armaduras de esforço transversal pormenorizadas para as vigas-exemplo	55
Tabela 6-19 – Valores máximos de espaçamento longitudinal e transversal de armaduras de esforço transversal das vigas-exemplo .....	56
Tabela 6-20 – Espaçamento máximo entre armadura de esforço transversal em zonas críticas das vigas-exemplo.....	57
Tabela 6-21 – Valores das extensões das zonas críticas para as vigas-exemplo.....	57
Tabela 6-22 – Características principais dos pilares-exemplo.....	58
Tabela 6-23 – Valores do esforço normal reduzido para os pilares-exemplo, na situação de projeto sísmica.....	58
Tabela 6-24 – Valores de área de armadura máxima e mínima para os pilares-exemplo..	58
Tabela 6-25 – Valores de extensão de zona crítica ao nível de cada piso para os pilares-exemplo .....	59
Tabela 6-26 – Valor do fator de ductilidade em curvatura corrigido para zonas críticas de elementos sísmicos primários.....	60
Tabela 6-27 – Valores máximos de espaçamento de armaduras transversais nos pilares-exemplo .....	61
Tabela 6-28 – Armadura longitudinal adotada para os pilares-exemplo.....	63
Tabela 6-29 – Momentos resistentes de cálculo em X para os pilares-exemplo .....	63
Tabela 6-30 – Momentos resistentes de cálculo em Y para os pilares-exemplo .....	64
Tabela 6-31 – Valores de cálculo de esforço transversal atuante nos pilares-exemplo, nas duas direções .....	64

---

Tabela 6-32 – Esforço transverso máximo admissível nos pilares-exemplo .....	65
Tabela 6-33 – Esforço Transverso resistente sem armadura .....	65
Tabela 6-34 – Amadura de esforço transverso segundo X atribuída aos pilares-exemplo para zona crítica .....	66
Tabela 6-35 – Amadura de esforço transverso segundo Y atribuída aos pilares-exemplo para zona crítica .....	67
Tabela 6-36 – Valores de $\alpha$ e $\omega_{wd}$ para os pilares-exemplo .....	67
Tabela 6-37 – Aplicação do 2º membro da equação (6.43) para os pilares-exemplo.....	68
Tabela 6-38 – Amadura de esforço transverso segundo X atribuída aos pilares-exemplo para zona corrente.....	68
Tabela 6-39 – Amadura de esforço transverso segundo Y atribuída aos pilares-exemplo para zona corrente.....	69
Tabela 6-40 – Dimensões e valor do esforço axial dos pilares sísmicos secundários.....	70
Tabela 6-41 – Armadura de resistência à flexão calculada para os pilares sísmicos secundários .....	70
Tabela 6-42 – Valores de cálculo de esforço transverso atuante nos pilares sísmicos secundários .....	71
Tabela 6-43 – Dimensões das paredes dúcteis.....	72
Tabela 6-44 – Valores máximos das extensões confinadas dos elementos de extremidade das paredes dúcteis.....	73
Tabela 6-45 – Valores mínimos das extensões confinadas dos elementos de extremidade das paredes dúcteis.....	73
Tabela 6-46 – Valor de esforço normal reduzido para as paredes dúcteis, na situação de projeto sísmica.....	73
Tabela 6-47 – Valores de altura de zona crítica para as paredes dúcteis .....	74
Tabela 6-48 – Armadura de flexão adotada nas extremidades das paredes dúcteis .....	78
Tabela 6-49 – Armadura vertical adotada na alma das paredes dúcteis .....	78
Tabela 6-50 – Valores de $\alpha$ para os elementos de extremidade de paredes dúcteis .....	79
Tabela 6-51 – Valores de extensão última do betão confinado para os elementos de extremidade de paredes dúcteis.....	80
Tabela 6-52 – Valores da posição do eixo neutro para os elementos de extremidade de paredes dúcteis .....	81
Tabela 6-53 – Valores dos comprimentos de extremidade determinados pela equação (6.69) .....	81
Tabela 6-54 – Aplicação do 2º membro da equação (6.68) para os elementos de extremidade das paredes dúcteis.....	82
Tabela 6-55 – Aplicação do 2º membro da equação (6.68) para os elementos de extremidade das paredes dúcteis.....	82

Tabela 6-56 – Valores da envolvente de esforço transverso, valores resistentes máximos admissíveis e valores resistentes sem armadura .....	83
Tabela 6-57 – Armadura de Esforço Transverso adotada segundo X em paredes dúcteis	83
Tabela 6-58 – Armadura de Esforço Transverso adotada segundo Y em paredes dúcteis	83
Tabela 6-59 – Características da secção do núcleo mais fortemente solicitada .....	85
Tabela 6-60 – Esforço Transverso de cálculo determinado por SU.....	86
Tabela 6-61 – Pré-dimensionamento das sapatas-exemplo.....	88
Tabela 6-62 – Tensão transmitida ao terreno pelas sapatas-exemplo .....	88
Tabela 6-63 – Armaduras de flexão adotadas nas sapatas-exemplo.....	89
Tabela 6-64 – Distribuição de esforço axial segundo a direção Y da sapata do núcleo de elevadores .....	91
Tabela 6-65 – Armadura da sapata do núcleo de elevadores, segundo X.....	92
Tabela 6-66 – Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica de requisito de limitação de dano.....	96

## SÍMBOLOS E SIGLAS

### Alfabeto latino

Cl.	Cláusula
Porm.	Armadura pormenorizada
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão ( $t = 28$ dias)
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência
$E_s$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade
$T_{NCR}$	Período de retorno de referência da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
$P_{NCR}$	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
$a_{gR}$	Valor da aceleração máxima de referência
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
S	Coefficiente do solo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
q	Coefficiente de comportamento
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável i
$A_{Ed}$	Valor de cálculo de uma ação sísmica
$e_{oi}$	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i, perpendicular à direção de cálculo considerada
$r_i$	Raio de torção, na direção i
$K_\theta$	Rigidez de torção
$K_i$	Rigidez lateral na direção i
$l_s$	Raio de giração da massa do piso em planta
$CR_i$	Representa a coordenada do centro de rigidez, segundo o eixo i
$I_j$	Inércia do elemento n em torno do eixo j
$CM_i$	Representa a coordenada do centro de massa, segundo o eixo i
$M_{ai}$	Momento tissor de eixo vertical aplicado no piso i

---

$e_{ai}$	Excentricidade acidental da massa do piso $i$
$F_i$	Força horizontal atuando no piso $i$
$F_b$	Força de corte na base
$T_1$	Período de vibração fundamental
$m$	Massa total do edifício, acima da fundação
$d_s$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo, afetado pelo coeficiente de comportamento em deslocamento
$q_d$	Coeficiente de comportamento em deslocamento
$d_e$	Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
$P_{tot}$	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado
$V_{tot}$	Força de corte sísmica total
$d_r$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$\Delta C_{dev}$	Valor de aumento de recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução
$C_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$C_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Margem de segurança
$\Delta C_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta C_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$l_{b,rqd}$	Valor do comprimento de amarração de referência
$f_{bd}$	Tensão de rotura da aderência
$f_{ctd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ctk,0,05}$	Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima regulamentar
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima regulamentar
$s_{max,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões longitudinais em lajes
$M_{Ed}$	Momento fletor atuante de cálculo
$M_{Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo
$V_{Ed}$	Esforço transversal atuante de cálculo
$V_{Rd}$	Esforço transversal resistente de cálculo
$M_{Rc}$	Momento fletor resistente de pilar concorrente no nó
$M_{Rb}$	Momento fletor resistente de viga concorrente no nó
$l_{cr}$	Extensão da zona crítica

**Alfabeto grego**

$\epsilon_{uk}$	Valor característico da extensão à tensão máxima
$\gamma$	Valor médio da massa volúmica
$\gamma_I$	Coefficiente de importância
$\beta$	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
$\theta$	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente j
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável base
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo a uma ação variável i
$\Psi_0$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\Psi_2$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\emptyset$	Diâmetro do varão de aço
$\sigma_{sd}$	Valor de cálculo da tensão na secção do varão
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\alpha_{ct}$	Coefficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
$\rho_l$	Taxa de armadura longitudinal
$\mu_\phi$	Fator de ductilidade em curvatura
$\rho$	Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida
$\rho_w$	Taxa de armadura transversal
$\epsilon_{sy,d}$	Extensão de cálculo de cedência do aço
$v_d$	Esforço normal reduzido
$\omega_{wd}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

**Siglas**

REBAPE	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações de Edifícios e Pontes
CEN	Comité Europeu de Normalização
EN	<i>European Standard</i> (Norma Europeia)
EC0	Eurocódigo 0: NP EN 1990
EC1	Eurocódigo 1: NP EN 1991-1-1
EC2	Eurocódigo 2: NP EN 1992-1-1
EC7	Eurocódigo 7: NP EN 1997-1
EC8	Eurocódigo 8: NP EN 1998-1
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
DCM	Classe de Ductilidade Média
DCH	Classe de Ductilidade Alta

# **Capítulo 1 - Introdução**

## **1.1 Objetivos**

Pretendeu-se com o presente trabalho desenvolver um projeto de fundações e estrutura para um edifício destinado a Colégio, localizado em Ponta Delgada – Açores, utilizando os Eurocódigos estruturais.

Tendo como base as peças desenhadas, pertencentes ao Projeto Base de Arquitetura, começou-se por conceber uma estrutura e proceder ao pré-dimensionamento dos seus elementos constituintes. A posterior criação de um modelo de cálculo tridimensional permitiu estudar o seu comportamento elástico, analisando a influência dos diferentes carregamentos possíveis de atuarem na estrutura. Por fim, foi feito o dimensionamento de todos os elementos e correspondente armadura resistente relativamente à verificação dos Estados Limites Últimos e de Utilização procedendo à pormenorização de armaduras.

## **1.2 Organização do trabalho**

Este trabalho desenvolve-se em 8 capítulos. O primeiro, respeitante à introdução, aborda de forma sintetizada as condicionantes à elaboração do projeto de ordem arquitetónica e regulamentar. Em seguida, no segundo capítulo, descrevem-se as principais bases do projeto, nomeadamente o seu tempo de vida útil, os materiais definidos e as ações a que a estrutura estará submetida, abordando em particular, no terceiro capítulo, as características da ação sísmica, onde é feito o enquadramento da estrutura relativamente ao Eurocódigo 8. No quarto capítulo apresenta-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, feito através de formulações simplificadas, pelo que no quinto capítulo é referida a modelação da estrutura e desenvolvido o método de análise relativamente às ações, com especial enfoque à ação sísmica. Posteriormente, no capítulo 6 é apresentado todo o cálculo desenvolvido relativamente a dimensionamento estrutural. Por fim, o sétimo capítulo é constituído pelas conclusões finais, o oitavo pelas referências bibliográficas consultadas e o nono capítulo é composto por informação complementar, no que se refere nomeadamente a tabelas de cálculos justificativos e a peças desenhadas.

## **1.3 Enquadramento Regulamentar**

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAPE – DL n.º349-C/83) e o Regulamento de Segurança e Ações de Edifícios e Pontes (RSA – DL n.º235/83), ambos criados em 1983, constituem a regulamentação atualmente em vigor para a prática de desenvolvimento de projetos de estruturas em Portugal. O primeiro aborda

aspectos maioritariamente relacionados com o dimensionamento e pormenorização de elementos estruturais em betão armado e pré-esforçado, bem como alguns aspetos relativos ao seu processo construtivo. Por outro lado, o RSA destaca aspetos ligados à segurança estrutural e a combinação de ações.

Uma vez que Portugal é um país-membro do Comité Europeu de Normalização (CEN), deverão entrar em vigor, num futuro próximo, um conjunto de Normas Europeias (EN) destinadas ao projeto de estruturas, os Eurocódigos. A nível nacional, estas normas deverão ter aplicação obrigatória após publicação de legislação respetiva.

Estes, em comparação à atual regulamentação nacional, abordam com maior pormenor a caracterização da ação sísmica e a conseqüente determinação e pormenorização de armaduras. Por estes motivos, o presente trabalho será desenvolvido com base na aplicação dos seguintes Eurocódigos (relativos ao projeto de estruturas de betão armado):

- Eurocódigo 0 (EC0) – NP EN 1990 (2009) – Bases para o projeto de estruturas
- Eurocódigo 1 (EC1) – NP EN 1991 (2009) – Ações em estruturas
- Eurocódigo 2 (EC2) – NP EN 1992 (2010) – Projeto de estruturas de betão
- Eurocódigo 7 (EC7) – NP EN 1997 (2010) – Projeto geotécnico
- Eurocódigo 8 (EC8) – NP EN 1998 (2010) – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

#### 1.4 Descrição do Edifício

Para proceder à definição da solução estrutural é necessário, em primeiro lugar, interpretar e tomar conhecimento de todas as particularidades do projeto base de arquitetura, através da análise cuidada das peças desenhadas, com o intuito de se respeitar ao máximo esse mesmo projeto. Com base nesse princípio, deve-se idealizar uma estrutura o mais simples possível, que garanta a segurança dos utilizadores relativamente ao desenvolvimento de todo o tipo de ações que se considerem possíveis de ocorrer e que não incorra em incompatibilidades de projetos das diferentes especialidades.

Do projeto base fazem parte três edifícios, recintos de recreio e campos de jogos, sendo que o edifício principal do colégio será o objeto deste estudo. Este apresenta uma área de implantação de aproximadamente 520 m<sup>2</sup> (40 m x 13 m) e uma altura máxima de 12 m distribuída por 3 pisos.

O piso 0 tem uma área de 520 m<sup>2</sup> e é constituído por áreas administrativas (secretaria e diretoria), refeitório com uma lotação de cerca de 70 lugares, cozinha e respetiva despensa.

O piso 1 apresenta igualmente uma área de 520 m<sup>2</sup> ocupados por sala de professores/biblioteca, ginásio com palco, bastidores e balneários. A zona destinada a

ginásio apresenta um pé-direito superior ao do restante piso, fazendo com que a sua cobertura se sobressaia, cerca de 1,30 m, relativamente ao piso 2.

O piso 2 tem 310 m<sup>2</sup> dos quais 154 m<sup>2</sup> são de terraço (cobertura acessível). A restante área é ocupada por instalações sanitárias destinadas a alunos.

O acesso entre pisos é assegurado pelas escadas localizadas no canto norte da estrutura e também por dois elevadores colocados lado-a-lado ao centro do piso e a 4 m de distância das escadas.

### **1.5 Definição da Solução Estrutural**

Relativamente à estrutura em betão armado, a solução adotada é definida por pórticos viga-pilar que suportam pisos em laje maciça. As fundações são compostas por sapatas isoladas para cada elemento resistente vertical, ligadas por vigas de fundação.

Os elementos resistentes verticais são constituídos por 38 pilares, por uma parede isolada, e por duas caixas de elevador que constituem um núcleo de betão armado com configuração W (4,10 m x 2,20m). Nestes apoiam-se vigas com largura de 0,30 m ou 0,20 m, sendo que a primeira diz respeito a vigas que se apoiam em pilares e a segunda a vigas que se apoiam em paredes do núcleo. A altura varia consoante o vão a vencer, de acordo com as regras do pré-dimensionamento conforme se aborda em 3.2, ou por restrições de ordem arquitetónica. Assim, existem vigas de altura 0,50 m para vãos com 4 m, 0,80 m para vãos de 6 m ou 8 m, 1,20 m por questões de arquitetura e, por fim, 1,30 m para os vãos de 10,50 m existentes na cobertura da zona do ginásio.

## Capítulo 2 - Bases de projeto

No presente capítulo são apresentadas as características base que definem a estrutura, sendo elas o tempo de vida útil de projeto, os materiais escolhidos para os elementos resistentes e as ações a que o edifício estará sujeito.

### 2.1 Tempo de vida útil do projeto

Por forma a enquadrar a estrutura em estudo com a normalização europeia é necessário classificar o edifício relativamente ao seu tempo de vida útil de projeto. De acordo com a cl.2.3 do EC0 conclui-se que esta estrutura pertence à categoria S4, pelo que o tempo de vida útil de projeto respetivo é de 50 anos.

### 2.2 Materiais

Como já afirmado anteriormente, a estrutura resistente do edifício será composta por betão armado.

Ambos os materiais que o compõem devem garantir os requisitos que em seguida se apresentam.

#### 2.2.1 Betão

Betão C25/30 de cimento Portland de Calcário CEM II B – classificação de acordo com a norma NP EN 206-1:2005 (1), Especificação LNEC E 464-2007 (2) e norma NP EN 197-1 (3).

O tipo de betão escolhido confere as seguintes características principais:

- Valor característico da tensão de rotura à compressão ( $t = 28$  dias),  $f_{ck} = 25$  MPa;
- Valor médio da tensão de rotura à tração simples,  $f_{ctm} = 2,6$  MPa;
- Módulo de elasticidade secante,  $E_{cm} = 31$  GPa.

De acordo com o disposto na cl.5.4.1.1 do EC8, não se deve utilizar betão de classe inferior a C16/20 nos elementos sísmicos primários, pelo que se cumpre este requisito.

Dependendo das condições ambientais a que cada tipo de elemento estrutural estará sujeito, atribuem-se classes de exposição definidas de acordo com a norma NP EN 206-1:2005.

Assim, para elementos estruturais que se encontrem sujeitos a contacto prolongado com a água – elementos de fundação – atribui-se a classe de exposição XC2. Aos restantes elementos estruturais é atribuída a classe de exposição XC1, uma vez que se encontram em ambiente predominantemente seco.

Deste modo, de acordo com o disposto no Quadro 6 da Especificação LNEC E 464 – 2007, a mínima classe de resistência aplicável às classes de exposição XC1 e XC2 é, tal como escolhido, a C25/30. De acordo com o mesmo quadro, devem ser respeitadas as seguintes condições:

Tabela 2-1 – Limites da composição e de recobrimento do betão de classe C25/30 (2)

Classe de exposição	XC1	XC2
Recobrimento Mínimo Nominal (mm)	25	35
Máxima razão água / cimento	0,65	0,65
Mínima dosagem de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	260	260

### 2.2.2 Aço

Aço A400 NR – designação portuguesa conforme a Especificação LNEC E 449 - 2008 (4).

O tipo de aço escolhido confere as seguintes características principais:

- Valor característico da tensão de cedência,  $f_{yk} = 400$  MPa;
- Valor mínimo de  $k = \left( \frac{f_t}{f_y} \right)_k \geq 1,08$  ;
- Valor característico da extensão à tensão máxima,  $\epsilon_{uk} \geq 5,0$  %;
- Valor de cálculo do módulo de elasticidade,  $E_s = 200$  GPa;
- Valor médio da massa volúmica  $\gamma = 7850$  kg/m<sup>3</sup>.

De acordo com o disposto na cl.5.4.1.1 do EC8, excetuando os estribos fechados e os ganchos, apenas é permitido o uso de varões nervurados na armadura nas zonas críticas de elementos sísmicos primários. Acrescenta-se ainda, na cl. 5.3.2 da mesma norma, que nos elementos sísmicos primários deve utilizar-se aço da classe B ou C conforme o quadro C.1 do EC2. O aço escolhido é de ductilidade alta e corresponde à classe B do referido quadro.

### 2.3 Ações

As solicitações a que a estrutura estará submetida são, essencialmente, de dois tipos:

- Cargas Permanentes – Caracterizadas por um lado, pelo peso próprio da estrutura e, por outro, pelo peso dos restantes elementos não estruturais, como é o caso das paredes divisórias e dos revestimentos;

- Sobrecargas – Estimadas de acordo com o EC1 com base na utilização prevista do edifício, bem como nas diferentes características dos espaços que o compõem.

### 2.3.1 Cargas permanentes

A consideração do peso próprio da estrutura em betão armado é feita, de forma automática, pelo programa de cálculo, atribuindo-se a este material um peso específico aproximado de 25 kN/m<sup>3</sup>.

Relativamente ao peso próprio dos revestimentos, aplica-se um carregamento distribuído pelas lajes de piso no valor de 1,50 kN/m<sup>2</sup> e de 2,50 kN/m<sup>2</sup> nas coberturas, de acordo com as tabelas técnicas (5).

#### Paredes

Relativamente às paredes divisórias, estas foram divididas em paredes exteriores (de 0,30 m de espessura) e em paredes interiores (de 0,15 m de espessura). Considera-se que as paredes são compostas por alvenaria de bloco de betão que, de acordo com as tabelas técnicas (5) se estima terem um peso de 3,30 kN/m<sup>2</sup> para as primeiras e um peso de 2,10 kN/m<sup>2</sup> para as segundas.

A aplicação do peso das paredes é feito de acordo com a posição que apresentam no projeto de arquitetura. Deste modo, são aplicados no modelo de cálculo automático, carregamentos uniformemente distribuídos ao longo das vigas que suportam paredes e cujo valor resulta da seguinte equação:

$$Q = PP_{\text{parede}} \times k_a \times h \quad [\text{kN/m}] \quad (2.1)$$

Em que:

$PP_{\text{parede}}$	Valor do peso da parede (2,10 kN/m <sup>2</sup> – interior ou 3,30 kN/m <sup>2</sup> – exterior);
$k_a$	Coefficiente que considera uma redução da área das paredes em função de eventuais aberturas que esta possa apresentar (0,80 – interior ou 0,60 – exterior)
$h$	Altura da parede.

Relativamente às lajes, estas também estão sujeitas ao peso próprio de paredes interiores, pelo que se considera um carregamento distribuído por toda a laje que obedece à equação (2.2):

$$Q = 2,10 \times 0,80 \times h \times k_d \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.2)$$

Em que:

$k_d$	Coefficiente de distribuição do carregamento linear por todo o pavimento. Toma o valor de 0,30.
-------	---

O palco existente na zona do ginásio é também considerado como carga permanente. No capítulo 6.1.3 é feito o seu dimensionamento, pelo que daí se retira o seu

peso próprio. Posteriormente esse peso é dividido pela área de piso que ocupa no ginásio, resultando num carregamento distribuído que é incluído no modelo de cálculo automático.

### 2.3.2 Sobrecargas

De acordo com o disposto na secção n.º 6 do EC1, as sobrecargas que se definem em seguida são resultantes da ocupação dos edifícios incluindo a utilização pelas pessoas, o mobiliário ou outros objetos móveis e eventos raros previsíveis, como é o caso de concentrações de pessoas.

Por forma a determinar o valor característico das sobrecargas de projeto, é necessário fazer a distinção das zonas do edifício de acordo com as suas utilizações específicas. As classificações são atribuídas de acordo com o Quadro 6.1 do EC1 e os valores característicos das ações são definidos no Quadro NA – 6.2 do Anexo Nacional do EC1. Apresentam-se na Tabela 2-2 as categorias e respetivos valores atribuídos ao edifício em estudo:

Tabela 2-2 – Categorias de utilização das diferentes zonas do edifício (6)

Utilização	Categoria	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Coberturas Acessíveis	I (B)	3,0	0,7	0,5	0,3
Coberturas Não Acessíveis	H	0,4	0	0	0
Escadas	-	3,0	0,7	0,5	0,3
Ginásio	C4	5,0	0,7	0,7	0,6
Restante	B	3,0	0,7	0,5	0,3

Na anterior tabela são também apresentados os valores dos coeficientes  $\Psi$  relativos a cada categoria de utilização. Estes coeficientes são utilizados na combinação de ações, que se desenvolve também no presente capítulo.

### 2.3.3 Ação sísmica

O EC8, norma que define a ação sísmica, aplica-se ao projeto e à construção de edifícios em regiões sísmicas, como é o caso do Arquipélago dos Açores, zona de implantação do edifício em estudo. Pretende-se com esta aplicação assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

Para isso, é necessário que as estruturas sejam projetadas de forma a satisfazerem, com grau adequado de fiabilidade, os seguintes requisitos fundamentais:

- Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último): é cumprido através da definição da ação sísmica de cálculo, conforme o disposto na secção 3 do EC8 e projetando a estrutura de forma a resistir a essa mesma ação sem colapso local ou global, mantendo a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A ação sísmica de cálculo é expressa a partir de:
  - Ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência,  $P_{NCR}$  de 10% em 50 anos ou a um período de retorno de referência  $T_{NCR} = 475$  anos;
  - Do coeficiente de importância  $\gamma_i$ , que tem em conta a diferenciação da fiabilidade.
- Requisito de limitação de dano (Estado Limite de Utilização): é cumprido através da garantia de não ocorrência de danos ou de limitações de utilização perante uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja superior à da ação sísmica de cálculo. A ação sísmica a considerar neste requisito tem uma probabilidade de excedência,  $P_{DLR}$ , de 10% em 10 anos e um período de retorno,  $T_{DLR}$ , de 95 anos. Em alternativa, a ação sísmica para o requisito de limitação de dano pode também ser definida através da aplicação de um coeficiente de redução à ação sísmica de cálculo, cujo valor definido no Anexo Nacional é de 0,40 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e 0,55 para a Ação Sísmica do Tipo 2.

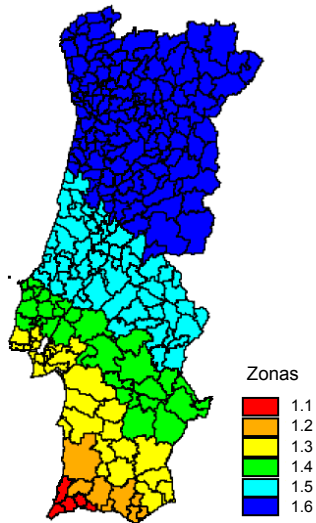
#### Tipos de ações sísmicas

Em Portugal, justifica-se a consideração dos dois tipos de ação sísmica previstos pelo EC8 com o facto de decorrerem dois cenários de geração de sismos. O primeiro, e associado à Ação Sísmica Tipo 1, decorre da sismicidade interplacas, cujo epicentro se localiza na região atlântica e por isso é denominado como sismo “afastado” no Anexo Nacional do EC8 (cl.NA.4.2b)). A Ação Sísmica Tipo 2 está associada à sismicidade intraplaca, cujo epicentro se localiza em território continental ou no Arquipélago dos Açores, e que por isso se denomina de sismo “próximo”.

O Anexo Nacional prevê também que estes dois tipos de ações sejam considerados no projeto de estruturas a implantar em território continental. Para as estruturas localizadas no Arquipélago da Madeira, apenas é necessário considerar a Ação Sísmica Tipo 1, enquanto no Arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a Ação Sísmica Tipo 2.

A variável básica para a quantificação da ação sísmica é o valor de referência da aceleração máxima,  $a_{gR}$ , escolhido pelas autoridades nacionais para cada zona sísmica, e que corresponde ao período de retorno de referência,  $T_{NCR}$ , da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso.

Ação Sísmica Tipo 1



Ação Sísmica Tipo 2

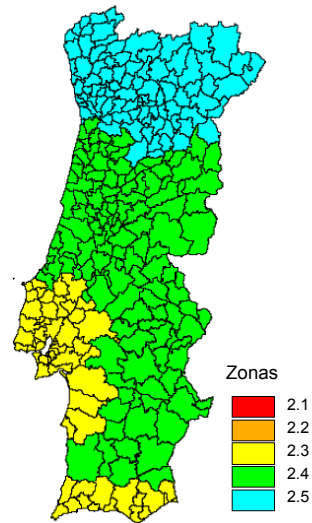
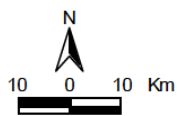


Figura 2-1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (7)

Ação Sísmica Tipo 1

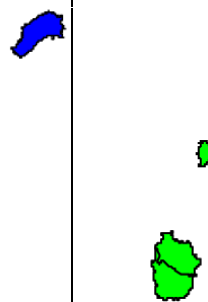
Arquipélago da Madeira



Ação Sísmica Tipo 2

Arquipélago dos Açores

Grupo Ocidental



Grupo Oriental



Grupo Central

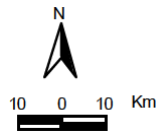
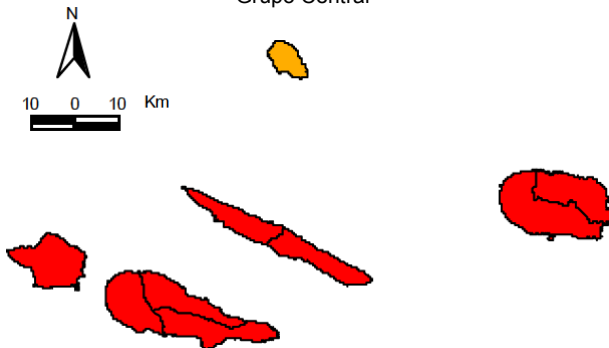


Figura 2-2 – Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira e dos Açores (7)

O território nacional é, de acordo com o Anexo Nacional do EC8, dividido por zonas sísmicas, pelo que são considerados valores da aceleração máxima de referência para as várias zonas e para os dois tipos de ação sísmica, conforme se representa na Figura 2-1 (para Portugal Continental) e na Figura 2-2 (para Açores e Madeira).

No âmbito do EC8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é separado em duas grandezas: deslocamento horizontal e deslocamento vertical, em que ambas são representadas por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. A fim de evitar uma análise estrutural elástica não explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos, é tida em conta efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido ao da resposta elástica, designado como “espectro de cálculo”. Esta redução é realizada através da introdução do coeficiente de comportamento,  $q$ , associado à estrutura.

É definido um espectro de cálculo para cada um dos tipos de ação sísmica, sendo que, no caso do edifício em estudo, apenas é criado o espectro de resposta elástica para ação sísmica Tipo 2, uma vez que se localiza em Ponta Delgada – Arquipélago dos Açores (zona 2.1 com  $a_{gR} = 2,5 \text{ m/s}^2$ ).

#### Componente horizontal da ação sísmica

O espectro de cálculo para a componente horizontal da ação sísmica, com um amortecimento viscoso de 5% é definido, de acordo com o disposto na cl.3.2.2.5 do EC8, a partir das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.6)$$

Em que:

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

$\gamma_I$  Coeficiente de importância;

$S$  Coeficiente do solo;

$T$  Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
$S_d(T)$	Espectro de cálculo;
$q$	Coefficiente de comportamento;
$\beta$	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Toma o valor recomendado de 0,2.

#### Coefficiente de importância, $\gamma_I$

O coefficiente de importância depende diretamente da classificação do edifício. De acordo com a cl.4.2.5, os edifícios são classificados da seguinte forma:

Tabela 2-3 – Classes de importância para os edifícios (7)

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

Uma vez que o edifício em estudo é destinado a colégio, este detém Classe de Importância III.

Em Portugal, os coefficientes de importância a adotar são indicados no Anexo Nacional, e dependem diretamente da classe de importância do edifício.

Tabela 2-4 – Coefficientes de importância (7)

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Analisando a Tabela 2-4 verifica-se que o coefficiente de importância,  $\gamma_I$ , assume o valor de 1,15 para estruturas de Classe III e localizadas nos Açores. Desta forma, o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A,  $a_g$ , é de 2,875 m/s<sup>2</sup>.

Coeficiente do solo, S

Em Portugal, o valor do parâmetro S é determinado através da seguinte condição:

$$\begin{aligned} a_g \leq 1\text{m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\ 1\text{m/s}^2 < a_g < 4\text{m/s}^2 & \longrightarrow S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \\ a_g > 4\text{m/s}^2 & \quad S = 1,0 \end{aligned} \quad (2.7)$$

Sendo que o parâmetro S e os restantes parâmetros definidores do espectro de cálculo dependem diretamente do tipo de terreno, conforme se apresenta na Tabela 2-5 que corresponde ao disposto no quadro NA-3.3 do EC8.

Tabela 2-5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro para ação do Tipo 2 (7)

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,00	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,60	0,1	0,25	2,0
D	2,00	0,1	0,3	2,0
E	1,80	0,1	0,25	2,0

Relativamente às condições do terreno de fundação, são descritos na cl.3.1.2 do EC8, 7 perfis estratigráficos tipo. Deve garantir-se a realização de estudos de caracterização geotécnica a fim de proceder à classificação do terreno de acordo com os perfis-tipo disponibilizados na norma.

Na cl.NA.4.2 são apresentadas informações específicas relativamente à correspondência entre perfis de terreno dos Açores, uma vez que os 5 perfis-tipo disponibilizados na norma diferem consideravelmente das características existentes no Arquipélago dos Açores.

Assim, com base em registos disponíveis no Laboratório Regional de Engenharia Civil, foram analisados 1108 registos de estudos geológicos e geotécnicos realizados nas diferentes ilhas do Arquipélago dos Açores, dos quais se identificaram 5 perfis geológicos tipo que se relacionam com as tipologias de terreno definidas na norma.

O perfil 5, descrito no Anexo Nacional, vai ao encontro das características do terreno de fundação do edifício em estudo, pelo que, atendendo ao disposto no Quadro NA.XI do mesmo anexo, corresponde a um terreno do tipo C.

$$\text{Assim, aplicando (2.7), tem-se: } S = 1,60 - \frac{1,60 - 1}{3} \times (2,875 - 1) = 1,23$$

Por fim, e para que seja possível proceder ao traçado do espectro de cálculo, falta definir o valor do coeficiente de comportamento, q. A determinação desse coeficiente é

amplamente abordada no capítulo seguinte, pelo que agora apenas se refere o seu valor: 1,6.

Na Tabela 2-6 apresenta-se o resumo das variáveis consideradas na definição do espectro de cálculo, que por sua vez se apresenta na Figura 2-3. Uma listagem dos valores que compõem o espectro e a sua representação em maior formato são apresentados no anexo 5.

Tabela 2-6 – Variáveis consideradas na definição do espectro de cálculo

Ação Sísmica	Tipo 2
Zona	2.1
Classe de Importância	III
$\gamma_I$	1,15
$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	2,50
$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	2,875
$T_B$ (s)*	0,10
$T_C$ (s)*	0,25
$T_D$ (s)*	2,00
S	1,23
q	1,60
$\beta$	0,2

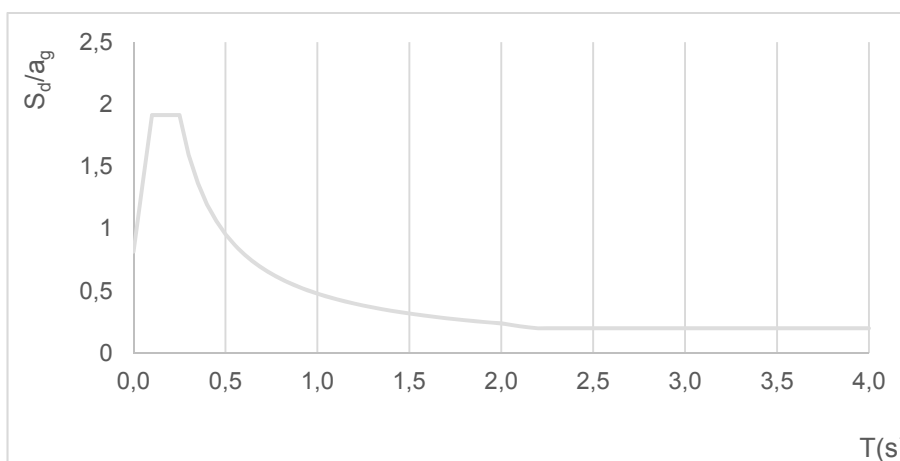


Figura 2-3 – Espectro de cálculo (componente horizontal) para o edifício em estudo

#### Componente vertical da ação sísmica

De acordo com o disposto na cl.4.3.3.5.2 do EC8, se  $a_{vg}$  for superior a 0,25 g (2,5 m/s<sup>2</sup>) deve-se considerar o efeito da componente vertical da ação sísmica em:

\* Os valores de  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  são definidos pelo Quadro NA-3.3 do Anexo Nacional.

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

Em Portugal, os parâmetros que definem os espectros de resposta elástica verticais são definidos no quadro NA-3.4 do Anexo Nacional, conforme se apresenta na Tabela 2-7.

Tabela 2-7 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica verticais

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

Deste modo, o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical,  $a_{vg}$ , é dado por:  $a_{vg}/a_g=0,95(=)a_{vg}=0,95 \times 2,875=2,731 \text{ m/s}^2$ .

Uma vez que o valor de  $a_{vg}$  é superior a  $2,5 \text{ m/s}^2$  e que na estrutura em estudo existem vigas que suportam pilares, concluir-se-ia, à partida, que seria necessária a consideração da componente vertical da ação sísmica. Todavia, assume-se desprezável o seu efeito, dado que as vigas em questão têm vãos curtos (5 metros) e toda a estrutura é em betão armado, pelo que a sua rigidez é elevada, juntando-se a este argumento o facto de as vigas em questão terem uma altura de 0,80 m.

## 2.4 Combinações de ações

As combinações de ações consideradas na análise da estrutura em estudo são, conforme disposto no EC0, definidas por:

- Estados Limites Últimos
  - Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i > 1 \quad (2.8)$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.9)$$

- Estados Limites de Utilização
  - Combinação quase-permanente:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.10)$$

- Combinação característica:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.11)$$

Em que:

- $\gamma_{G,j}$  Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente j;
- $\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial relativo à ação variável base;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável base;
- $\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial relativo a uma ação variável i;
- $Q_{k,i}$  Valor característico de uma ação variável i;
- $A_{Ed}$  Valor de cálculo de uma ação sísmica;
- $\Psi_0$  Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $\Psi_2$  Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

## Capítulo 3 - Pré-dimensionamento

A todos os elementos estruturais se atribuem, numa primeira fase, dimensões que irão definir as suas características mecânicas: espessura de lajes, altura de vigas e dimensões em planta de pilares e sapatas. As regras de pré-dimensionamento a seguir apresentadas têm como base as características da estrutura já estudadas anteriormente (comprimento de vãos, carregamentos atuantes, etc.).

### 3.1 Lajes

Tal como referido anteriormente, os pisos do edifício em estudo serão compostos por lajes maciças vigadas, divididas de forma bastante regular, em painéis sempre apoiados em todos os bordos, salvo algumas exceções.

Uma vez que a relação entre vãos das lajes é, na grande maioria dos casos, compreendida entre 0,5 e 2,0, as lajes apresentam momentos fletores significativos segundo as duas direções pelo que se considera a necessidade de serem armadas nas duas direções (11). Assim, de forma a determinar-se uma espessura mínima que, por um lado, confira rigidez de piso e que, por outro, promova um bom comportamento relativamente à fendilhação e à deformação, aplica-se a seguinte equação:

$$h \approx \frac{L}{30 \text{ a } 35} \quad (3.1)$$

Em que:

- h      Espessura total da laje;
- L      Vão equivalente da laje,

Considerando, na situação mais desfavorável, um vão equivalente de 6 m, obtém-se uma espessura de 0,20 m, e que se revela compatível com a arquitetura do projeto base.

No caso das lajes de escadas, a relação entre vãos encontra-se fora do intervalo entre 0,5 e 2,0, pelo que se recorre à equação (3.2):

$$h \approx \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad (3.2)$$

Em seguida apresenta-se o modelo de cálculo para o vão mais desfavorável (Figura 3-1), que diz respeito ao segundo lanço de escadas, que se inicia a meio do primeiro patim e que termina na laje do piso 1 (ver Figura 3-2).

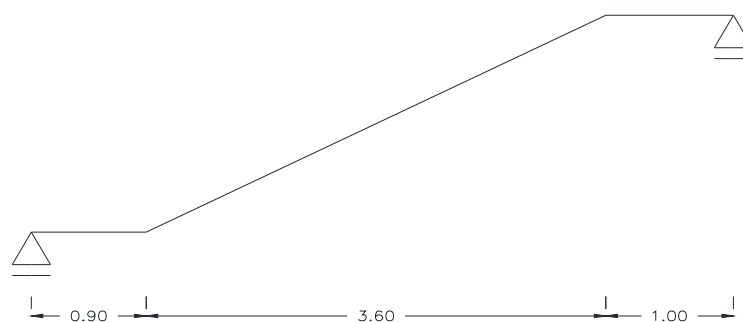


Figura 3-1 – Modelo de cálculo para o vão mais desfavorável da laje de escadas

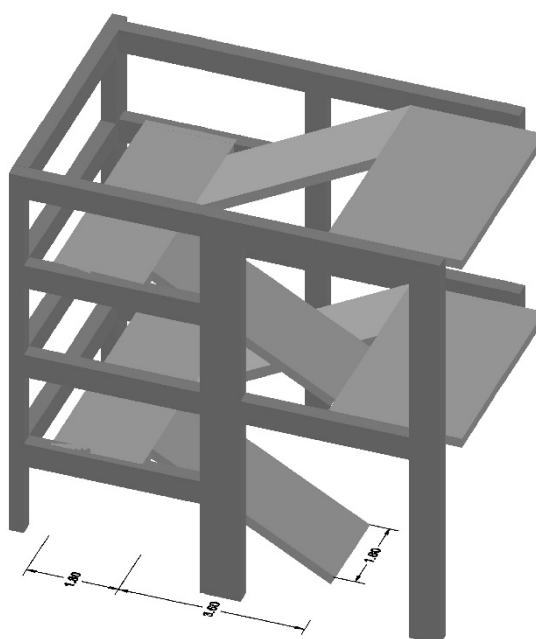


Figura 3-2 – Esquema tridimensional da laje de escadas

De acordo com o comprimento para a situação mais desfavorável, 5,5 m, e aplicando (3.2), determinou-se que também a laje de escadas deve ter uma espessura de 0,20 m.

### 3.2 Vigas

Tendo por base a largura das vigas ( $b = 0,30$  m) definida pela arquitetura, basta apenas definir qual a altura de cada viga. Esse valor será determinado através do comprimento do vão,  $L$ , que cada viga tem de vencer bem como o tipo de apoio que lhe é atribuído (viga em consola ou bi-apoiada). Apresentam-se as expressões para cada um dos casos, respetivamente.

$$h = L/6a10 \quad (3.3)$$

$$h = L/10a12 \quad (3.4)$$

Das anteriores equações resultam 3 secções a atribuir a vigas:

- 0,30 x 0,50 m<sup>2</sup> – para vãos com 4 m e 5 m;
- 0,30 x 0,80 m<sup>2</sup> – para vãos com 6 e 8 m ou vigas que suportam pilares;
- 0,30 x 1,30 m<sup>2</sup> – para vãos com 10,50 m.

Foram ainda criados outros dois tipos de secção, cujas dimensões foram impostas pela arquitetura:

- 0,20 x (0,80 / 0,50) m<sup>2</sup> – vigas que se apoiam em paredes com espessura de 0,20 m e que vencem vãos de 6 m / inferiores a 5 m;
- 0,30 x 1,20 m<sup>2</sup> – viga que faz ligação de duas lajes a cotas diferentes.

### 3.3 Pilares

Após definidas as dimensões das lajes e vigas, é possível ter uma estimativa do carregamento a que cada pilar estará sujeito, uma vez que se procede a uma distribuição de esforços através de áreas de influência de cada elemento (método simplificado). Tendo como balizamento o esforço normal reduzido<sup>†</sup> que, segundo o EC8 não deve ser superior a 0,65 nem inferior a 0,10, atribuem-se dimensões aos pilares que não difiram muito daquelas apresentadas na arquitetura e/ou que não causem incompatibilidade de projetos.

### 3.4 Sapatas

O pré-dimensionamento das sapatas isoladas é um processo iterativo, onde são arbitradas dimensões à sapata. Pretende-se que, por um lado, estas tenham o menor tamanho possível, por forma a não incorrer em sobredimensionamento do elemento, por outro, que tenham o tamanho suficiente para que o conjunto de esforços (carregamento axial proveniente do pilar + peso-próprio da sapata) não provoque uma tensão no solo superior ao seu valor admissível, que se considera de 200 kPa (valor que se admite com base nas características do solo de fundação).

Assim, com base no que foi afirmado anteriormente, tem-se que:

$$A_{\min} \geq N_{\text{pilar}} / \sigma_{\text{adm}} \quad (3.5)$$

No Anexo 6 serão apresentadas as dimensões finais atribuídas às sapatas.

<sup>†</sup> NP EN 1998-1:2010 cl.5.1.2 (pilar): esforço normal reduzido,  $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$

## Capítulo 4 - Conceção, regularidade e tipologia estrutural

### 4.1 Princípios básicos de conceção estrutural

No presente capítulo são apresentados diversos aspetos a ter em consideração aquando da fase de projeto e de conceção de estruturas resistentes a sismos. Tendo como base a regulamentação europeia, estes aspetos assentam sobretudo em critérios e requisitos que limitam o modo de comportamento das estruturas quando sujeitas a acelerações na base devidas à ação sísmica, por forma a impedir que se formem modos de rotura do tipo frágil e que coloquem em causa a integridade do edifício.

#### Simplicidade, uniformidade, simetria e redundância

A adoção de sistemas simples, tanto ao nível da modelação, como ao nível do dimensionamento e consequente pormenorização, facilita a previsibilidade no comportamento da estrutura. A simplicidade destes sistemas permite assim ter uma noção mais realista do comportamento da estrutura, em caso de ocorrência de sismo.

Por um lado, a simplicidade estrutural é conseguida através da distribuição em planta da capacidade resistente da estrutura, o mais uniformemente possível. Deste modo, os elementos estruturais deverão permitir transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas pelo edifício. Uma das soluções pode passar pela delimitação da estrutura em subsistemas resistentes através de juntas sísmicas.

Por outro lado, a distribuição também deve ser feita em altura, de modo a que não haja solicitações de ductilidade ou de tensão concentradas.

A simplicidade e a uniformidade são facilmente garantidas através da disposição simétrica dos elementos estruturais que, por sua vez, promove redundância e redistribuição mais favorável dos esforços e de dissipação de energia pelo sistema estrutural.

#### Resistência e rigidez

Os elementos estruturais deverão ser dispostos numa malha ortogonal, de maneira a resistir ao movimento sísmico horizontal bidirecional através de resistência e rigidez nas duas direções principais. Este fator contribui também para a limitação de deslocamentos excessivos que podem, por um lado, provocar instabilidade devidas a efeitos de segunda ordem ou, por outro, levar a danos excessivos.

Existe também o fenómeno da torção, que deve ser contrariado através da disposição dos elementos principais de contraventamento ao longo da periferia da estrutura. São, assim, conferidas uma resistência e uma rigidez adequadas para a limitação dos

movimentos característicos da torção, que por sua vez provocam solicitações não uniformes da estrutura.

#### Diafragmas ao nível dos pisos

As lajes de piso, incluindo a cobertura, devem garantir resistência suficiente para promover a distribuição uniforme dos esforços pelos elementos estruturais verticais que a elas se ligam, atuando assim como diafragmas. Devem também ser solidárias com aqueles elementos estruturais, promovendo ligações eficazes especialmente nos casos em que os elementos não estão distribuídos de forma uniforme.

#### Tipos de fundações

Os sistemas de fundação adotados devem conferir uma ligação à superestrutura que assegure uma distribuição das acelerações, provenientes da ação sísmica, uniforme por todo o edifício.

É sugerida a adoção de sistemas que distribuam horizontalmente os carregamentos ao nível das fundações, através de lajes ou de vigas. As lajes ou vigas de fundação devem, de acordo com o disposto na cl. 5.4.1.2 da parte 5 do EC8 (8), resistir a um esforço normal, tanto de compressão como de tração, cuja determinação de intensidade depende do tipo de terreno presente. Refere-se também, na mesma cláusula, que as vigas ou laje de fundação devem encontrar-se a uma distância inferior a 1,0 m, relativamente à face inferior de sapatas ou de maciços de encabeçamento de estacas.

#### Elementos sísmicos primários e secundários

Um elemento estrutural pode ser definido como secundário quando se pretenda que a sua rigidez e resistência não integrem a capacidade total do sistema estrutural, relativamente à ação sísmica. Todavia, estes elementos e as suas ligações devem garantir resistência às solicitações gravíticas quando sujeitos a um deslocamento equivalente ao provocado pela ação sísmica, sendo dimensionados e pormenorizados para tal, respeitando as regras presentes no EC2, no caso de estruturas em betão.

A escolha de elementos secundários é limitada. Não é possível definir como secundário um número de elementos cuja totalidade represente uma rigidez lateral superior a 15% do total dos elementos sísmicos primários.

Todos os elementos que não sejam considerados como secundários são automaticamente definidos como primários.

## 4.2 Critérios de regularidade estrutural

À luz da regulamentação, as estruturas de edifícios resistentes aos sismos são classificadas de regulares ou não regulares. Dependendo dessa classificação, os diferentes aspetos do projeto sísmico são balizados, conforme se apresenta na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (7)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

### Regularidade em planta

Um edifício é classificado como regular em planta quando respeita os seguintes requisitos:

- A distribuição de massa e de rigidez é aproximadamente simétrica, em planta, em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta é compacta. A existência de reentrâncias é admitida nos casos em que os recuos não afetem a rigidez do piso, no plano. A área definida entre a linha poligonal convexa que envolve o piso e o contorno do piso não pode ser superior a 5% da área do piso;
- Os pisos têm rigidez suficiente para garantir o efeito de diafragma. Essa rigidez deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição dos esforços.
- O edifício deverá ter uma esbelteza em planta não superior a 4, calculada por:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \quad (4.1)$$

Em que:

$L_{\max}$  e  $L_{\min}$  Maior e menor dimensão, em planta, do edifício, respetivamente, medidas em direções ortogonais.

- São verificadas as seguintes condições, em cada nível e para cada direção, relativamente à excentricidade estrutural,  $e_0$ , e ao raio de torção,  $r$ :

$$e_{0i} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (4.2)$$

$$r_i \geq I_s \quad (4.3)$$

$e_{oi}$  Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $i$ , perpendicular à direção de cálculo considerada;

$$r_i = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_j}} \quad (4.4)$$

Raio de torção na direção  $i$ ;

$K_\theta$  Rigidez de torção;

$K_i$  Rigidez lateral na direção  $i$ ;

$$I_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} \quad (4.5)$$

Raio de giração da massa do piso em planta. Fórmula aplicável apenas a pisos com configuração retangular.

$L_x$  e  $L_y$  Dimensões, em planta, do piso.

O edifício em estudo apresenta uma planta compacta, mas de rigidez deficientemente distribuída, uma vez que a caixa de elevador se encontra ao centro do piso, promovendo um movimento de rotação da estrutura sobre si mesma. Aplicando (4.1), tem-se, para o edifício em estudo, que:  $\lambda = \frac{40,0}{13,0} = 3,08 < 4$ , pelo que cumpre o requisito relativo à esbelteza.

Relativamente aos centros de rigidez e de massa, a sua determinação é, de acordo com (9) e (10), definida por:

- Centro de Rigidez:

$$CR_i = \frac{\sum_n I_j \cdot coord_i}{\sum_n I_j}, \quad i = x, y \text{ e } n = n.^\circ \text{ elementos} \quad (4.6)$$

Em que:

$CR_i$  Representa a coordenada do centro de rigidez, segundo o eixo  $i$ ;

$I_j$  Inércia do elemento  $n$  em torno do eixo  $j$ ;

$coord_i$  Coordenada do elemento  $n$ , segundo o eixo  $i$ .

- Centro de Massa:

$$CM_i = \frac{\sum_n P \cdot coord_i}{\sum_n P}, \quad i = x, y \text{ e } n = n.^\circ \text{ elementos} \quad (4.7)$$

Em que:

$CM_i$  Representa a coordenada do centro de massa, segundo o eixo  $i$ ;

$P$  Peso do elemento  $n$ .

Aplicando (4.6) e (4.7) obtêm-se as coordenadas dos centros de rigidez e de massa, ao nível de cada piso, presentes na Tabela 4-2, onde também se apresentam as distâncias entre eles, segundo cada eixo. O sistema de eixos adotado tem centro coincidente com o centro do elemento PL\_01.

Tabela 4-2 – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa, ao nível de cada piso

Piso	Centro de Rigidez		Centro de Massa		e <sub>ox</sub> (m)	e <sub>oy</sub> (m)
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		
1	7,10	13,51	6,46	18,87	0,64	5,36
2	7,12	13,44	6,42	18,77	0,70	5,33
Cob.	7,12	12,45	6,91	6,67	0,21	5,78

A rigidez lateral, segundo cada direção, e a rigidez de torção são dadas, de acordo com (9) e (10), por:

$$K_x = \sum_n I_x \quad (4.8)$$

$$K_y = \sum_n I_y \quad (4.9)$$

$$K_\theta = \sum_n (\text{coord}_x - CR_x)^2 \cdot I_x + (\text{coord}_y - CR_y)^2 \cdot I_y \quad (4.10)$$

Em que:

$K_i$  Rigidez lateral do piso, na direção  $i$ ;

$K_\theta$  Rigidez de torção do piso;

Aplicando (4.8), (4.9) e (4.10) determinam-se os valores da rigidez lateral, em ambas as direções, e da rigidez de torção, que se apresentam na Tabela 4-3. Aplicando (4.4) obtêm-se os valores dos raios de torção, que se apresentam na mesma tabela.

Tabela 4-3 – Valores da rigidez lateral e de torção, ao nível de cada piso

Piso	Rigidez Lateral		Rigidez de Torção	Raio de Torção	
	K <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	K <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	K <sub>θ</sub> (m <sup>6</sup> )	r <sub>x</sub> (m)	r <sub>y</sub> (m)
1	1,00	4,41	35,57	2,84	12,18
2	1,00	4,41	35,65	2,84	12,18
Cob.	0,93	4,38	16,84	1,96	5,11

Os valores do raio de giração da massa do piso em planta, de acordo com (4.5), resultam no disposto na Tabela 4-4.

Tabela 4-4 – Valores do raio de giração, ao nível de cada piso

Piso	$I_s$ (m <sup>4</sup> )
1	12,14
2	12,14
Cob.	5,11

Por fim, procede-se à verificação da condição imposta pelas equações (4.2) e (4.3). Consta-se, para a primeira, que as distâncias entre centro de rigidez e centro de massa são, em todos os pisos e para as duas direções, inferiores a 30% dos correspondentes valores de raio de torção. Relativamente à segunda condição, nem todos os raios de torção têm valor superior ao raio de giração do piso correspondente. Conclui-se assim que a estrutura é irregular em planta.

#### Regularidade em altura

Um edifício é classificado como regular em altura quando respeita os seguintes requisitos:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- A rigidez às ações laterais e a massa do piso mantêm-se constantes ou com uma redução gradual ao longo de toda a altura do edifício, sem alterações bruscas;
- No caso de estruturas porticadas, a diferença entre resistência real do piso e resistência de cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos.

Relativamente a recuos de pisos em altura, estes devem respeitar os seguintes requisitos:

- Recuos que se repetem ao longo da altura do edifício, apresentando simetria axial, não deverão corresponder a mais do que 20% da dimensão em planta do piso inferior, na mesma direção do recuo;
- Recuos únicos, localizados a uma altura correspondente a menos do que 15% da altura total do edifício, não deverão ser superiores a 50% da dimensão em planta do piso inferior. Perante um recuo deste género, a estrutura da zona inferior, situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores, deverá ser projetada de forma a garantir a resistência a mais de 75% da força horizontal que atuaria num edifício semelhante, sem alargamento da base;
- Um recuo não simétrico não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do piso inferior;

- A soma dos lados de recuos não simétricos, em todos os pisos, não deve corresponder a mais de 30% da dimensão do piso imediatamente acima do nível de fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

O edifício em estudo apresenta um recuo único, não simétrico, localizado a uma altura de aproximadamente 60% da altura total do edifício. Uma vez que este recuo provoca uma diminuição da planta do piso de aproximadamente 30% relativamente ao piso abaixo, conclui-se que o edifício é irregular em altura.

Nota: Uma vez que o edifício em estudo não é regular em altura, os valores reduzidos do coeficiente de comportamento são obtidos dos valores de referência multiplicados por 0,8.

### **4.3 Classe de ductilidade, tipo de estrutura e coeficiente de comportamento**

#### Classe de ductilidade

A estrutura de um edifício resistente aos sismos deve ser projetada tendo em consideração uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem redução substancial da sua capacidade resistente. Para isso, é necessário privilegiar os modos dúcteis de rotura, relativamente aos modos de rotura do tipo frágil.

A regulamentação prevê a existência de 3 tipos de classes de ductilidade: DCL (ductilidade baixa), DCM (ductilidade média) e DCH (ductilidade alta). A primeira diz respeito a edifícios para os quais não se preveja a existência de capacidade de dissipação histerética de energia e, por isso, é apenas recomendada para zonas de baixa sismicidade e devem ser projetados aplicando apenas as regras impostas pelo EC2. Relativamente às outras duas classes, em ambas se considera o cumprimento de todos os requisitos impostos pelo EC8, sendo que os requisitos impostos a estruturas de classe DCH são mais exigentes.

Por forma a conferir capacidade de dissipação de energia através de modos de rotura dúcteis admite-se, para a estrutura em estudo, uma classe de ductilidade média. Por um lado, a baixa ductilidade não poderia ser hipótese em zonas de maior sismicidade, como é o caso dos Açores. Por outro lado, a classe de ductilidade alta é extremamente exigente, o que potencia a complexidade do projeto e, conseqüentemente, a uma exigência maior ao nível do controlo de execução.

#### Tipo de estrutura

Os edifícios de betão, dependendo da sua morfologia e das características estudadas no ponto anterior, são classificados num dos seguintes tipos:

- Sistema porticado;

- Sistema misto;
- Sistema de paredes dúcteis;
- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- Sistema de pêndulo invertido;
- Sistema torsionalmente flexível.

Tendo em conta que a estrutura em estudo não confere ao edifício a rigidez de torção mínima, o seu sistema estrutural é classificado como sistema torsionalmente flexível. Assim, e de acordo com o disposto na cl.5.1.2, este deverá ser um sistema misto ou sistema de paredes, pelo que se apresentam as diferenças entre ambos:

- Sistema de paredes: Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto: Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.
  - Sistema misto equivalente a porticado: A resistência do sistema porticado, relativamente à força de corte na base, é superior a 50% da resistência total de todo o sistema;
  - Sistema misto equivalente a paredes: A resistência das paredes, relativamente à força de corte na base, é superior a 50% da resistência total de todo o sistema.

Assim, de forma a classificar o sistema, aplicou-se uma força horizontal de 1000 kN no modelo, e registaram-se os valores das reações horizontais ao nível da base das paredes existentes na estrutura. Constatou-se que, para a ação da força segundo o eixo x, as paredes garantem uma resistência da ordem dos 75%, pelo que se conclui que se está perante um sistema de paredes.

Na cl.5.2.2.1(3)P são apresentadas características que, a serem cumpridas, tornam o sistema estrutural classificado como sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado. Como não é o caso, e de acordo com a cl.5.2.2.1(7), as paredes da estrutura deverão ser projetadas e pormenorizadas como paredes dúcteis.

#### Coeficiente de comportamento

O valor superior do coeficiente de comportamento é dado por:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.11)$$

Em que:

$k_w$  Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. No caso de sistemas torsionalmente flexíveis, é calculado por:

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5 \quad (4.12)$$

$\alpha_0$  Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural. Dado que esta não difere significativamente entre as paredes,  $\alpha_0$ , pode ser determinado por:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (4.13)$$

$h_{wi}$  Altura da parede  $i$ ;

$l_{wi}$  Comprimento da secção da parede  $i$ ;

$q_0$  Valor básico do coeficiente de comportamento, dado por:

Tabela 4-5 – Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , para sistemas regulares em altura (7)

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Quando o edifício não é regular em altura, como é o caso, o valor de  $q_0$  deve ser reduzido em 20%.

Estando perante um sistema torsionalmente flexível, o valor inicial de  $q_0$  é 2,0. Aplicando a redução de 20%, este toma o valor de 1,6.

As paredes estruturais têm as seguintes características:

Tabela 4-6 – Características das paredes estruturais

Parede	$h_{wi}$ (m)	$l_{wi}$ (m)
CX_1	12,80	2,20
CX_2	12,80	2,20
CX_3	12,80	2,20
CX_4	12,80	4,10

Aplicando (4.13), tem-se que  $\alpha_0 = 4,79$ . Consequentemente, aplicando (4.12),  $k_w = 1,0$ .

Por fim, aplicando (4.11) determina-se que o valor do coeficiente de comportamento da estrutura,  $q$ , é igual a 1,60.

## Capítulo 5 - Análise Estrutural

Após o pré-dimensionamento dos diferentes elementos, e classificação do sistema estrutural, torna-se necessário proceder a uma análise estrutural rigorosa.

Tendo presente o disposto na cl.4.3.3.1(2)P do EC8, optou-se por realizar a análise recorrendo ao método de referência lá descrito: análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo definido em 2.3.3. Para tal, recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000, versão 16.0.0.

### 5.1 Modelação

O processo de modelação foi dividido em três fases distintas.

#### Fase 1 – Definição de materiais e secções

A primeira fase prende-se com a definição das diferentes características do projeto, no que diz respeito, a materiais e a secções de elementos. Nesta fase inclui-se também a “construção” da estrutura, tendo em conta as diretrizes definidas pela arquitetura e os requisitos de conceção do EC8, anteriormente abordados.

Na definição dos elementos de barra, considera-se uma redução em 50% da sua rigidez, nas duas direções, para contabilização do efeito da fendilhação, conforme disposto nas cl. 4.3.1(6) e (7). Na direção  $y$  das vigas, a diminuição é apenas de metade (25%), tendo assim em consideração a distância entre a posição das vigas no modelo e a sua posição real – Teorema de Lagrange-Steiner (no modelo, as vigas são traçadas com o seu centro de gravidade a coincidir com o nível do piso, enquanto que na realidade, a sua face superior coincide com a face superior da laje de piso).

São então traçados os pilares e as vigas através de elementos de barra (“*frame*”), e modeladas as lajes através de elementos de casca (“*shell*”) na versão “laje espessa” (“*thick*”). A diferença principal entre a opção “*thick*” e a opção “*thin*” é a consideração do efeito do esforço transversal. No caso das lajes terem uma espessura inferior a 1/10 do vão (“*thin*”) este efeito poderia ser desprezado. Assim sendo, neste tipo de modelação são admitidos, por um lado, valores mais precisos e por outro, em zonas de elevado momento fletor que ocorrem perto de aberturas ou reentrâncias, a deformabilidade por esforço transversal pode tornar-se significativa, pelo que a opção “*thick*” é a mais adequada (12).

Após definição das ações é feito um estudo relativamente ao comportamento da estrutura sob a ação sísmica, conforme se abordará mais amplamente em 5.2

### Fase 2 – Definição de secções

A segunda fase de modelação consiste sobretudo na validação das dimensões atribuídas pelo pré-dimensionamento. São tidos em conta dois principais aspetos: o elemento tem uma secção suficiente para receber uma área de armadura que não exceda a área deste em 4%; e o requisito “ pilar forte – viga fraca”, que garante que em todos os nós a soma das resistências dos elementos verticais é superior ao das vigas, em 30%.

### Fase 3 – Condições de fronteira

A terceira fase diz respeito à definição das condições de apoio dos elementos verticais. Na base dos pilares são considerados apoios fixos, permitindo assim que os esforços de flexão sejam transmitidos às vigas de fundação e obtendo assim os esforços axiais corretos para cálculo das sapatas. Na base das paredes dúcteis que compõem o núcleo dos elevadores são também considerados apoios fixos com ligação às vigas de fundação incluindo, neste caso, a consideração de molas elásticas. Estas são aplicadas utilizando a função “*joint spring*”, considerando a rigidez elástica do terreno, o que permite ter em conta o seu módulo de deformabilidade e assim não atingir valores muito elevados de esforços de flexão na base das paredes.

### Fase 4 – Dimensionamento e pormenorização

Por fim, a quarta fase coincide com o dimensionamento e pormenorização, abordados no ponto 6 deste projeto. Nesta fase são atribuídos aos elementos a quantidade de armadura que se prevê ser necessária para cumprir todos os requisitos regulamentares. Trata-se de um processo iterativo, visto que as capacidades resistentes são alteradas, e que por isso o cumprimento dos requisitos é também alterado. Esta é uma fase de grande importância, dado que se define no modelo uma capacidade resistente bastante próxima daquela que a estrutura real apresentará, obtendo desta forma uma maior confiança nos resultados e previsibilidade no comportamento da estrutura.

Relativamente às paredes estruturais que compõem a caixa dos elevadores há que referir que a sua modelação foi feita de duas formas distintas. Em primeiro lugar, as paredes foram modeladas separadamente, através de elementos de barra, retirando-se assim os esforços individualmente (13) e feita a respetiva pormenorização. No final, e coincidindo com a terceira fase referida no parágrafo anterior, modelou-se o núcleo como um todo, através da opção “*section designer*” e atribuindo à secção a armadura anteriormente pormenorizada. Este estudo é abordado com maior profundidade em 6.1.7.

## **5.2 Análise modal por espetro de resposta**

Para além de este ser o método de referência, importa também assinalar que o método de análise por forças laterais é apenas aplicável a edifícios que satisfaçam os critérios de regularidade em altura que, como se constatou anteriormente, não é o caso.

Nesta análise, devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Assim, são considerados modos cuja soma representa uma participação de, no mínimo, 90% da massa total da estrutura e, para além disso, têm de ser considerados todos os modos que mobilizem mais de 5% da massa total da estrutura.

Após breve análise do modelo, obtiveram-se os valores de participação da massa, que constam na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Participação de massa, para os primeiros 5 modos de vibração

Modo	Período (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	$\Sigma$ UX (%)	$\Sigma$ UY (%)	$\Sigma$ RZ (%)
1	1,02	0,28855	0,04561	0,91243	0,28855	0,04561	0,91243
2	0,75	0,07349	0,87912	0,0589	0,36205	0,92473	0,97134
3	0,67	0,60438	0,03225	0,00985	0,96643	0,95698	0,98119
4	0,27	9,67E-05	1,47E-05	0,0002	0,96652	0,95700	0,98139
5	0,26	0,00317	0,00066	0,01336	0,96969	0,95765	0,99475

Em que:

- Ui      Percentagem massa mobilizada em translação segundo a direção i;
- Rz      Percentagem massa mobilizada em rotação em torno do eixo z.

Verifica-se, portanto, que os requisitos anteriormente descritos são cumpridos. No primeiro modo são garantidos os 90% de massa total mobilizada para a rotação em torno de z, e para além do primeiro e segundo modos, nenhum outro mobiliza mais de 5% da massa do sistema neste tipo de resposta da estrutura. Os dois primeiros modos garantem também a participação de 92% de massa mobilizada na translação segundo y, e atingem-se, considerando o terceiro modo, os 97% na direção x. Contudo, consideraram-se 15 modos de vibração, cujas características são apresentadas no Anexo 4.

#### Combinação das respostas modais

De acordo com o disposto na cl.4.3.3.2(3)P, devem adotar-se métodos rigorosos para a combinação dos máximos modais quando as respostas de dois modos consecutivos não são consideradas como independentes. Todavia, e apesar das respostas dos modos de vibração anteriormente descritos poderem ser consideradas como independentes, adota-se o método da Combinação Quadrática Completa no modelo de cálculo, garantindo assim um maior rigor e, conseqüentemente, uma maior segurança nos resultados obtidos.

#### Efeitos acidentais de torção

Devido à incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, é preconizado na cl.4.3.2 do EC8 que o centro de massa anteriormente calculado deve sofrer uma deslocação,  $e_a$ , de 5% do valor da dimensão do piso na direção

perpendicular à direção do sismo considerada. Deste modo, há a considerar uma deslocação, em x, de 2 m nos centros de massa dos pisos 0 e 1, e de 0,60 m no piso 2. Relativamente à direção y, há a considerar um deslocamento de 0,65 m do centro de massa de todos os pisos.

De acordo com o disposto na cl.4.3.3.3.3, sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, como é o caso, os efeitos acidentais de torção podem ser considerados através da envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de momentos torsores, cuja equação é dada por:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (5.1)$$

Em que:

- $M_{ai}$  Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i;  
 $e_{ai}$  Excentricidade acidental da massa do piso i;  
 $F_i$  Força horizontal atuando no piso i, determinada por:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.2)$$

- $z_i, Z_i$  Alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível da fundação;  
 $F_b$  Força de corte na base, dada por:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.3)$$

- $S_d(T_1)$  Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;  
 $T_1$  Período de vibração fundamental, na direção considerada;  
 $m$  Massa total do edifício, acima da fundação;  
 $\lambda$  Fator de correção, cujo valor é igual a 1,0 uma vez que todos os períodos fundamentais de cada direção são superiores a  $2T_c$ .

A massa total do edifício é estimada em 1785 ton. Aplicando (5.3) a cada uma das direções, obtém-se os valores da força de corte na base que se apresentam na Tabela 5-2.

Tabela 5-2 – Valores da força de corte basal, para cada direção da ação sísmica

Direção da ação sísmica	$T_1$ (s)	$S_d(T_1)$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)
X	0,67	2,07	3673,40
Y	0,75	1,82	3242,89

Conhecidas as forças de corte basal, torna-se possível a aplicação de (5.2) e consequente determinação da força horizontal atuante em cada piso, segundo cada direção. Os resultados apresentam-se na Tabela 5-3.

Tabela 5-3 – Valores das forças sísmicas horizontais, em cada piso, segundo cada direção

Direção	Piso	$z_i$ (m)	$m_i$ (ton)	$F_i$ (kN)
X	1	4,00	829,10	1040,83
	2	8,00	728,82	1829,88
	Cob.	11,60	220,48	802,68
Y	1	4,00	829,10	918,85
	2	8,00	728,82	1615,42
	Cob.	11,60	220,48	708,61

Por fim, aplicando (5.1), obtém-se os valores dos momentos torsores que se apresentam na Tabela 5-4.

Tabela 5-4 – Valores dos momentos torsores calculados.

Direção	Piso	$e_{ai}$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kN.m)
X	1	2,00	1040,83	2081,67
	2	2,00	1829,88	3659,76
	Cob.	0,60	802,68	481,61
Y	1	0,65	918,85	597,26
	2	0,65	1615,42	1050,03
	Cob.	0,65	708,61	460,60

É aplicado, de modo conservativo, o maior dos valores calculados, em cada piso e para cada direção, como se apresenta na Tabela 5-5:

Tabela 5-5 – Momento torsores para consideração dos efeitos da torção, aplicados em cada piso

Piso	$M_{ai}$ (kN.m)
1	2081,67
2	3659,76
Cob.	481,61

### Cálculo de deslocamentos

Os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural. Assim, os deslocamentos obtidos através de uma análise linear devem ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento, conforme se expressa na equação (5.4).

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (5.4)$$

$d_s$  Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

$q_d$  Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser 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.

Deste modo, procede-se à análise elástica linear da estrutura submetida à ação sísmica baseada no espectro de cálculo, registando-se os valores dos deslocamentos,  $d_e$ , determinados nos centros de rigidez ao nível de cada piso. Os valores obtidos são os apresentados na Tabela 5-6.

Tabela 5-6 – Valores dos deslocamentos  $d_e$  registados nos centros de rigidez ao nível de cada piso (em mm).

Ponto	Direção	$d_e$ (mm)			
		+ $M_{\text{torsor}}$		- $M_{\text{torsor}}$	
		Max	Min	Max	Min
CR – Piso 1	X	6,47	-5,02	4,90	-7,83
	Y	9,97	-6,45	8,59	-7,83
CR – Piso 2	X	8,64	-6,50	6,47	-10,76
	Y	14,21	-8,95	12,40	-10,76
CR – Cob.	X	8,39	-7,63	7,70	-11,72
	Y	15,98	-9,79	14,05	-11,72

Nota: A combinação de ações para a situação de projeto sísmica é feita considerando, por um lado, a entrada do momento resultante do efeito de torção com sinal positivo e, por outro, com sinal negativo, pelo que na Tabela 5-6 se apresentam os valores resultantes para os dois casos, sendo “+  $M_{\text{torsor}}$ ” e “-  $M_{\text{torsor}}$ ”, respetivamente.

Tendo-se anteriormente definido o coeficiente de comportamento  $q$  como igual a 1,60, os deslocamentos para a ação sísmica de cálculo tomam os seguintes valores:

Tabela 5-7 – Valores dos deslocamentos  $d_s$ , para a ação sísmica de cálculo (em mm).

Ponto	Direção	$d_r$ (mm)			
		+ $M_{\text{torsor}}$		- $M_{\text{torsor}}$	
		Max	Min	Max	Min
CR – Piso 1	X	10,35	8,03	7,84	12,52
	Y	15,95	10,31	13,74	12,52
CR – Piso 2	X	13,83	10,40	10,34	17,21
	Y	22,73	14,32	19,84	17,21
CR – Cob.	X	13,42	12,21	12,32	18,75
	Y	25,57	15,66	22,48	18,75

Efeitos de segunda ordem

De acordo com a cl.4.4.2.2(2), não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem globais na análise estrutural (efeitos P-Δ), se a seguinte condição for verificada:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.5)$$

Em que:

- θ Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{\text{tot}}$  Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este na situação de projeto sísmica;
- $V_{\text{tot}}$  Força de corte sísmica total, no piso considerado;
- h Altura do piso;
- $d_r$  Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado.

Na Tabela 5-8 apresentam-se os valores de deslocamento entre pisos, determinados a partir da diferença de deslocamentos entre a base e o topo de cada piso.

Tabela 5-8 – Valores de cálculo do deslocamento entre pisos (em mm).

Piso	Direção	+ M <sub>torsor</sub>		- M <sub>torsor</sub>	
		Max	Min	Max	Min
1	X	10,35	8,03	7,84	12,52
	Y	15,95	10,31	13,74	12,52
2	X	3,47	2,36	2,51	4,69
	Y	6,79	4,01	6,11	4,69
Cob.	X	3,47	2,36	2,51	4,69
	Y	2,84	1,34	2,64	1,54

Na Tabela 5-9 apresentam-se os valores dos esforços P e V, determinados ao nível de cada piso, através da análise elástica no modelo de cálculo para a combinação de ações para situação de projeto sísmica.

Tabela 5-9 – Valores dos esforços P e V, ao nível de cada piso

Piso	Ação sísmica	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot X</sub> (kN)	V <sub>tot Y</sub> (kN)
1	MaxSismo +	-12120,60	1634,50	2052,95
	MinSismo +	-28711,11	-1665,08	-1893,33
	MaxSismo -	-12194,57	1511,78	2054,47
	MinSismo -	-28785,07	-1787,80	-1891,80
2	MaxSismo +	-10060,52	1557,67	2060,83
	MinSismo +	-17553,78	-1127,40	-1314,04
	MaxSismo -	-9876,27	1442,66	2031,87
	MinSismo -	-17369,53	-1242,42	-1342,99
Cob.	MaxSismo +	-172,33	357,05	400,08
	MinSismo +	-5708,43	-591,71	-995,25
	MaxSismo -	-165,15	744,38	409,20
	MinSismo -	-5701,25	-204,39	-986,13

Aplicando (5.5), tem-se que:

Tabela 5-10 – Valores do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

Direção	Piso	MaxSismo +	MinSismo +	MaxSismo -	MinSismo -
X	1	-0,02	0,03	-0,02	0,05
	2	-0,01	0,01	0,00	0,02
	Cob.	0,00	0,00	0,00	0,01
Y	1	-0,02	0,04	-0,02	0,05
	2	-0,01	0,01	-0,01	0,02
	Cob.	0,00	0,00	0,00	0,00

Assim, uma vez que todos os valores calculados são inferiores a 0,10, não se consideram os efeitos de segunda ordem globais na análise estrutural.

## Capítulo 6 - Dimensionamento

O dimensionamento dos vários elementos estruturais deve ser feito de forma a garantir a verificação da segurança relativamente aos diferentes Estados Limites que, segundo o EC0, podem ser de dois tipos:

- Estados Limites Últimos: Estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural;
- Estados Limites de Utilização: Estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos.

### 6.1 Estados Limites Últimos

Neste subcapítulo é feita a verificação aos Estados Limites Últimos, para cada elemento estrutural, de acordo com as prescrições definidas nos Eurocódigos. Desta feita, são pormenorizadas as secções de cada elemento, especificando-se a armadura adotada.

Inicia-se com uma definição dos valores limite de recobrimento para os diferentes elementos e outros aspetos gerais a ter em conta. Posteriormente, para cada tipo de secção, são apresentados, em primeiro lugar, os requisitos definidos pelo EC2 e pelo EC8, no que diz respeito a disposições construtivas e valores mínimos e máximos de armadura. Depois, são apresentados os resultados dos esforços atuantes e/ou da armadura mínima necessária para garantir a segurança relativamente a esses mesmos esforços. Ambos os valores são determinados pelo programa de cálculo automático.

Através do valor de armadura, determinado pelo programa, é escolhida uma pormenorização cuja área seja superior a esse valor, e é depois calculado o valor do esforço resistente que essa armadura, agora pormenorizada, confere, comparando-se com o valor do esforço atuante anteriormente determinado, verificando-se assim a segurança ao estado limite último em causa.

#### 6.1.1 Recobrimento de armaduras

O 4º capítulo do EC2 define as seguintes regras:

- Classificação de exposição do betão em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1.

Tabela 6-1 – Classes de exposição (14)

Elemento estrutural	Classe de exposição	Descrição do ambiente
Lajes, Vigas e Pilares	XC1	Seco ou permanentemente húmido
Sapatas e Vigas de Fundação	XC2	Húmido, raramente seco

- O recobrimento nominal,  $c_{nom}$ , a especificar nos desenhos, é determinado através da soma de um recobrimento mínimo,  $c_{min}$ , com uma margem de cálculo,  $\Delta c_{dev}$ .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

Em que:

$\Delta c_{dev}$  Valor de aumento de recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução. Uma vez que não é especificado no Anexo Nacional, toma-se o valor recomendado de 10 mm.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm} \} \quad (6.2)$$

$c_{min,b}$  Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$  Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta c_{dur,y}$  Margem de segurança. Uma vez que não é especificado no Anexo Nacional, toma-se o valor recomendado de 0 mm;

$\Delta c_{dur,st}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável. Uma vez que não é aplicável, toma-se o valor de 0 mm;

$\Delta c_{dur,add}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional. Uma vez que não é aplicável, toma-se o valor de 0 mm.

O quadro 4.2 do EC2 define que o recobrimento mínimo,  $c_{min,b}$ , para varões dispostos isoladamente, é dado pelo diâmetro do varão em questão, enquanto que para varões agrupados este toma o valor do diâmetro equivalente do agrupamento.

Já o valor do recobrimento mínimo,  $c_{min,dur}$ , é determinado através dos quadros NA-4.3N e 4.4N do EC2 que relacionam as classes estrutural e de exposição. Uma vez que a classificação da estrutura em estudo é do tipo S4<sup>‡</sup> e o betão a utilizar é do tipo C25/30, conclui-se que o valor de  $c_{min,dur}$  é de 15 mm para os elementos cuja classe de exposição é a XC1 e de 25 mm para os elementos cuja exposição é de classe XC2.

<sup>‡</sup> Classificação segundo o quadro 2.1 da EN NP 1990:2009 para uma estrutura de edifício e tempo de vida útil de projeto de 50 anos.

Aplicando-se as equações (6.1) e (6.2), tem-se:

Tabela 6-2 – Valores de recobrimento mínimo,  $c_{min}$ , para cada tipo de elemento estrutural

Elementos Estruturais	$c_{min,b}$	Classe de Exposição	$c_{min,dur}$ (mm)	$c_{min}$ (mm)	$c_{nom}$ (mm)	$c_{nom}$ adotado (mm)
	$\varnothing$ (mm)					
Lajes, Vigas e Pilares	12	XC1	15	15	25	30
	16					
	20					
Sapatas e Vigas de Fundação	12	XC2	25	25	35	40
	16					
	20					
	25					

### 6.1.2 Aspetos gerais

#### Distância entre varões

Segundo o disposto na cl. 8.2 do EC2, a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatórias e assegurar adequadas condições de aderência.

A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos,  $d_{min}$ , é dada por:

$$d_{min} = \max\{k_1 \cdot \varnothing; d_g + k_2; 20\} \quad (6.3)$$

Em que:

- $\varnothing$  Diâmetro do varão, em mm;
- $d_g$  Dimensão máxima do agregado. Admite-se o valor de 25 mm.

$k_1$  e  $k_2$  tomam os valores recomendados de 1 e 5 mm, respetivamente.

Uma vez que os varões a utilizar têm, no máximo, 25 mm de diâmetro, conclui-se com a aplicação da equação (6.3) que  $d_{min}$  toma o valor de 30 mm.

#### Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados

De acordo com a cl. 8.3 do EC2, o diâmetro de dobragem de um varão deverá assumir um valor mínimo,  $\varnothing_{m,min}$ , que garanta o não aparecimento de fendas no varão, assim como a rotura do betão no interior da curva do varão.

Os valores admissíveis de  $\varnothing_{m,min}$  para os diferentes tipos de armadura encontram-se no quadro 8.1N do EC2. Os valores aplicáveis a varões são os seguintes:

- Varões de diâmetro inferior a 16mm, inclusive:  $\varnothing_{m,min} = 4\varnothing$
- Varões de diâmetro superior a 16 mm:  $\varnothing_{m,min} = 7\varnothing$

Sendo que  $\varnothing$  é o diâmetro do varão a dobrar.

### Comprimentos de amarração

O cálculo do comprimento de amarração necessário, segundo a cl. 8.4.3 do EC2, deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. O valor do comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ , é determinado através da seguinte equação:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (6.4)$$

Em que o valor de cálculo da tensão na secção do varão,  $\sigma_{sd}$ , é admitido como igual ao valor característico da tensão de cedência do aço, 400MPa, (situação mais desfavorável) e que a tensão de rotura da aderência,  $f_{bd}$ , segundo a cl. 8.4.2 do EC2 é dada por:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (6.5)$$

Admite-se que  $\eta_1 = 0,7$  (valor mais desfavorável) e que  $\eta_2 = 1,0$  (uma vez que  $\emptyset$  máximo é de 25 mm). O valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração é dado, segundo a cl. 3.1.6(2)P do EC2, por:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (6.6)$$

Em que:

- $\gamma_c$  Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão. Segundo o quadro 2.1N presente na cl.2.4.2.4 do EC2,  $\gamma_c$  toma valor 1.5;
- $f_{ctk,0,05}$  Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão. De acordo com o quadro 3.1 presente na cl.3.1.3 do EC2, para betão C25/30,  $f_{ctk,0,05}$  toma o valor de 1,8 MPa;
- $\alpha_{ct}$  Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. O seu valor recomendado é de 1.0.

Aplicando a equação (6.6) determina-se que  $f_{ctd}$  toma o valor de 1,2 MPa.

Aplicando a equação (6.5) determina-se que  $f_{bd}$  toma o valor de 1,89 MPa.

É agora possível calcular o valor de  $l_{b,rqd}$  para cada diâmetro de varão a utilizar, aplicando a equação (6.4). Os respetivos resultados obtidos encontram-se na tabela seguinte:

Tabela 6-3 – Valores de comprimento de amarração de referência calculados para cada tipo de varão

$\emptyset$ (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)	$\emptyset$ (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)
8	0,423	16	0,847
10	0,529	20	1,058
12	0,635	25	1,323

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é dado, segundo a cl. 8.4.4(1) do EC2, por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (6.7)$$

Em que os valores dos coeficientes  $\alpha$  são determinados usando o quadro 8.2 do EC2. De forma conservativa admite-se que todos tomam o valor 1,0.

Os valores de  $l_{b,min}$  são dados por:

- Amarrações de varões tracionados:  $l_{b,min} \geq \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varnothing; 100\text{mm}\}$  (6.8)

- Amarrações de varões comprimidos:  $l_{b,min} \geq \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varnothing; 100\text{mm}\}$  (6.9)

Aplicando as equações (6.8) e (6.9), têm-se os seguintes comprimentos de amarração mínimos:

Tabela 6-4 – Valores de comprimento mínimo de amarração, para cada tipo de varão

10 $\varnothing$ (mm)	Varões tracionados		Varões comprimidos	
	0,3 · $l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{b,min}$ (m)	0,6 · $l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{b,min}$ (m)
80	127	0,127	254	0,254
100	159	0,159	317	0,317
120	191	0,191	381	0,381
160	254	0,254	508	0,508
200	317	0,317	635	0,635
250	397	0,397	794	0,794

Por fim, aplicando a equação (6.7), têm-se os comprimentos de amarração:

Tabela 6-5 – Valores de comprimentos de amarração, para cada tipo de varão

$\varnothing$ (mm)	$l_{bd}$ (m)	$\varnothing$ (mm)	$l_{bd}$ (m)
8	0,423	16	0,847
10	0,529	20	1,058
12	0,635	25	1,323

Adicionalmente o EC8, na cl.5.6, acrescenta as seguintes regras:

- Para cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de  $10b_w$ , em que  $b_w$  é o valor do diâmetro do estribo.
- Em pilares, se o esforço normal para a situação de projeto sísmica for de tração, os comprimentos de amarração determinados por EC2 devem ser aumentados em 50%.

### Sobreposições

Devem ser feitas sobreposições que assegurem a transmissão dos esforços de um varão para o outro, evitando o destacamento do betão na sua vizinhança bem como a ocorrência de fendas com largura suficiente para prejudicar o desempenho da estrutura.

Segundo a cl.8.7.3 do EC2, o comprimento de sobreposição,  $l_0$ , é dado por:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (6.10)$$

Em que os coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_5$  são determinados através do quadro 8.2 do EC2. O coeficiente  $\alpha_6$  é definido pela equação (6.11), sendo que não pode tomar valor superior a 1,5 nem inferior a 1,0.

$$\alpha_6 = \left( \frac{\rho_l}{25} \right)^{0,5} \quad (6.11)$$

Em que:

$\rho_l$  Percentagem de varões emendados numa distância inferior a  $0,65 \cdot l_0$  da secção média da sobreposição considerada.

Já os valores de  $l_{0,min}$  são dados por:

$$l_{0,min} \geq \max \{ 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \emptyset; 200 \text{ mm} \} \quad (6.12)$$

Admitindo o pior cenário, considera-se que os coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_5$  tomam valor 1,0 enquanto que o coeficiente  $\alpha_6$  toma 1,5. Desta forma, obtêm-se os seguintes valores para  $l_{0,min}$  e de  $l_0$  aplicando as equações (6.12) e (6.10), respetivamente.

Tabela 6-6 – Valores de comprimento de sobreposição,  $l_0$ , e mínimo,  $l_{0,min}$ , para cada tipo de varão

$\emptyset$ (mm)	$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (m)	$l_0$ (m)
12	286	0,286	0,953
16	381	0,381	1,271
20	476	0,476	1,587
25	595	0,595	1,985

### 6.1.3 Lajes

As quantidades de armadura, mínima e máxima, que podem existir em lajes são dadas pelas seguintes equações, respetivamente:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.13)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.14)$$

Nota: Estas equações são aplicáveis a armaduras longitudinais, tanto de vigas como de lajes, segundo o disposto na cl.9.2.1.1 do EC2.

Em que:

$b_t$  Representa a largura média da zona tracionada. Em lajes este toma o valor de 1,0 m, por se representarem as armaduras por unidade de comprimento;

$A_c$  Área da secção de betão.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \text{ para } f_{ck} \leq 50/60 \xrightarrow{f_{ck}=25\text{MPa}} f_{ctm} = 2,565\text{MPa}$$

Uma vez que para todas as lajes o pré-dimensionamento determinou 0,20 m de espessura, podem aplicar-se as equações (6.13) e (6.14):

Tabela 6-7 – Valores admissíveis de armadura mínima e máxima em lajes

$f_{ctm}$ (MPa)	$b_t$ (m)	$d$ (m)	$f_{yk}$ (MPa)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,max}$ (cm <sup>2</sup> /m)
2,565	1,0	0,17	400	0,20	2,87	80

De acordo com a cl.9.3.1.1(2) do EC2, nas lajes armadas numa só direção, deverão utilizar-se armaduras de distribuição superiores a, no mínimo, 20% da armadura principal.

Outro dos requisitos impostos a lajes pelo EC2 é o espaçamento máximo entre varões,  $s_{max,slabs}$ . Conforme cl.9.3.1.1(3) tem-se que:

- Para armaduras principais:  $s_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400\text{mm}$  (6.15)

- Para armaduras de distribuição:  $s_{max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 450\text{mm}$  (6.16)

Nas zonas de laje onde se preveja a aplicação de cargas concentradas, ou nas zonas de momento máximo, estes espaçamentos máximos passam a ser:

- Para armaduras principais:  $s_{max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250\text{mm}$  (6.17)

- Para armaduras de distribuição:  $s_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400\text{mm}$  (6.18)

Em que  $h$  representa a espessura total da laje (= 200 mm).

A análise à flexão é feita pelo programa de cálculo automático, verificando todas as condições indicadas anteriormente e em conformidade com as prescrições vigentes no EC2. Admite-se a utilização, em todas as lajes, de uma malha de Ø10//0,150, tanto na face superior como na face inferior, o que faz com que sejam verificados todos os requisitos apresentados acima. Nos locais onde esta armadura não garante a segurança ao estado limite último de flexão, admite-se a utilização de reforços, compatibilizando os espaçamentos entre as diferentes pormenorizações. Os resultados dos esforços atuantes e armadura

resistente calculada apresentam-se nos anexos 25 a 30. A representação das armaduras de reforço em lajes são apresentadas nas peças desenhadas n.º 12 e 13.

De acordo com a cl.6.2.1(4) do EC2, a armadura mínima de esforço transversal pode ser omitida em elementos como lajes maciças em que é possível a redistribuição transversal das ações. Desta forma, há que fazer a verificação da segurança ao esforço transversal para elementos cuja armadura de esforço transversal não é requerida, segundo o disposto na cl.6.2.2 do EC2:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.19)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.20)$$

Em que:

$f_{ck}$  Tensão de rotura do betão à compressão, em MPa. Toma o valor de 25 MPa;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$ ; Taxa de armadura longitudinal;

$A_{sl}$  Área de armadura de tração prolongada de um comprimento, no mínimo, de  $l_{bd} + d$  para além da secção considerada;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  [MPa] Tensão de compressão no betão devida a esforço normal;

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c (= 1,50)} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Leftrightarrow 2,08 \leq 2,0 \Leftrightarrow 2,0 \quad \text{Com } d \text{ em mm.}$$

$$k_1 = 0,15$$

Avaliando o cenário mais desfavorável determina-se, através do modelo de cálculo, que o maior valor de  $V_{Ed}$  ( $\approx 60$  kN/m) encontra-se na zona de apoio da laje de cobertura da zona do ginásio, sobre o palco.

A armadura de flexão, para a face superior, é a mesma definida para todas as lajes (malha de  $\varnothing 10 // 0,15$  m), pelo que se obtém:

$$A_{sl} = 5,24 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \rho_l = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,17} = 0,003082$$

Aplicando a equação (6.19), tem-se que  $V_{Rd,c} = 80,59$  kN. Uma vez que é superior a  $V_{Ed}$ , considera-se verificada a condição de segurança ao esforço transversal.

### Laje de escadas

A laje de escadas existente na estrutura é composta por 4 lanços e dois patins. Fazendo uma análise através do modelo, determina-se que a zona mais solicitada se encontra no primeiro lanço, cuja armadura de flexão requerida é de, aproximadamente, 14,20 cm<sup>2</sup>/m (ver Figura 6-1).

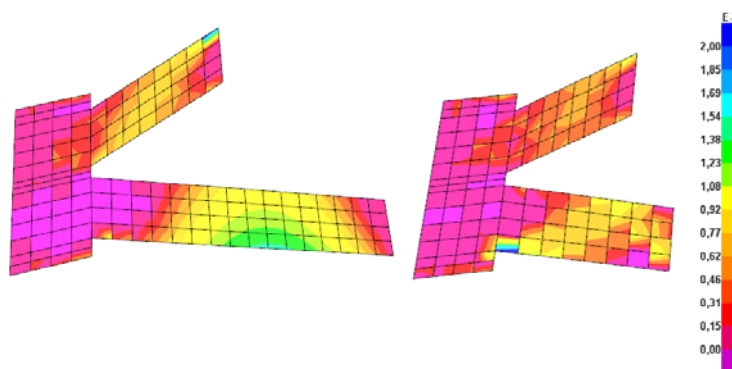


Figura 6-1 – Representação gráfica da armadura de flexão calculada (em m<sup>2</sup>/m) para laje de escadas, em SAP2000. (Piso 0 – Piso 1: esquerda e Piso1 – Piso 2: direita)

Deste modo, aplica-se uma armadura de Ø12//0,075 naquela zona, conferindo uma área de armadura total de 15,08 cm<sup>2</sup>/m e garantindo assim o cumprimento do requisito de segurança.

No que diz respeito a esforço transverso, também aqui se verifica a condição para elementos que dispensam a armadura para o efeito.

### Laje aligeirada (palco)

O palco existente na zona do ginásio será composto por uma laje aligeirada assente em paredes de alvenaria de betão. Uma vez que esta não será admitida como elemento resistente, apenas entrou no modelo de cálculo automático como carga estática permanente. Todavia, a laje é dimensionada conforme recomendações do fabricante e verificando as restrições regulamentares dispostas no Documento de Homologação LNEC DH 510.

A laje tem 10,50 x 6,00 m<sup>2</sup> e uma espessura desejável da ordem dos 0,15 m. Serão levantadas paredes de apoio com 3,50 m de espaço entre si pelo que este é o maior vão de cálculo. Nestas condições estimam-se 21,07 kN.m de momento fletor atuante ( $M_{Ed}$ ) e 24,08 kN de esforço transverso ( $V_{Ed}$ ).

Para as condições apresentadas, a melhor solução encontrada (segundo documento de homologação dos pavimentos PREMOLDE produzidos pela SECIL PREBETÃO) é a laje tipo 2P2-48x12-15, determinada utilizando o *software* produzido e disponibilizado pelo fabricante. A ficha técnica encontra-se no anexo 3.

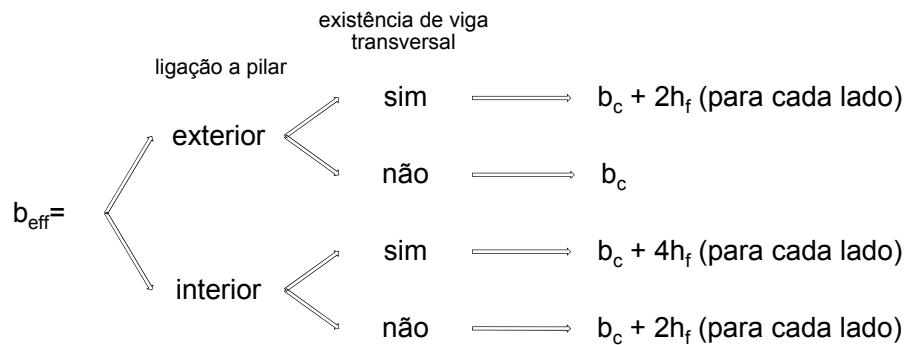
### 6.1.4 Vigas

#### Disposições construtivas

Na estrutura em estudo existem somente vigas de armadura ordinária. Para todos os casos aplicam-se as equações (6.13) e (6.14) para áreas de armadura longitudinal mínima e máxima (conforme EC2), respetivamente. Contudo, o EC8 também impõe restrições relativamente a disposições construtivas, nomeadamente:

- Consideração da largura efetiva do banzo superior da viga (embebido na laje).

Tendo em conta que, tal como declarado anteriormente, se admite uma malha de  $\emptyset 10//0,15$  m na face superior das lajes nas zonas dos apoios, esta condição é verificada colocando-se uma área de armadura longitudinal adicional na face superior de todas as vigas (no modelo de cálculo). A largura efetiva do banzo,  $b_{eff}$ , é dada, segundo a cl.5.4.3.1.1(3) do EC8, por:



Em que:

- $h_f$       Espessura total da laje;
- $b_c$       Largura do pilar na direção considerada.

- Na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projeto sísmica, isto é:  $A_{s,zona\ comprimida} \geq A_{s,sismica} + \frac{1}{2} A_{s,zona\ tracionada}$ ;
- A taxa de armadura na zona tracionada,  $\rho$ , tem o seu limite máximo definido por:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.21)$$

Em que:

- $\rho'$       Taxa de armadura da zona comprimida;
- $\epsilon_{sy,d}$       Extensão de cálculo de cedência do aço.

O fator de ductilidade em curvatura,  $\mu_\phi$ , é dado (segundo cl.5.2.3.4(3) do EC8) por:

$$\circ \quad \text{Se } T_1 \geq T_C: \mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 \quad (6.22)$$

$$\circ \quad \text{Se } T_1 < T_C: \mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad (6.23)$$

Uma vez que  $q_0=1,60$ ,  $T_C = 0,25$  e aplicando (6.22) e (6.23), tem-se:

Tabela 6-8 – Valores do fator de ductilidade para cada direção

Direção	$T_1$ (s)	$\mu_\phi$
X	0,666	2,2
Y	0,754	2,2

Em que  $T_1$  é o valor do período fundamental do modo de vibração para cada direção.

Aplicando a equação (6.21) determina-se que:  $\rho_{\max} = \rho' + 0,023$ .

- Taxa de armadura tracionada,  $\rho$ , tem o seu limite mínimo definido, ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, por:

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (6.24)$$

Uma vez conhecidos os valores de  $f_{ctm}$  e de  $f_{yk}$ , determina-se que  $\rho_{\min} = 0,0032$ .

No que diz respeito a amarrações e emendas, o EC8 acrescenta algumas regras, conforme disposto na cl.5.6.1:

- Para impedir uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar,  $d_{bL}$ , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

$$\circ \quad \text{Para nós viga-pilar interiores: } \frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{Y_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{\max}}} \quad (6.25)$$

$$\circ \quad \text{Para nós viga-pilar exteriores: } \frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{Y_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.26)$$

Em que:

- $h_c$  Largura do pilar na direção paralela aos varões;
- $k_D$  Coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 1 para DCH e a 2/3 para a classe DCM.
- $Y_{Rd}$  Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou a 1,0 respetivamente para a classe DCH e para a classe DCM (devido à sobre-resistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga);
- $v_d$  Esforço normal reduzido.

Não sendo possível garantir as condições definidas pelas equações (6.25) e (6.26) por a dimensão,  $h_c$ , do pilar, paralela aos varões, ser demasiado pequena, poderão tomar-se as seguintes condições complementares:

- A viga ou a laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores;
- Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões;
- Poderá adotar-se a dobragem a  $90^\circ$  dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de  $10 \cdot d_{bL}$  e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.
- O limite mínimo da taxa de armadura transversal, imposto pela cl.9.2.2 do EC2, é dado por:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.27)$$

Sendo que a taxa de armadura transversal é dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (6.28)$$

Em que:

- $A_{sw}$  Área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento  $s$ ;
- $b_w$  Largura da alma do elemento;
- $\alpha$  Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal. Para todos os casos foram adotadas armaduras perpendiculares ao eixo ( $\alpha = 90^\circ$ ).
- $s$  Espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento.

O espaçamento das armaduras de esforço transversal, de acordo com o EC2, tem os seguintes limites regulamentares:

- Espaçamento longitudinal máximo,  $s_{L,\max}$ , é dado por:

$$s_{L,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (6.29)$$

Em que:

- $\alpha$  Inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga. Toma sempre valor de  $90^\circ$ ;

- Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (6.30)$$

Já o EC8 apresenta as seguintes restrições para as zonas críticas de vigas sísmicas primárias:

- O diâmetro,  $d_{bw}$ , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6 mm. (o valor mínimo adotado foi de 8 mm);
- O espaçamento das armaduras de confinamento não deverá ser superior a:

$$s = \min\{h_w / 4 ; 24 \cdot d_{bw} ; 225 ; 8 \cdot d_{bL}\} \quad (6.31)$$

Em que:

$d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

$h_w$  Altura da viga (em milímetros).

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da secção de extremidade da viga.

### Dimensionamento

O dimensionamento das secções das vigas sísmicas primárias de estruturas de classe de ductilidade média (DCM) é feito com o propósito de conferir propriedades resistentes relativamente à ação sísmica. Para isso é aplicado o conceito de cálculo pela capacidade real presente na cl 5.4.2.2 do EC8, por forma a determinarem-se os esforços de cálculo.

O programa de cálculo automático utilizado inclui já esta verificação no seu processo de cálculo de esforços e armaduras, tanto longitudinais como transversais.

De acordo com o cálculo pela capacidade real, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados com base no equilíbrio da viga sob ação:

- Da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica;
- Dos momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i=1,2$  designação das secções de extremidade da viga), associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Estes são calculados da seguinte forma:

$$M_{i,d} = Y_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{R,c}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (6.32)$$

Em que:

$Y_{Rd}$  Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas DCM pode ser considerado igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$  Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade  $i$  no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rb}$  e  $\sum M_{Rc}$  soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão

Para o cálculo do momento resistente é necessário proceder à pormenorização da armadura longitudinal. Numa primeira fase é calculada uma área de armadura necessária à verificação da segurança à flexão pelo programa de cálculo automático. Essa quantidade de armadura é convertida numa pormenorização que é adotada (ver Tabela 6-10) e que cumpre os requisitos regulamentares.

Serão apresentados os resultados das verificações para 3 vigas-exemplo, cujas características principais se apresentam na Tabela 6-9. Os resultados relativos a todos os outros casos são apresentados nos anexos 11 a 16.

Tabela 6-9 – Características principais das vigas-exemplo

Viga	b (m)	h (m)	d (m)	L (m)	$f_{yd}$ (MPa)	$f_{cd}$ (MPa)	$A_{s,min}$ eq. (6.24) (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,máx}$ eq.(6.14) (cm <sup>2</sup> )
(1)V_05.01	0,30	0,80	0,75	5,00	347,8	16,67	7,21	96,00
(1)V_11.03	0,30	0,50	0,45	4,00			4,33	60,00
(2)V_05.02	0,30	1,30	1,25	10,50			12,02	156,00

Na Tabela 6-10 são apresentados os resultados dos cálculos realizados pelo programa de cálculo automático, relativamente a área de armaduras necessárias, tanto na face superior, como na face inferior, para verificação da segurança nas secções inicial, final e de meio vão. Na mesma tabela são também apresentadas as pormenorizações adotadas e respetiva área de armadura correspondente.

Tabela 6-10 – Armaduras calculadas e adotadas, para as 3 secções de estudo das vigas-exemplo

	Viga	Face	$A_s$ calculado (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adotada	
				Porm.	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Extremidade inicial	(1)V_05.01	Superior	7,21	2Ø20+2Ø16	10,30
		Inferior	7,21	2Ø20+2Ø16	10,30
	(1)V_11.03	Superior	4,33	3Ø16	6,03
		Inferior	4,33	3Ø16	6,03
	(2)V_05.02	Superior	12,02	4Ø20	12,57
		Inferior	12,02	4Ø20	12,57

	Viga	Face	A <sub>s</sub> calculado (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adotada	
				Porm.	As (cm <sup>2</sup> )
Meio vão	(1)V_05.01	Superior	7,21	2Ø20+2Ø16	10,30
		Inferior	7,21	2Ø20+2Ø16	10,30
	(1)V_11.03	Superior	4,33	3Ø16	6,03
		Inferior	4,33	3Ø16	6,03
	(2)V_05.02	Superior	12,02	4Ø20	12,57
		Inferior	12,02	4Ø20	12,57
Extremidade final	(1)V_05.01	Superior	11,32	4Ø20	12,57
		Inferior	7,21	2Ø20+2Ø16	10,30
	(1)V_11.03	Superior	4,67	3Ø16	6,03
		Inferior	4,33	3Ø16	6,03
	(2)V_05.02	Superior	12,02	4Ø20	12,57
		Inferior	12,02	4Ø20	12,57

Na tabela seguinte apresentam-se os valores máximos admissíveis para os diâmetros de varões longitudinais, calculados de acordo com (6.25) e (6.26), para as vigas-exemplo:

Tabela 6-11 – Valores máximos admissíveis para diâmetros longitudinais das vigas-exemplo

Viga	Nó		Pilar	h <sub>c</sub> (m)	V <sub>d</sub>	Ø <sub>uso</sub> (mm)	Ø <sub>max</sub> (mm)
(1)V_05.01	Inicial	Exterior	PL_12	0,3	0,129	20	18
	Final	Interior	PL_13	0,3	0,293		18
(1)V_11.03	Inicial	Exterior	PL_32	0,3	0,167	16	19
	Final	Exterior	PL_33	0,3	0,093		18
(2)V_05.02	Inicial	Interior	PL_35	0,3	0,162	20	17
	Final	Exterior	PL_14	0,6	0,083		35

Comparando os valores máximos agora calculados com as pormenorizações adotadas, conclui-se que existem situações onde não se cumpre o requisito regulamentar. Desta forma, relativamente a nós exteriores, opta-se por adotar a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de 10 vezes o seu diâmetro e com dois varões transversais complementares com diâmetro mínimo de 0,6 vezes o diâmetro dos varões longitudinais, conforme se esquematiza na figura seguinte:

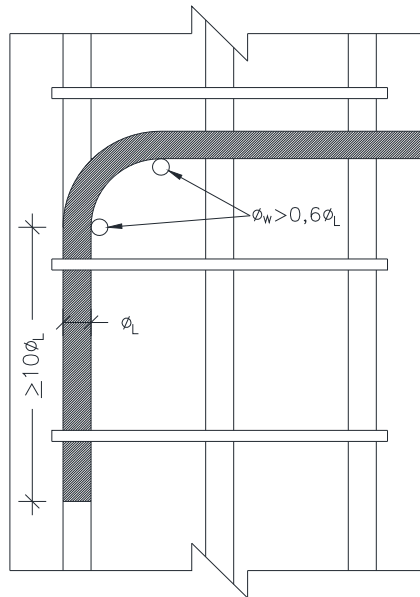


Figura 6-2 – Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores

Relativamente aos varões pertencentes a nós interiores, estes devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância não inferior a  $l_{cr}$  (o valor da extensão da zona crítica,  $l_{cr}$ , é definido mais adiante, e os valores relativos às vigas-exemplo apresentam-se na Tabela 6-21).

As vigas garantem uma resistência à flexão conferida pela armadura existente no interior da sua secção transversal e pela armadura existente na face superior da laje, contida na largura efetiva do banzo. Na Tabela 6-12 apresentam-se as quantidades de armadura de laje a ter em conta no cálculo do momento resistente das vigas.

Tabela 6-12 – Armadura de laje contida na largura efetiva do banzo

	Viga	Pilar da ligação	$b_c$	$b_{eff}$	$A_{s,laje}$ ( $cm^2$ )
Extremidade Inicial	(1)V_05.01	PL_12	0,60	1,10	2,76
	(1)V_11.03	PL_32	0,30	0,40	1,00
	(2)V_05.02	PL_35	0,30	1,60	4,02
Extremidade final	(1)V_05.01	PL_13	0,30	1,60	4,02
	(1)V_11.03	PL_33	0,30	0,40	1,00
	(2)V_05.02	PL_14	0,60	1,10	2,76

Relativamente ao cálculo do momento resistente, considera-se que tanto a armadura de flexão como a de compressão se encontram em cedência. Determina-se a altura da linha neutra através da seguinte equação:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.33)$$

Pelo que o momento resistente é dado por:

$$M_{Rb,d} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (6.34)$$

Em que:

- $A_s$  Área de armadura longitudinal de tração;
- $d$  Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e a fibra mais comprimida da secção.

Apresentam-se na tabela seguinte os valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas incluindo a contribuição da área de armadura de laje incluída na largura efetiva dos banzos.

Tabela 6-13 – Valores de momento resistente e de momento atuante nas vigas-exemplo

	Viga	face	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$x$ (m)	$M_{Rd}$ (kN.m)	$M_{Ed}$ (kN.m)
Extremidade inicial	(1)V_05.01	Superior	13,06	0,114	320,06	181,80
		Inferior	10,30	0,090	255,86	181,80
	(1)V_11.03	Superior	7,03	0,061	104,06	65,51
		Inferior	6,03	0,052	89,98	65,51
	(2)V_05.02	Superior	16,59	0,144	688,01	327,31
		Inferior	12,57	0,109	527,41	505,13
Meio vão	(1)V_05.01	Superior	10,30	0,090	255,86	0,00
		Inferior	10,30	0,090	255,86	181,80
	(1)V_11.03	Superior	6,03	0,052	89,98	0,00
		Inferior	6,03	0,052	89,98	65,51
	(2)V_05.02	Superior	12,57	0,109	527,41	0,00
		Inferior	12,57	0,109	527,41	505,13
Extremidade final	(1)V_05.01	Superior	16,59	0,144	399,48	251,30
		Inferior	10,30	0,090	255,86	117,80
	(1)V_11.03	Superior	7,03	0,061	104,06	68,97
		Inferior	6,03	0,052	89,98	66,12
	(2)V_05.02	Superior	15,33	0,133	638,09	505,13
		Inferior	12,57	0,109	527,41	505,13

Por fim, é necessário garantir que as pormenorizações adotadas garantem o cumprimento dos requisitos regulamentares:

Tabela 6-14 – Valores de taxa de armadura longitudinal

Viga	Início			½ vão			Fim		
	$\rho'$	$\rho$	$\rho$ máx	$\rho'$	$\rho$	$\rho$ máx	$\rho'$	$\rho$	$\rho$ máx
(1)V_05.01	0,0046	0,0046	0,0276	0,0046	0,0046	0,0276	0,0056	0,0046	0,0286
(1)V_11.03	0,0045	0,0045	0,0275	0,0045	0,0045	0,0275	0,0045	0,0045	0,0275
(2)V_05.02	0,0034	0,0034	0,0264	0,0034	0,0034	0,0264	0,0034	0,0034	0,0264

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso

Após conhecido o momento fletor resistente das vigas, é possível determinar o valor de cálculo do esforço transverso atuante de acordo com o cálculo pela capacidade real.

Para se estudar o equilíbrio do nó (no qual se deve garantir a maior resistência do lado dos pilares, por forma a que as rótulas plásticas se formem nas vigas), há que determinar quais os elementos que nele concorrem. Para cada viga existe o nó da sua extremidade inicial e o da final, os quais aqui se denominam como “nó 1” e “nó 2”, respetivamente. É necessário determinar quais os pilares (e respetivos momentos resistentes) que concorrem em cada nó, bem como a viga que antecede ou sucede o nó inicial ou final, respetivamente. Na Figura 6-3 representam-se os diferentes elementos a ter em conta no estudo de um nó.

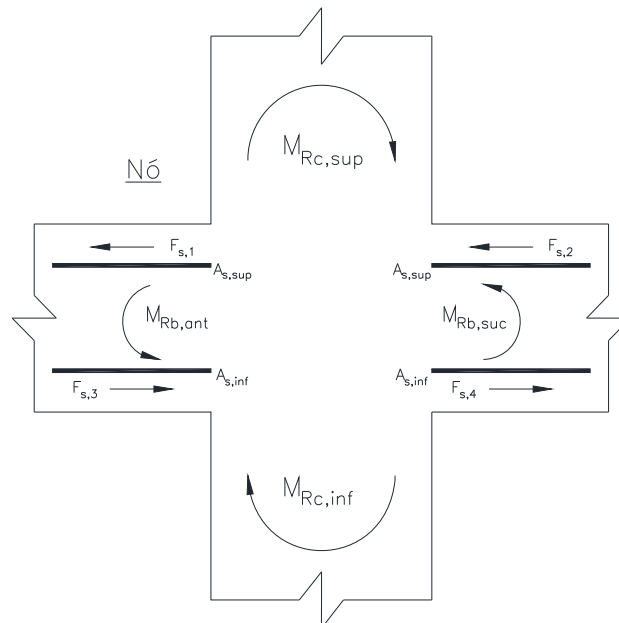


Figura 6-3 – Forças envolvidas no nó na resistência à flexão

Na Tabela 6-15 apresentam-se os pilares e respetivos momentos resistentes que concorrem no nó inicial da viga-exemplo “(1)V\_11.03” a título demonstrativo. Os cálculos dos momentos resistentes de pilares serão abordados mais amplamente em 6.1.5.

Tabela 6-15 – Momentos resistentes concorrentes no nó inicial da viga-exemplo “(1)V\_11.03”

Viga que antecede	$M_{Rd,b}$ (kN.m)		Pilar	$M_{Rd,c}$ (kN.m)		Viga que sucede	$M_{Rd,b}$ (kN.m)	
(1)V_11.02	Acima	129,08	PL_32	Sup.	74,47	(1)V_11.03	Acima	104,06
	Abaixo	89,98		Inf.	120,95		Abaixo	89,98

Uma vez determinados os momentos resistentes existentes no nó, é então possível determinar o rácio  $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$  existente na equação (6.32). Este rácio resulta da consideração da situação mais desfavorável, isto é, para o exemplo apresentado na Figura 6-3, podem

encontrar-se no nó 1 as forças relativas a armaduras superiores e inferiores de cada uma das vigas que nele concorrem. O valor do rácio resulta na pior das duas situações:  $\Sigma M_{Rb}$  devido a  $F_{s,1}$  e  $F_{s,4}$  ou  $F_{s,2}$  e  $F_{s,3}$  (15).

Assim, tem-se:

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{Rd,c \text{ inf}} + M_{Rd,c \text{ sup}}}{M_{Rd,b \text{ (1.02) acima}} + M_{Rd,b \text{ (1.03) abaixo}}} = \frac{74,47 + 120,95}{129,08 + 89,98} = 0,892 \\ \frac{M_{Rd,c \text{ inf}} + M_{Rd,c \text{ sup}}}{M_{Rd,b \text{ (1.02) abaixo}} + M_{Rd,b \text{ (1.03) acima}}} = \frac{74,47 + 120,95}{89,98 + 104,06} = 1,007 \end{array} \right. = 1,007$$

O programa de cálculo automático, para o nó em causa, apresenta um valor de  $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$  igual a 1,333 o que corresponde a um erro relativamente baixo. A discrepância nos valores deve-se sobretudo ao facto de o *software* fazer a determinação de esforços resistentes em pilares considerando flexão composta desviada.

Apesar de se calcularem os valores dos rácios, na aplicação da equação (6.33) considera-se a situação mais desfavorável, podendo reescrever-se aquela equação da seguinte forma:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (6.35)$$

Nota: Apesar de não se considerarem os valores calculados para os rácios, há que ter em conta que esta é uma verificação importante para validar resultados do modelo de cálculo automático.

Existem agora condições para proceder ao cálculo dos valores de esforço transversal atuantes nas vigas. Os resultados apresentam-se na Tabela 6-16.

Tabela 6-16 – Determinação dos valores de cálculo do esforço transversal atuante

Viga	Face	$M_{Rb,1}$ (kN.m)	$M_{Rb,2}$ (kN.m)	$V_{g+\psi 2q,1}$ (kN)	$V_{g+\psi 2q,2}$ (kN)	$V_{Ed,1}$ (kN)	$V_{Ed,2}$ (kN)
(1)V_05.01	Superior	320,06	399,48	-69,31	119,50	200,37	250,57
	Inferior	255,86	255,86				
(1)V_11.03	Superior	104,06	104,06	-38,51	28,95	87,02	77,46
	Inferior	89,98	89,98				
(2)V_05.02	Superior	688,01	638,09	-49,02	53,33	164,77	169,08
	Inferior	527,41	527,41				

Uma vez conhecido o valor de cálculo do esforço transversal atuante, é possível atribuir uma armadura que lhe seja resistente, garantindo sempre a conformidade da pormenorização a adotar com as restrições regulamentares.

Segundo a cl.6.2.3 do EC2, para a verificação da segurança ao esforço transversal, utiliza-se a seguinte equação:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (6.36)$$

Com o limite máximo de:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (6.37)$$

Em que:

- $\alpha_{cw}$  Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, Para estruturas não pré-esforçadas, este toma o valor de 1,0;
- $v_1$  Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, Para  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ , este toma o valor de 0,6,
- $z$  Braço do binário das forças interiores, Considera-se  $z = 0,9 \cdot d$ ,
- $b_w$  Largura do menor banzo da viga.

Em seguida, apresentam-se na Tabela 6-17 os valores de esforço resistente máximo, calculados segundo (6.37), bem como os valores de esforço transversal resistente sem armadura, calculados de acordo com (6.19).

Tabela 6-17 – Valores de esforço transversal máximo e esforço transversal sem armadura

Viga	$z$ (m)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$k$	$v_{min}$	$\rho_l$	$V_{Rd,c}$ (kN)
(1)V_05.01	0,693	1039,71	1,510	0,325	0,0044	93,09
(1)V_11.03	0,423	634,63	1,652	0,372	0,0039	59,82
(2)V_05.02	1,143	1714,84	1,397	0,289	0,0039	136,81

Aplicando (6.36), é possível determinar a área de armadura necessária para esta verificação. Apresentam-se na Tabela 6-18 as armaduras pormenorizadas. Em todos os casos, os valores de  $b_w$  e  $\theta$  são 0,30 m e  $\theta = 45^\circ$ , respetivamente.

Tabela 6-18 – Armaduras de esforço transversal pormenorizadas para as vigas-exemplo

Viga	Pormenorização adotada		$z$ (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed, calc}$ (kN)	$V_{Ed, mod}$ (kN)
	$A_{sw}/s$	( $\text{cm}^2/\text{m}$ )				
(1)V_05.01	$\emptyset 8//0,100, 4r$	20,12	0,675	472,38	250,57	372,37
(1)V_11.03	$\emptyset 8//0,100$	10,06	0,405	141,72	87,02	85,23
(2)V_05.02	$\emptyset 8//0,150$	6,70	1,125	262,17	164,77	159,65

Nota: Ao analisar a tabela anterior, verifica-se que alguns dos valores de  $V_{Ed}$  calculados através do modelo de cálculo são superiores aqueles determinados pela metodologia do EC8. Essa diferença pode dever-se a duas razões: a primeira, é a de haver

a possibilidade da ação condicionante não ser a ação sísmica, por outro lado há a possibilidade de haver pequenas diferenças entre a armadura resistente aqui considerada e aquela que foi atribuída no modelo de cálculo.

As pormenorizações adotadas devem também verificar as condições impostas relativamente ao espaçamento longitudinal e transversal de armaduras, traduzidas pelas equações (6.29) e (6.30), respetivamente. Apresentam-se na seguinte tabela os valores limite:

Tabela 6-19 – Valores máximos de espaçamento longitudinal e transversal de armaduras de esforço transversal das vigas-exemplo

Viga	d (m)	$s_{t,max}$	$s_{L,max}$
(1)V_05.01	0,75	0,563	0,563
(1)V_11.03	0,45	0,338	0,338
(2)V_05.02	1,25	0,600	0,938

Analisando as pormenorizações adotadas descritas na Tabela 6-18 e comparando com os valores limite para o espaçamento longitudinal, conclui-se que a armadura adotada cumpre o requisito.

Uma vez que todas as vigas do sistema estrutural têm largura igual a 0,30 m ou 0,20 m e recobrimento de 0,03 m, determina-se que para estribos de 10 mm o espaçamento transversal médio é de 0,19 m, pelo que este requisito também é sempre cumprido.

A pormenorização adotada aplica-se para todo o comprimento da viga, à exceção das suas zonas críticas, localizadas nas extremidades inicial e final, com comprimento dado por:

$$l_{cr} = h_w \quad (6.38)$$

Em que:

$l_{cr}$  Extensão da zona crítica;

$h_w$  Altura da viga.

No caso das vigas (1)V\_0x.01 (com x = 4 a 9), para além das zonas críticas em cada extremidade, define-se também a zona de meio-vão, com extensão de 1,60 m (=  $2h_w$ ) para cada lado dos elementos verticais descontínuos que suportam (pilares secundários PL\_34 a PL\_39 – ver Figura 6-4).

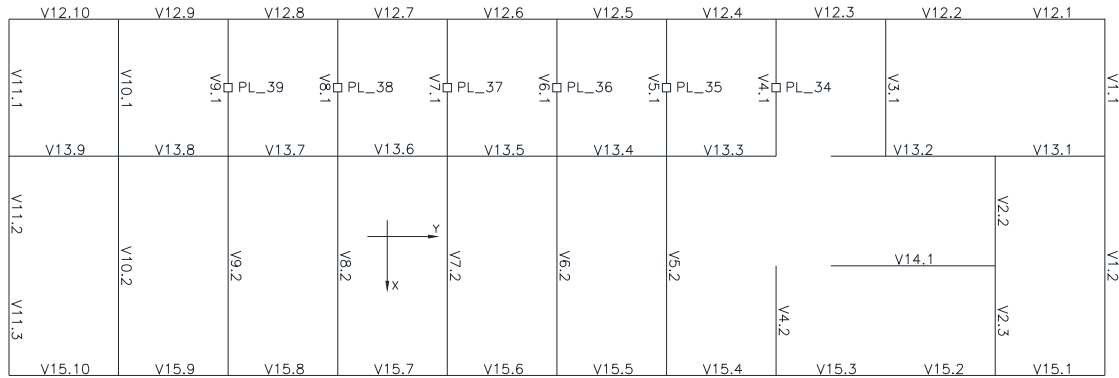


Figura 6-4 – Representação esquemática das vigas existentes ao nível do piso 1

O espaçamento máximo entre armaduras de esforço transverso é dado por (6.31), obtendo-se os seguintes valores:

Tabela 6-20 – Espaçamento máximo entre armadura de esforço transverso em zonas críticas das vigas-exemplo

Viga	8 $d_{bL}$ (mm)	$h_w/4$ (mm)	24 $d_{bw}$ (mm)	$S_{m\acute{a}x}$ (mm)
(1)V_05.01	128	200	288	128
(1)V_11.03	128	125	192	125
(2)V_05.02	160	325	384	160

Desta forma, obtêm-se as seguintes pormenorizações para as zonas críticas:

Tabela 6-21 – Valores das extensões das zonas críticas para as vigas-exemplo.

Viga	Armadura	$l_{cr}$ (m)
(1)V_05.01	Ø8//0,100, 4r	0,80
(1)V_11.03	Ø8//0,100	0,50
(2)V_05.02	Ø8//0,150	1,30

### 6.1.5 Pilares sísmicos primários

De acordo com o EC8, os pilares definem-se como elementos estruturais sujeitos a forças gravíticas por compressão axial ou sujeitos a um esforço normal reduzido de cálculo superior a 0,1. A secção 9.5 do EC2 refere-se apenas a pilares cuja maior dimensão não é superior a 4 vezes a menor. Nos casos em que essa condição não se verifica, o elemento em causa é tratado como parede.

São definidos como pilares sísmicos primários todos aqueles que não tenham sido considerados como secundários. A resistência a ações laterais é somente assegurada pelos pilares sísmicos primários, pelo que se despreza qualquer contributo dos secundários nessa resistência.

Disposições construtivas

Em seguida apresentam-se os requisitos regulamentares aplicados a pilares sísmicos primários. Esses requisitos foram verificados para todos os pilares pertencentes à estrutura, pelo que aqui se apresentam os resultados de 3 pilares-exemplo, cujas características base se apresentam na Tabela 6-22. Os resultados referentes aos restantes pilares encontram-se nos anexos 7 a 10.

Tabela 6-22 – Características principais dos pilares-exemplo

Pilar	Dim X (m)	Dim Y (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
PL_05	0,3	0,4	0,12
PL_11	0,3	0,6	0,18
PL_28	0,4	0,3	0,12

Relativamente ao estipulado no EC2 e no EC8, têm-se as seguintes restrições:

- O valor do esforço normal reduzido, v<sub>d</sub>, não deve ser superior a 0,65

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{6.39}$$

Tabela 6-23 – Valores do esforço normal reduzido para os pilares-exemplo, na situação de projeto sísmica

Pilar	Piso 0		Piso 1		Piso 2	
	N <sub>Ed</sub> (kN)	v <sub>d</sub>	N <sub>Ed</sub> (kN)	v <sub>d</sub>	N <sub>Ed</sub> (kN)	v <sub>d</sub>
PL_05	707,51	0,354	455,84	0,228	242,86	0,121
PL_11	386,26	0,129	123,48	0,041	-	-
PL_28	667,95	0,334	264,85	0,132	-	-

- Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 8 mm;
- A área de armadura longitudinal deverá estar contida entre:

- Área mínima:  $A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c$  (6.40)

- Área máxima:  $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$  (6.41)

Tabela 6-24 – Valores de área de armadura máxima e mínima para os pilares-exemplo

Pilar	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )
PL_05	12,00	48,00
PL_12	18,00	72,00
PL_28	12,00	48,00

- Deve ser colocando ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto;
- O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a 6 mm;

- As zonas numa extensão  $l_{cr}$  a partir das duas secções de extremidade de um pilar sísmico primário devem ser consideradas como críticas

$$l_{cr} = \max \{ h_c ; l_{cl} / 6 ; 0,45 \} \quad (6.42)$$

Em que:

$h_c$  Maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

$l_{cl}$  Comprimento livre do pilar (em metros).

Tabela 6-25 – Valores de extensão de zona crítica ao nível de cada piso para os pilares-exemplo

Pilar	Piso	$h_c$ (m)	$l_{cl}$ (m)	$l_{cr}$ (m)
PL_05	0	0,40	3,40	3,400
	1	0,40	3,40	0,567
	2	0,40	3,00	0,500
PL_11	0	0,60	3,40	3,400
	1	0,60	3,40	0,600
	2	0,60	3,00	3,000
PL_28	0	0,40	3,40	3,400
	1	0,40	3,40	0,567

Pode verificar-se na Tabela 6-25 que, no piso térreo, todos os pilares têm uma extensão de zona crítica de valor igual ao comprimento livre de pilar, em resposta ao estipulado na cl.5.9 do EC8.

Verifica-se também que se considera confinada a totalidade da altura do pilar PL\_11 no piso 2. Isto deve-se ao facto do edifício, de um lado do pilar, ter 3 pisos e do outro ter apenas 2, o que torna o pilar PL\_11 um pilar de canto no piso 2. Para este caso e para todos os restantes pilares de canto, a altura total do pilar deve ser confinada.

- Se  $l_{cl}/h_c < 3,0$  toda a altura do pilar sísmico primário deve ser considerado como zona crítica e armado como tal.
- Deve ser garantido, nas zonas críticas da base dos pilares, um valor do fator de ductilidade em curvatura,  $\mu_\phi$ , pelo menos igual ao valor indicado na Tabela 6-8. De acordo com a cl.5.2.3.4(4), o valor do fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de elementos sísmicos primários deve ser, pelo menos, igual a 1,5 vezes o valor obtido pelas equações (6.22) e (6.23), pelo que se adotam os valores presentes na Tabela 6-26.

Tabela 6-26 – Valor do fator de ductilidade em curvatura corrigido para zonas críticas de elementos sísmicos primários

Direção	T <sub>1</sub> (s)	μ <sub>Φ</sub>
X	0,666	3,3
Y	0,754	3,3

- Deve ser compensada, através de confinamento adequado do núcleo de betão, a perda de resistência devida ao destacamento do betão se, para o valor especificado de μ<sub>Φ</sub>, for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a ε<sub>cu2</sub> = 0,0035;
- Os dois requisitos anteriores consideram-se satisfeitos através da seguinte verificação:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (6.43)$$

Nota: Na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deverá utilizar-se o valor mínimo de ω<sub>wd</sub> igual a 0,08, tal como disposto na cl.5.4.3.2.2(9).

Em que:

b<sub>c</sub> Largura bruta da secção transversal;

b<sub>o</sub> Largura do núcleo de betão confinado;

ω<sub>wd</sub> Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.44)$$

α Coeficiente de eficácia do confinamento:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.45)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} \quad (6.46)$$

Para secções transversais retangulares:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \quad (6.47)$$

h<sub>o</sub> Altura do núcleo de betão confinado;

b<sub>i</sub> Distância entre varões consecutivos abraçados

n Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos

- A distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos não pode ser superior a 200 mm
- O espaçamento, s (em milímetros), da armadura de confinamento não pode ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{b_o}{2}; 175; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (6.48)$$

Em que:

$b_o$  Dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão;  
 $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros).

- Em zonas correntes, o espaçamento entre armaduras transversais ao longo do pilar não deve exceder:

$$s_{cl,tmax} = \min \{ 20 \cdot d_{bL}; \min (bc; hc); 400 \text{ mm} \} \quad (6.49)$$

Apresentam-se na Tabela 6-27 os valores máximos de espaçamento de armaduras transversais a aplicar ao pilares-exemplo:

Tabela 6-27 – Valores máximos de espaçamento de armaduras transversais nos pilares-exemplo

Pilar	$b_o$ (mm)	$d_{bL}$ (mm)	$S^{máx}$ (mm)	$S_{cl,tmax}$ (mm)
PL_05	232	20	116	300
PL_12	232	20	116	300
PL_28	232	20	116	300

Uma vez que todos os pilares têm  $b_o = 232$  mm, então o valor máximo de espaçamento em zonas críticas é de 116 mm, pelo que se adota o valor universal de 100 mm.

### Dimensionamento

Os pilares sísmicos primários devem garantir que, na ocorrência da ação sísmica, se formem rótulas plásticas nas extremidades das vigas, isto é, que tenham uma resistência à flexão superior às de quaisquer vigas que concorram num mesmo nó. Essa condição de resistência é referida na cl.4.4.2.3(4) do EC8, através da equação:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.50)$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$  Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó.

$\sum M_{Rb}$  Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Contudo, e de acordo com o disposto na mesma cláusula do EC8, esta condição apenas deve ser cumprida em edifícios com estrutura porticada ou em sistemas equivalentes a pórticos. Uma vez que se está perante um sistema de paredes (ver 4.3), não se torna obrigatória a sua aplicação.

Os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados também pela regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob ação dos momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i=1,2$  designando as secções de extremidade do pilar), definidos por:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1 ; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (6.51)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão na zona de compressão da secção, sendo considerado igual a 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.

A anterior equação pode ser reescrita da seguinte forma simplificada:

$$M_{i,d} = M_{Rc,i} \quad (6.52)$$

Pelo que os valores de cálculo de esforço transversos serão dados por:

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{L} \quad (6.53)$$

Em que:

- $L$  Comprimento do pilar.

#### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão

A regulamentação permite que a flexão desviada seja considerada efetuando a verificação separadamente para cada direção, o que torna o processo mais simples, conforme se refere na cl.5.4.3.2.1(2) do EC8. Neste caso, a resistência à flexão deve ser reduzida em 30%.

A atribuição de armadura às secções dos pilares foi feita, à semelhança do que acontece nas vigas, a partir dos valores de áreas de armaduras calculados no modelo de cálculo automático, tendo como balizamento o limite máximo de taxa de armadura longitudinal e a verificação pilar-forte/viga-fraca, que apesar de não ser obrigatória, é útil para a perceção da distribuição dos esforços pelos elementos.

Para os pilares-exemplo determinaram-se as seguintes armaduras:

Tabela 6-28 – Armadura longitudinal adotada para os pilares-exemplo

Piso	Pilar	Pormenorização adotada
0	PL_05	6Ø25+4Ø20
	PL_12	4Ø25+6Ø20
	PL_28	8Ø25+2Ø20
1	PL_05	6Ø25+4Ø20
	PL_12	4Ø25+6Ø20
	PL_28	8Ø25+2Ø20
2	PL_05	6Ø20+4Ø16

O momento resistente e respetiva altura da linha neutra são dados pelas seguintes equações:

$$x = \frac{N_{Ed} + (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.54)$$

$$M_{Rd} = \left[ A_{s1} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) \quad (6.55)$$

Em que:

- $A_{s1}$  Área de armadura longitudinal da face superior da secção do pilar. Como se adotam pormenorizações simétricas, este valor é sempre igual a  $A_{s2}$ .
- $h$  Altura da secção de betão
- $d$  Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e a fibra mais comprimida.

Os momentos resistentes calculados para os pilares-exemplo são apresentados, para a flexão em torno de X na Tabela 6-29 e para a flexão em torno de Y na Tabela 6-30.

Tabela 6-29 – Momentos resistentes de cálculo em X para os pilares-exemplo

Piso	Pilar	Flexão em torno de X						
		$A_{s1} = A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$b$ (m)	$h$ (m)	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd,x}$ (kN.m)
0	PL_05	14,73	0,3	0,4	0,0505	0,3495	0,1769	244,60
	PL_12	12,99	0,3	0,6	0,0505	0,5495	0,0966	325,88
	PL_28	19,63	0,4	0,3	0,0505	0,2495	0,1252	202,64
1	PL_05	14,73	0,3	0,4	0,0505	0,3495	0,1140	223,54
	PL_12	12,96	0,3	0,6	0,0505	0,5495	0,0309	260,44
	PL_28	19,63	0,4	0,3	0,0505	0,2495	0,0497	170,37
2	PL_05	9,42	0,3	0,4	0,0480	0,3520	0,0607	142,33

Tabela 6-30 – Momentos resistentes de cálculo em Y para os pilares-exemplo

Piso	Pilar	Flexão em torno de Y						
		$A_{s1} = A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	b (m)	h (m)	d <sub>1</sub> (m)	d (m)	x (m)	M <sub>Rd,y</sub> (kN.m)
0	PL_05	16,10	0,4	0,3	0,0505	0,2495	0,1327	180,028
	PL_12	16,10	0,6	0,3	0,0505	0,2495	0,0483	161,924
	PL_28	12,96	0,3	0,4	0,0505	0,3495	0,1670	223,749
1	PL_05	16,10	0,4	0,3	0,0505	0,2495	0,0855	164,237
	PL_12	16,10	0,6	0,3	0,0505	0,2495	0,0154	129,204
	PL_28	12,96	0,3	0,4	0,0505	0,3495	0,0662	180,729
2	PL_05	10,30	0,4	0,3	0,0480	0,2520	0,0455	105,122

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso

Uma vez calculados os momentos resistentes, torna-se agora possível determinar os valores de cálculo do esforço transverso. Apresentam-se na Tabela 6-31 os valores calculados de acordo com (6.53) e os calculados pelo programa de cálculo automático,  $V_{Ed,x/y,calc}$  e  $V_{Ed,x/y,mod}$ , respetivamente.

Tabela 6-31 – Valores de cálculo de esforço transverso atuante nos pilares-exemplo, nas duas direções

Piso	L (m)	Pilar	Esforço Transverso segundo X		Esforço Transverso segundo Y	
			$V_{Ed,X,calc}$ (kN)	$V_{Ed,X,mod}$ (kN)	$V_{Ed,Y,calc}$ (kN)	$V_{Ed,Y,mod}$ (kN)
0	5,70	PL_05	94,406	92,344	69,485	65,813
		PL_12	125,779	120,665	62,497	53,898
		PL_28	78,211	59,124	86,359	98,448
1	4,00	PL_05	122,948	122,948	90,330	85,098
		PL_12	143,244	140,698	71,062	58,810
		PL_28	93,706	67,998	99,401	116,627
2	3,60	PL_05	86,980	86,980	64,241	60,427

Constata-se dos resultados anteriores que o valor do esforço transverso calculado por (6.53) é, na maioria dos casos, superior ao valor definido pelo modelo, sendo que o valor para  $V_{Ed,Y}$  do pilar PL\_28 no piso 1 é a exceção. Por esta razão, e de forma conservativa, assumem-se os maiores valores de ambos os resultados e procede-se ao dimensionamento de uma armadura resistente ao respetivo esforço.

Os valores de  $V_{Rd,c}$  e  $V_{Rd,máx}$  são calculados de acordo com (6.19) e (6.37), respetivamente.

Na tabela seguinte apresentam-se os valores para o valor máximo de  $V_{Rd}$ .

Tabela 6-32 – Esforço transversal máximo admissível nos pilares-exemplo

Piso	L (m)	Pilar	Esforço Transverso segundo X			Esforço Transverso segundo Y		
			$b_w$ (m)	$z$ (m)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$b_w$ (m)	$z$ (m)	$V_{Rd,máx}$ (kN)
0	5,70	PL_05	0,3	0,315	471,825	0,4	0,225	449,1
		PL_12	0,3	0,495	745,2	0,6	0,225	680,4
		PL_28	0,4	0,225	453,6	0,3	0,315	475,2
1	4,00	PL_05	0,3	0,315	471,825	0,4	0,225	449,1
		PL_12	0,3	0,495	745,2	0,6	0,225	680,4
		PL_28	0,4	0,225	453,6	0,3	0,315	475,2
2	3,60	PL_05	0,3	0,317	475,2	0,4	0,227	453,6

Na Tabela 6-33 apresentam-se os valores resistentes em cada direção, sem armadura.

Tabela 6-33 – Esforço Transverso resistente sem armadura

Piso	L (m)	Pilar	Esforço Transverso segundo X				Esforço Transverso segundo Y			
			$k$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$V_{Rd,c}$ (kN)	$k$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$V_{Rd,c}$ (kN)
0	5,70	PL_05	1,756	0,0187	3,333	132,08	1,895	0,0197	3,333	133,07
		PL_12	1,602	0,0114	2,146	150,49	1,891	0,0125	2,146	156,64
		PL_28	1,891	0,0200	3,333	134,66	1,754	0,0200	3,333	134,67
1	4,00	PL_05	1,756	0,0187	3,333	132,08	1,895	0,0197	3,333	133,07
		PL_12	1,602	0,0114	0,686	114,23	1,891	0,0125	0,686	123,53
		PL_28	1,891	0,0114	0,686	117,63	1,754	0,0200	2,207	116,83
2	3,60	PL_05	1,754	0,0119	2,024	100,92	1,891	0,0125	2,024	102,58

O esforço transversal resistente, que se apresenta em seguida, corresponde à pormenorização esquematizada na Figura 6-5 e é calculado de acordo com (6.36).

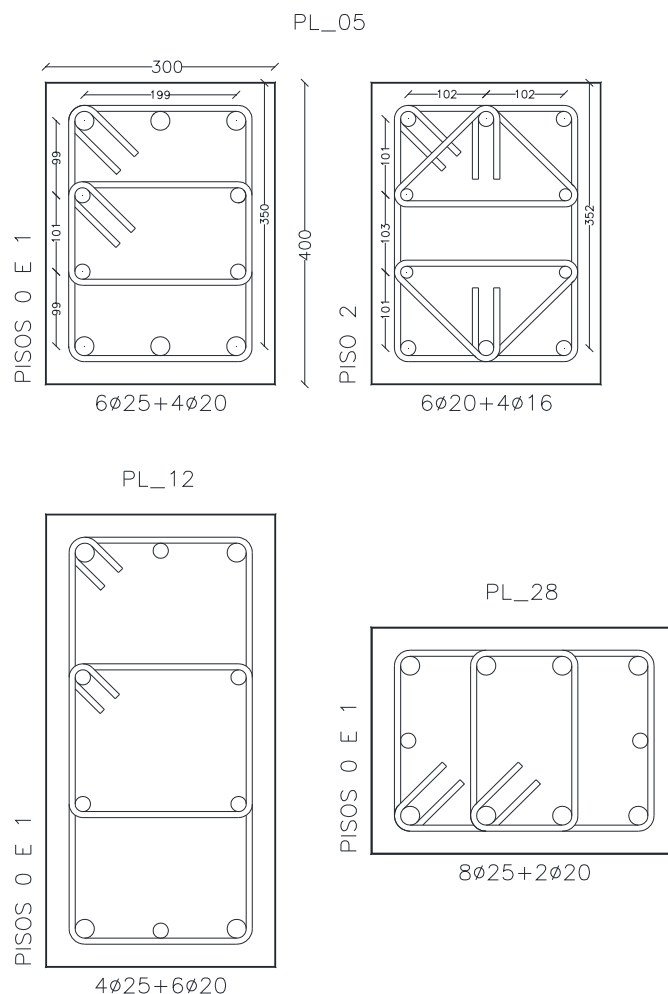


Figura 6-5 – Pormenor dos pilares-exemplo nas zonas críticas (dimensões em mm)

Tabela 6-34 – Amadura de esforço transverso segundo X atribuída aos pilares-exemplo para zona crítica

Piso	L (m)	Pilar	Esforço Transverso segundo X - zona crítica ( $s_{m\acute{a}x} = 0,16$ m) -				
			$A_{sw/s}$		Z (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
			Pormenorização	( $cm^2/m$ )			
0	5,70	PL_05	Ø8//0,100	20,12	0,225	157,46	94,41
		PL_12	Ø8//0,100	20,12	0,227	158,86	125,78
		PL_28	Ø8//0,100	10,06	0,317	110,92	78,21
1	4,00	PL_05	Ø10//0,100	31,40	0,225	245,74	122,95
		PL_12	Ø8//0,100	20,12	0,227	158,86	143,24
		PL_28	Ø8//0,100	10,06	0,317	110,92	93,71
2	3,60	PL_05	Ø8//0,100	20,12	0,225	157,46	57,82

Tabela 6-35 – Amadura de esforço transversal segundo Y atribuída aos pilares-exemplo para zona crítica

Piso	L (m)	Pilar	Esforço Transversal segundo Y - zona crítica ( $s_{m\acute{a}x} = 0,16$ m) -				
			$A_{sw/s}$		z (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
			Pormenorização	( $cm^2/m$ )			
0	5,70	PL_05	Ø8//0,100	10,053	0,315	110,22	69,48
		PL_12	Ø8//0,100	10,053	0,497	173,91	62,50
		PL_28	Ø8//0,100	15,708	0,227	158,86	98,45
1	4,00	PL_05	Ø10//0,100	15,708	0,315	172,02	90,33
		PL_12	Ø8//0,100	10,053	0,497	173,91	71,06
		PL_28	Ø8//0,100	21,363	0,227	158,86	116,63
2	3,60	PL_05	Ø8//0,100	10,053	0,315	165,33	64,24

Procede-se agora à verificação do confinamento adotado para zona crítica dos três pilares-exemplo, segundo (6.43) e de acordo com as pormenorizações esquematizadas na Figura 6-5.

- Cálculo de  $\sum_n b_i^2$ 
  - PL\_05 – Pisos 0 e 1:  $\sum_n b_i^2 = 2 \times 199^2 + 2 \times 101^2 + 4 \times 99^2$
  - PL\_05 – Piso 2:  $\sum_n b_i^2 = 4 \times 102^2 + 4 \times 101^2 + 2 \times 103^2$
  - PL\_12 – Pisos 0 e 1:  $\sum_n b_i^2 = 2 \times 199^2 + 4 \times 166^2 + 2 \times 168^2$
  - PL\_28 – Pisos 0 e 1:  $\sum_n b_i^2 = 2 \times 199^2 + 6 \times 100^2$
- Cálculo do 1º membro de (6.43)

Tabela 6-36 – Valores de  $\alpha$  e  $\omega_{wd}$  para os pilares-exemplo

Piso	Pilar	$b_o$ (mm)	$h_o$ (mm)	s (mm)	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
0 e 1	PL_05	232	332	100	0,699	0,666	0,466	0,208	0,098
	PL_12	232	532	100	0,668	0,711	0,475	0,164	0,078
	PL_28	232	332	100	0,699	0,666	0,466	0,208	0,097
2	PL_05	232	332	100	0,699	0,666	0,466	0,208	0,097

- Cálculo do 2º membro de (6.43)

$$30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0,035 =$$

$$= 30 \times 3,3 \times v_d \times 0,00174 \times 300 / 232 - 0,035 = 0,223 \cdot v_d - 0,035$$

Tendo em conta os valores de esforço normal reduzido,  $v_d$ , presentes na Tabela 6-23, tem-se que:

Tabela 6-37 – Aplicação do 2º membro da equação (6.43) para os pilares-exemplo

Piso	Pilar	$v_d$	equação (6.43)
0	PL_05	0,354	0,044
	PL_12	0,129	-0,006
	PL_28	0,334	0,039
1	PL_05	0,228	0,016
	PL_12	0,041	-0,026
	PL_28	0,132	-0,006
2	PL_05	0,121	-0,008

Uma vez que todos os valores agora apresentados são inferiores aos calculados para o primeiro membro, conclui-se que todas as secções cumprem os requisitos de ductilidade.

O EC8, na cl.5.4.3.2.1(12)P, indica a possibilidade de se calcularem armaduras transversais na zona crítica de pilares, exclusivamente pelo EC2, se o esforço normal reduzido destes for inferior a 0,2 e o valor do coeficiente de comportamento,  $q$ , utilizado no projeto não seja superior a 2,0. Esta exceção é aplicável ao pilar PL\_12 nos pisos 0 e 1 e ao pilar PL\_05 no piso 2, razão pela qual estes pilares apresentam valores negativos na Tabela 6-37.

Em seguida apresentam-se os valores de esforço transversal atuante fora da zona crítica (zona corrente), bem como a armadura adotada e respetiva pormenorização.

Tabela 6-38 – Armadura de esforço transversal segundo X atribuída aos pilares-exemplo para zona corrente

Piso	Pilar	Esforço Transversal segundo X - zona corrente ( $s_{máx} = 0,30$ m) -				
		$A_{sw/s}$		z (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
		Pormenorização	( $cm^2/m$ )			
1	PL_05	Ø10//0,125	25,12	0,225	196,59	122,95
	PL_12	Ø8//0,100	20,12	0,227	158,86	143,24
	PL_28	Ø8//0,100	10,06	0,317	110,92	93,71
2	PL_05	Ø8//0,200	10,04	0,225	78,57	57,82

Tabela 6-39 – Amadura de esforço transverso segundo Y atribuída aos pilares-exemplo para zona corrente

Piso	Pilar	Esforço Transverso segundo Y - zona corrente ( $s_{m\acute{a}x} = 0,30$ m) -				
		$A_{sw/s}$		z (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
		Pormenorização	( $cm^2/m$ )			
1	PL_05	Ø10//0,125	12,56	0,315	137,61	90,33
	PL_12	Ø8//0,100	10,06	0,497	173,91	71,06
	PL_28	Ø8//0,100	20,12	0,227	158,86	116,63
2	PL_05	Ø8//0,200	7,53	0,315	82,50	64,24

### 6.1.6 Pilares sísmicos secundários

Foram considerados como secundários os pilares PL\_34 a PL\_39, por serem elementos descontínuos e por isso estarem apoiados em vigas.

De acordo com a cl.5.7 do EC8, os elementos sísmicos secundários devem ser projetados e pormenorizados de forma a manterem a sua capacidade resistente às cargas gravíticas na situação de projeto sísmica, quando sujeitos às deformações máximas nessa situação.

De acordo com a mesma cláusula, consideram-se cumpridos os requisitos regulamentares se os momentos fletores e os esforços transversos para eles calculados com base, por um lado, nas deformações máximas devidas à situação de projeto sísmica e, por outro, na sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transverso, não excederem os valores de cálculo da sua resistência à flexão e ao esforço transverso determinados conforme o EC2.

Deste modo, procedeu-se à análise da estrutura modelando os referidos pilares com rótulas nas suas extremidades, garantindo assim o requisito de não contribuição da resistência à flexão e ao esforço transverso destes elementos e alterando o espetro em função do decréscimo do coeficiente de comportamento ( $q = 1,0$ ). A análise revelou que os esforços calculados para os pilares secundários não excedem a sua capacidade resistente calculada de acordo com o EC2, pelo que se cumpre o requisito anteriormente referido. Apresentam-se, em seguida, tabelas com as armaduras adotadas para estes pilares, bem como os respetivos esforços atuantes e resistentes.

Tabela 6-40 – Dimensões e valor do esfoço axial dos pilares sísmicos secundários

Pilar	b (m)	h (m)	L (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed,X</sub> (kN.m)	M <sub>Ed,Y</sub> (kN.m)
PL_34	0,30	0,30	4,00	49,23	37,61	33,98
PL_35	0,30	0,30	4,00	69,48	42,37	30,20
PL_36	0,30	0,30	4,00	158,67	40,58	29,57
PL_37	0,30	0,30	4,00	1,52	41,08	32,71
PL_38	0,30	0,30	4,00	26,39	41,35	36,41
PL_39	0,30	0,30	4,00	8,62	39,98	46,88

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão

- Valores máximos e mínimos de armadura longitudinal
  - $A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 1,8 \text{ cm}^2$  (cl.9.5.2(2) do EC2)
  - $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 36 \text{ cm}^2$
- Armadura longitudinal adotada e respetivo momento fletor resistente - aplicando (6.54) e (6.55).

Tabela 6-41 – Armadura de resistência à flexão calculada para os pilares sísmicos secundários

Pilar	A <sub>s</sub> , calculado (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> , adotado		A <sub>s,1</sub> = A <sub>s,2</sub> (cm <sup>2</sup> )	d <sub>1</sub> (m)	d (m)	x (m)	M <sub>Rd</sub> (kN.m)
		Porm.	(cm <sup>2</sup> )					
PL_34	8.29	4Ø20+4Ø16	20,61	8,29	0,048	0,252	0,156	113,53
PL_35	9.42	8Ø20	25,13	9,42	0,048	0,252	0,181	123,03
PL_36	8.29	4Ø20+4Ø16	20,61	8,29	0,048	0,252	0,184	115,05
PL_37	8.29	4Ø20+4Ø16	20,61	8,29	0,048	0,252	0,145	112,12
PL_38	8.29	4Ø20+4Ø16	20,61	8,29	0,048	0,252	0,151	112,91
PL_39	9.42	8Ø20	25,13	9,42	0,048	0,252	0,166	122,35

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso

- Valor máximo do esforço transverso resistente – aplicando (6.37)

Uma vez que os pilares têm todos as mesmas características, o valor de  $V_{Rd,max}$  é comum a todos e é dado por:

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,30 \times (0,9 \times 0,256) \times 0,6 \times 16,67 \times 10^3}{\cot(45) + \tan(45)} = 345,67 \text{ kN}$$

- Valor de esforço transverso resistente sem armadura – aplicando (6.19)

Para situação mais desfavorável (pilar com armadura de 4Ø20+4Ø16), o valor de  $V_{Rd,c}$  é dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 1,887 \times (100 \times 0,014 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 3,334 \right] \times 300 \times 252 = 77,89 \text{ kN}$$

- Esforço transversal atuante:

Tabela 6-42 – Valores de cálculo de esforço transversal atuante nos pilares sísmicos secundários

Pilar	$V_{Ed,X}$ (kN)	$V_{Ed,Y}$ (kN)
PL_34	16,76	17,61
PL_35	14,27	21,04
PL_36	14,12	19,73
PL_37	15,91	20,12
PL_38	18,15	20,33
PL_39	23,33	19,26

Verifica-se assim que não é necessária armadura de esforço transversal, bastando apenas cumprir os mínimos regulamentares.

- Espaçamento máximo admissível para armadura de esforço transversal ao longo do pilar – aplicando (6.49).

$$s_{cl, t \max} = \min \{ 20 \times 16 ; \min (300 ; 300) ; 400 \text{ mm} \} = 300 \text{ mm}$$

Pelo que se adota, para todos os pilares secundários, Ø8//0,200, conferindo um  $V_{Rd,s}$  de 39,60 kN.

### 6.1.7 Paredes dúcteis

De acordo com o EC8, considera-se parede todo o elemento estrutural que suporta outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação  $l_w/b_w$  superior a 4.

A mesma norma refere-se a parede dúctil como uma parede que é fixa na base de forma a impedir a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada para dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

O edifício em estudo apresenta apenas as paredes que constituem o núcleo dos elevadores, cuja altura total é de 12,80 m e uma parede no canto mais a oeste da estrutura, denominada de PA\_03. Nos cálculos que aqui se detalham apenas se faz referência às paredes que compõem o núcleo, sendo que a parede PA\_03 é calculada de forma semelhante e os respetivos resultados são apresentados nos anexos e peças desenhadas. Este núcleo foi dividido em 4 paredes, conforme se demonstra na Figura 6-6.

§  $l_w$  – comprimento;  $b_w$  – espessura

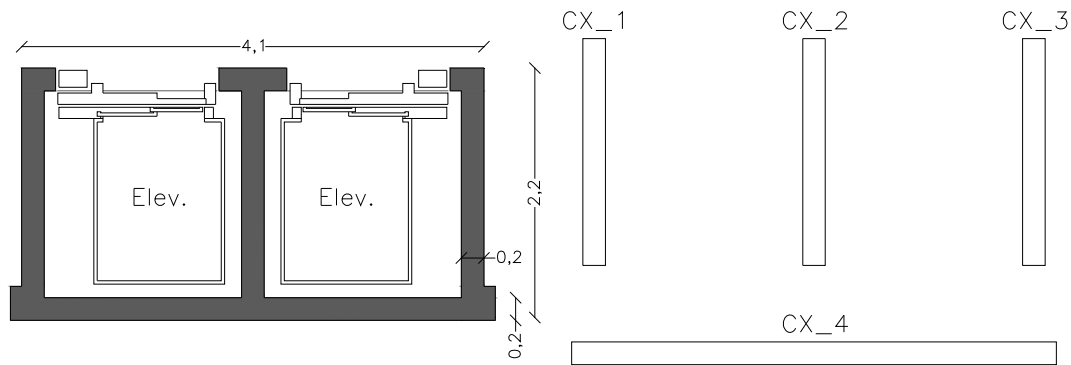


Figura 6-6 – Esquema da composição do núcleo de elevadores

As paredes apresentam as seguintes dimensões:

Tabela 6-43 – Dimensões das paredes dúcteis

Parede	b <sub>w</sub> (m)	l <sub>w</sub> (m)
CX_1	0,20	2,20
CX_2	0,20	2,20
CX_3	0,20	2,20
CX_4	0,20	4,10

Disposições construtivas

- De acordo com o disposto na cl.5.4.1.2.3 do EC8, a espessura deverá satisfazer a seguinte condição:

$$b_{wo} \geq \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\} \tag{6.56}$$

Em que:

h<sub>s</sub> Representa a altura livre do piso, em metros

Uma vez que nos pisos 0 e 1 (mais altos) as paredes apresentam uma altura livre de 3,40 m, o limite mínimo de espessura da alma da parede é dado por 0,17 m, pelo que a condição é verificada.

Paralelamente a esta verificação, surge na cl.5.4.3.4.2(10) do EC8 a condição de que os elementos de extremidade confinados não deverão ter uma espessura, b<sub>w</sub>, inferior a 200 mm (situação que se cumpre). Além disso, a espessura destes elementos devem também cumprir o seguinte requisito:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{se } l_c \leq \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{15} \\ \text{se } l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{10} \end{array} \right. \tag{6.57}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{se } l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{10} \end{array} \right. \tag{6.58}$$

Em que:

l<sub>c</sub> Representa o comprimento da parte confinada (elemento de extremidade);

Visto as paredes terem uma espessura de 0,20 m (e que não pode ser alterada por imposição da arquitetura), há que garantir a condição (6.57), pelo que os elementos de extremidade deverão ter, no máximo, as seguintes extensões:

Tabela 6-44 – Valores máximos das extensões confinadas dos elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$2 b_w$ (m)	$0,2 l_w$ (m)	$l_{c,máx}$ (m)
CX_1	0,40	0,44	0,44
CX_2	0,40	0,44	0,44
CX_3	0,40	0,44	0,44
CX_4	0,40	0,82	0,82

Relativamente ao valor mínimo regulamentar do elemento de extremidade, a cl.5.4.3.4.2(6) do EC8 refere que este é dado por:

$$l_{c,min} = \max \{ 0,15 \cdot l_w ; 1,50 \cdot b_w \} \quad (6.59)$$

Pelo que se obtêm os seguintes valores:

Tabela 6-45 – Valores mínimos das extensões confinadas dos elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$1,50 b_w$ (m)	$0,15 l_w$ (m)	$l_{c,min}$ (m)
CX_1	0,30	0,330	0,330
CX_2	0,30	0,330	0,330
CX_3	0,30	0,330	0,330
CX_4	0,30	0,615	0,615

Uma vez balizadas as extensões dos elementos de extremidade confinados, adotou-se o valor de 0,40 m para as paredes CX\_1, CX\_2 e CX\_3 e 0,65 m para a parede CX\_4.

Relativamente ao estipulado na cl.5.4.3.4 do EC8, têm-se as seguintes condições:

- O valor do esforço normal reduzido não deverá ser superior a 0,4. Apresentam-se Tabela 6-46 os valores calculados de  $v_d$ :

Tabela 6-46 – Valor de esforço normal reduzido para as paredes dúcteis, na situação de projeto sísmica

Parede	$N_{Ed}$ (kN)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$v_d$
CX_1	-2286,34	0,44	0,31
CX_2	-1322,35	0,44	0,18
CX_3	-2096,32	0,44	0,29
CX_4	-2736,93	0,82	0,20

Verifica-se que todos os valores de esforço normal reduzido cumprem o limite máximo regulamentar.

- Disposições construtivas para a ductilidade local
  - Altura da zona crítica é dada por:

$$h_{cr} = \max \left[ l_w ; \frac{h_w}{6} \right] \quad (6.60)$$

$$h_{cr,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w \\ h_s \end{array} \right. \text{ (para } n < 6 \text{ pisos)} \quad (6.61)$$

- Espaçamento máximo das cintas, dos elementos de extremidade, é dada pela equação (6.48). Uma vez que toda as paredes têm uma espessura de 0,20 m, o valor máximo do espaçamento será definido pela metade da espessura do elemento de extremidade confinado ( $b_o = 0,132$  m), isto é, 0,066 m, pelo que se adota, conservativamente, o valor de 6 cm.

Tendo em conta as características das paredes em estudo, resultam os seguintes valores da altura da zona crítica:

- Aplicando (6.60) e (6.61):

Tabela 6-47 – Valores de altura de zona crítica para as paredes dúcteis

Parede	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$h_w/6$ (m)	$h_{cr,(6.60)}$ (m)	$h_s$ (m)	$2l_w$ (m)	$h_{cr,max(6.61)}$ (m)
CX_1 a CX_3	12,80	2,20	2,13	2,20	3,40	4,40	3,40
CX_4	12,80	4,10	2,13	4,10	3,40	8,20	3,40

Tem-se que, para CX\_1 a CX\_3,  $h_{cr}$  é de 2,20 m e para CX\_4,  $h_{cr}$  é de 3,40 m.

Segundo a cl.9.6.2 do EC2, têm-se as seguintes condições:

- A área das armaduras verticais deverá estar compreendida entre  $A_{s,v,min}$  e  $A_{s,v,max}$ , dadas por:

$$A_{s,v,min} = 0,002 \cdot A_c \quad (6.62)$$

$$A_{s,v,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.63)$$

- O valor da distância entre dois varões verticais adjacentes não deve ser superior a:

$$s_{dv} = \min \{ 3 \cdot b_w ; 400 \text{ mm} \} \quad (6.64)$$

Uma vez que a espessura de cada parede é de 200 mm, conclui-se que o espaçamento máximo entre varões verticais adjacentes é de 400 mm.

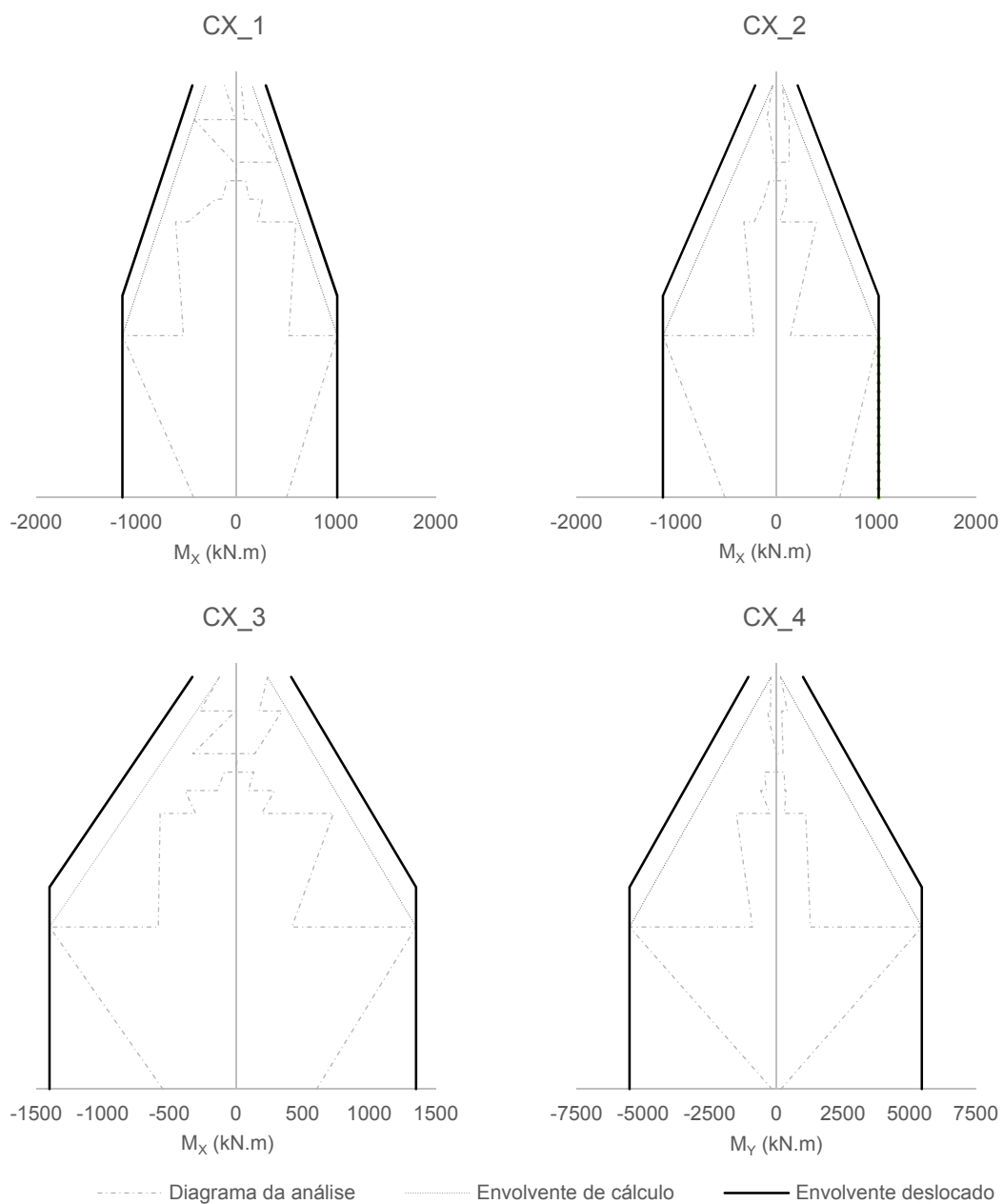
- A área de secção das armaduras horizontais não deverá ser inferior a  $A_{s,hmin}$  que é dado por:

$$A_{s,hmin} = \max \{ 25\% \cdot A_{s,v} ; 0,001 \cdot A_c \} \quad (6.65)$$

- A distância entre varões horizontais adjacentes não pode ser superior a 400 mm.

### Dimensionamento

De acordo com o EC8, devem ser tidas em conta as incertezas da análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos, pelo que se utilizam as seguintes regras para determinação das envolventes de cálculo para os momentos fletores bem como dos coeficientes de majoração para os esforços transversos:



**Figura 6-7 – Diagramas de momentos fletores e envolventes de cálculo das paredes dúcteis**

- O diagrama dos valores de cálculo dos momentos fletores ao longo da altura da parede é determinado pela envolvente linear do diagrama dos momentos fletores obtido da análise e deslocado verticalmente de  $a_l$ , conforme a Figura 6-7:

$$a_l = z \cdot \cot(\theta) \tag{6.66}$$

- O diagrama de valores de cálculo dos esforços transversos é determinado por um aumento de 50% dos valores dos esforços de cálculo obtidos na análise, sendo que no topo o esforço transverso deve corresponder a 50% do esforço na base, conforme se apresenta na seguinte figura:

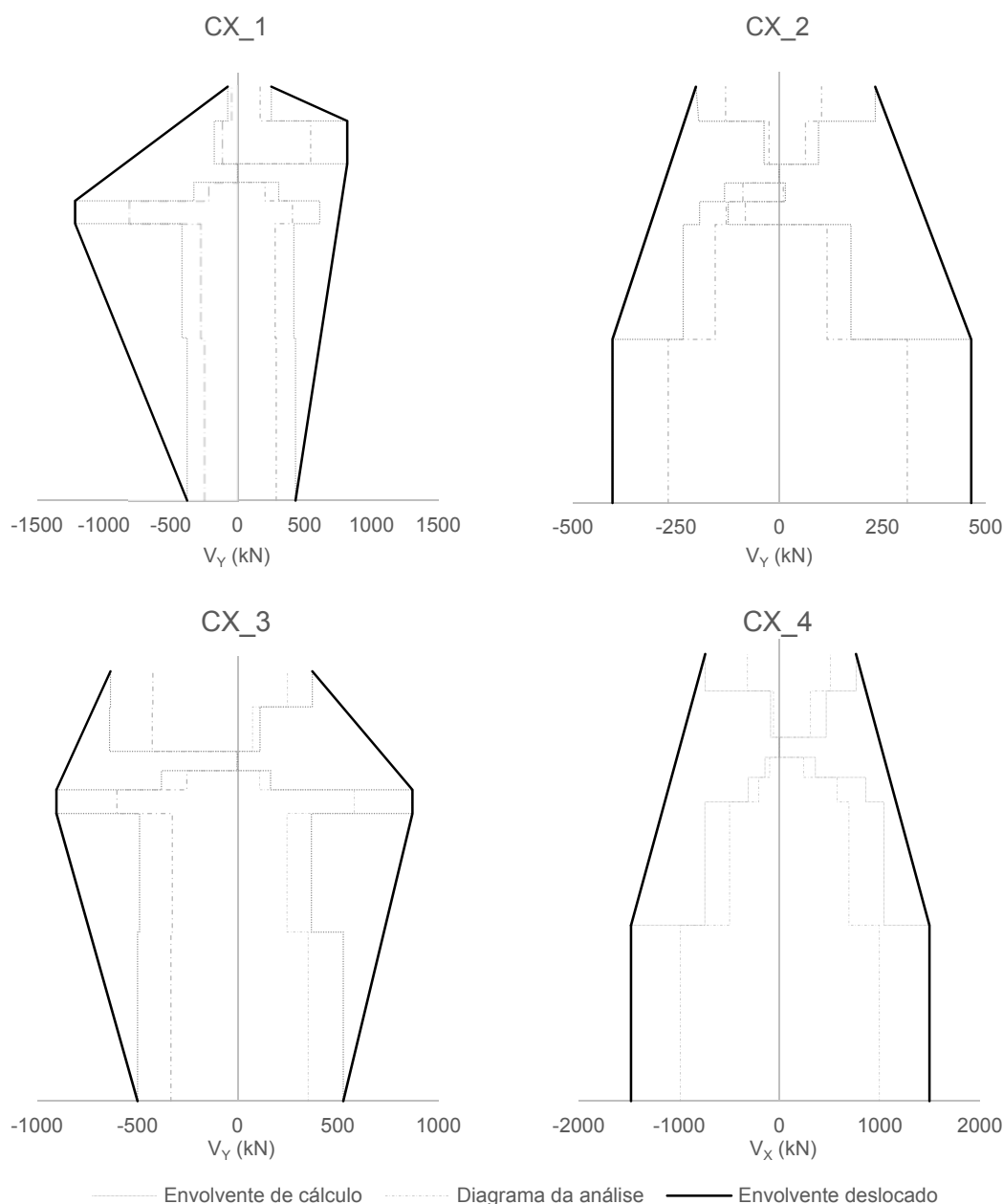


Figura 6-8 – Diagramas de esforços transversos e envolventes de cálculo das paredes dúcteis

Uma vez conhecidos os valores dos esforços atuantes, torna-se possível proceder ao dimensionamento das armaduras.

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão

A distribuição da capacidade resistente deste tipo de elementos estruturais é feita, de modo simplificado, admitindo uma concentração dessa mesma capacidade pelas duas extremidades da parede, sendo que será aí que se pormenorizará a armadura de flexão (pilares fictícios). Desta forma, é possível garantir uma maior eficiência da armadura adotada, uma vez que o braço das forças atuantes na secção é maior e porque também a linha neutra se aproxima da face comprimida, sendo a compressão menor.

A armadura de flexão é determinada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (6.67)$$

Em que:

$$F_s = \frac{M}{z} - \frac{N}{2}$$

Representa a força de tração na armadura tracionada;

M Momento fletor atuante, na situação de projeto sísmica;

N Valor do esforço normal na parede, para a situação de projeto sísmica.

Na figura seguinte representam-se, de forma esquemática, as diferentes variáveis anteriormente mencionadas:

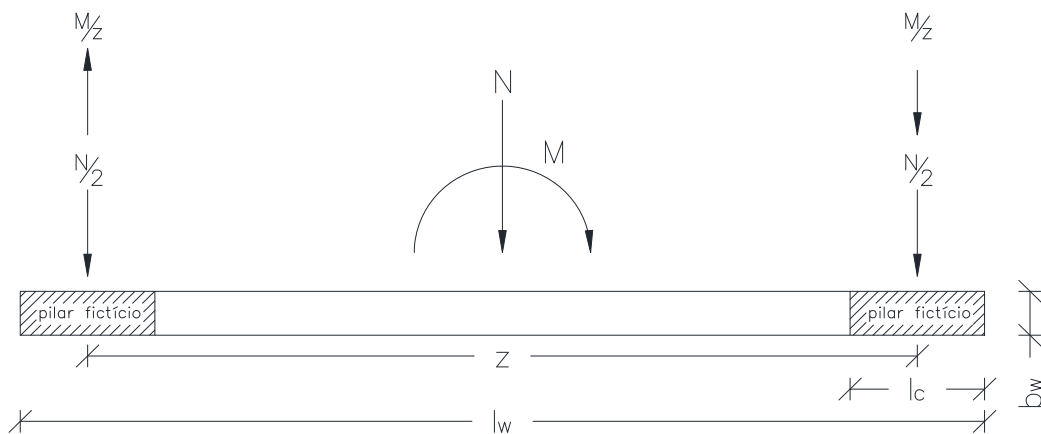


Figura 6-9 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios

Na Tabela 6-48 apresentam-se os esforços calculados e a armadura de flexão adotada nos pilares fictícios.

Tabela 6-48 – Armadura de flexão adotada nas extremidades das paredes dúcteis

Altura	Parede	z (m)	M/z (kN)	N/2 (kN)	F (kN)	A <sub>s,calculada</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, adotada</sub>	
							Pormenorização	(cm <sup>2</sup> )
Base a 8,50 m	CX_1	1,732	656,94	180,48	476,46	0,001370	9Ø16	18,10
	CX_2	1,732	654,88	178,67	476,21	0,001369	9Ø16	18,10
	CX_3	1,732	808,22	176,87	631,35	0,001815	9Ø16	18,10
	CX_4	3,382	1629,59	186,44	1443,16	0,004149	15Ø20	47,12
8,50 m a 12,80 m	CX_1	1,732	277,99	79,07	198,92	0,000572	9Ø12	10,18
	CX_2	1,732	128,52	49,35	79,17	0,000228	9Ø12	10,18
	CX_3	1,732	221,30	117,84	103,46	0,000297	9Ø12	10,18
	CX_4	3,382	173,79	2,15	171,65	0,000493	11Ø12	12,44

Uma vez que a resistência ao esforço atuante é, tal como demonstrado anteriormente, garantida na totalidade pelas extremidades das paredes, a armadura de flexão a incluir na alma das paredes será somente a mínima regulamentar que corresponde a:

Tabela 6-49 – Armadura vertical adotada na alma das paredes dúcteis

Parede	A <sub>sv,min alma</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>s, adotada</sub>		ω <sub>v</sub>
		Pormenorização	(cm <sup>2</sup> )	
CX_1	8,80	8Ø12	9,04	0,0429
CX_2	8,80	8Ø12	9,04	0,0429
CX_3	8,80	8Ø12	9,04	0,0429
CX_4	16,40	16Ø12	18,08	0,0460

Em que:

$$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{Representa a taxa mecânica das armaduras verticais de alma.}$$

Nota: Apesar de não se tratar de uma parede de grandes dimensões de betão fracamente armado opta-se, conservativamente, por utilizar, no cálculo da armadura de flexão, 50% do valor do esforço normal em cada parede devido às forças gravíticas presentes na situação de projeto sísmica, atendendo ao disposto na cl.5.4.2.5(4) e majorando assim o valor de força de tração na armadura, F. Por outro lado, no cálculo do valor do esforço normal reduzido, admite-se o maior valor de esforço axial de cada parede, tendo em conta todas as forças presentes na situação de projeto sísmica, agindo assim de forma conservativa.

### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso

Tal como nos pilares sísmicos primários, também nas paredes dúcteis é necessário garantir a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas. A armadura de confinamento dos pilares fictícios tem o aspeto que se esquematiza na figura seguinte:

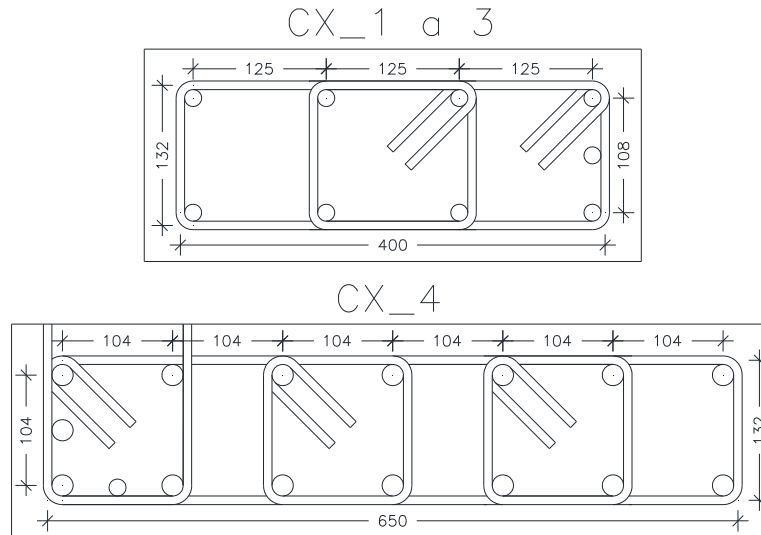


Figura 6-10 – Esquema representativo das armaduras de confinamento dos pilares fictícios das paredes dúcteis

A taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento,  $\omega_{wd}$ , nos elementos de extremidade deverá satisfazer a seguinte condição:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (6.68)$$

Em que:

$$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{Representa a taxa mecânica das armaduras verticais de alma;}$$

Os restantes parâmetros são os definidos em (6.43).

Através das pormenorizações esquematizadas na Figura 6-10 é possível proceder à determinação de  $\alpha$ , processo semelhante ao realizado em pilares:

$$\sum_n b_i^2 \text{ é dado por: } \begin{array}{l} \text{CX\_1 a 3:} \quad \sum_n b_i^2 = 2 \times 108^2 + 6 \times 125^2 \\ \text{CX\_4:} \quad \quad \sum_n b_i^2 = 14 \times 104^2 \end{array}$$

Tabela 6-50 – Valores de  $\alpha$  para os elementos de extremidade de paredes dúcteis

Parede	$b_o$ (mm)	$h_o$ (mm)	$s$ (mm)	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$
CX_1 a 3	132	400	60	0,370	0,715	0,264
CX_4		650		0,294	0,737	0,217

De acordo com o EC8, nas zonas críticas das paredes deverá utilizar-se um valor do fator de ductilidade em curvatura de, no mínimo, igual ao calculado aplicando (6.22) e (6.23), sendo que o valor do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , utilizado nestas expressões é substituído pelo produto de  $q_0$  pelo valor máximo da relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  na base da parede para a situação de projeto sísmica.

Na pior das hipóteses, o valor dos momentos resistentes iguala o valor dos atuantes, pelo que se assume, pelo lado da segurança, que o valor da relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  toma valor unitário e consequentemente o valor de ductilidade em curvatura toma o seguinte valor:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \times 1,60 - 1 = 2,2$$

De acordo com a cl.5.4.3.2(6) do EC8, o comprimento do elemento de extremidade confinado poderá ter uma extensão definida por:

$$l_c = x_u \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.69)$$

Em que:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} \quad \text{Representa a posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado;}$$

$\varepsilon_{cu2}$  Extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento. Adota-se o valor de 0,0035;

$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd}$  Extensão última do betão confinado, estimada de acordo com o EC2

Uma vez que esta expressão é apenas um método para a determinação do comprimento dos elementos de extremidade, esta será apenas aplicada para efeitos de comparação com os valores adotados, tendo sempre presente o balizamento definido pelos valores máximos e mínimos regulamentares definidos por (6.57), (6.58) e (6.59), de acordo com (16).

- Cálculo de  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd}$ , com  $\omega_{wd, \min} = 0,08$  :

Tabela 6-51 – Valores de extensão última do betão confinado para os elementos de extremidade de paredes dúcteis

Parede	$\alpha$	$\varepsilon_{cu2,c}$
CX_1 a 3	0,264	0,0056
CX_4	0,217	0,0052

- Cálculo de  $x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o}$  :

Tabela 6-52 – Valores da posição do eixo neutro para os elementos de extremidade de paredes dúcteis

Parede	$v_d$	$\omega_v$	$b_o$ (m)	$b_c$ (m)	$l_w$ (m)	$x_u$ (m)
CX_1	0,31	0,0429	0,132	0,200	2,200	1,182
CX_2	0,18	0,0429				0,744
CX_3	0,29	0,0429				1,096
CX_4	0,20	0,0460			4,100	1,530

- Cálculo de  $l_c$ , sugerido:

Tabela 6-53 – Valores dos comprimentos de extremidade determinados pela equação (6.69)

Parede	$l_c$ (m)
CX_1	0,45
CX_2	0,28
CX_3	0,41
CX_4	0,51

À exceção da parede CX\_1, todos os restantes comprimentos são superiores aos sugeridos por este método de cálculo. Uma vez que, por um lado, o valor de 0,45 m aqui calculado para a parede CX\_1 é superior ao valor máximo imposto por (6.57) e que por outro, o valor admitido de 0,40 m garante o cumprimento da condição definida por (6.68), assume-se como válido o valor adotado.

Procede-se agora à verificação expressa por (6.68):

- Cálculo do 1º membro

$$\begin{aligned} \text{Volume de cintas} &= \begin{cases} \text{CX}_1 \text{ a } \text{CX}_3: \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} \times (4 \times 0,132 + 2 \times 0,400) = 0,00668 \\ \text{CX}_4: \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} \times (7 \times 0,132 + 2 \times 0,650) = 0,01118 \end{cases} \\ \text{Volume do núcleo de betão} &= \begin{cases} \text{CX}_1 \text{ a } \text{CX}_3: 0,132 \times 0,400 \times 0,06 = 0,0031688 \\ \text{CX}_4: 0,132 \times 0,650 \times 0,06 = 0,005148 \end{cases} \end{aligned}$$

Tabela 6-54 – Aplicação do 2º membro da equação (6.68) para os elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$\alpha$	$\omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
CX_1 a 3	0,264	0,440	0,116
CX_4	0,217	0,453	0,098

- Cálculo do 2º membro de (6.68)

Tabela 6-55 – Aplicação do 2º membro da equação (6.68) para os elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$b_o$ (mm)	$b_c$ (mm)	$\mu_\phi$	$v_d$	$\omega_v$	Equação (6.68)
CX_1	132	200	2,2	0,31	0,0429	0,0267
CX_2				0,18		0,0038
CX_3				0,29		0,0222
CX_4				0,20		0,0078

Uma vez que todos os valores agora apresentados são inferiores aos calculados para o primeiro membro, conclui-se que todas as secções cumprem os requisitos de ductilidade.

Em seguida apresentam-se os valores de esforço transversal atuante fora da zona crítica (zona corrente), bem como a armadura adotada e respetiva pormenorização.

Devido à separação do núcleo em 4 paredes distintas, os esforços atuantes são também obtidos separadamente. Todavia, esta situação não corresponde verdadeiramente ao modo de comportamento da estrutura do núcleo de elevador no que toca particularmente a esforço transversal. Desta forma, admite-se que as paredes que se desenvolvem segundo Y são responsáveis pela resistência ao esforço transversal naquela direção, pelo que a parede que se desenvolve segundo X (CX\_4), resiste a  $V_{Ed,X}$ .

O resumo dos valores mínimos\*\* dos esforços transversais resistentes ao longo das paredes são apresentados na Tabela 6-56. Nesta mesma tabela são também apresentados os valores resistentes máximos calculados de acordo com (6.37), bem como os valores referentes à capacidade resistente sem armadura, de acordo com (6.19).

---

\*\* Estes valores mínimos de esforço transversal resistente são obtidos através da envolvente deslocada presente nos gráficos da Figura 6-8, às diferentes cotas.

Tabela 6-56 – Valores da envolvente de esforço transverso, valores resistentes máximos admissíveis e valores resistentes sem armadura

	Parede	Cota (m)	$V_{Ed,X}$ (kN)	$V_{Ed,Y}$ (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
1º troço	CX_1	0 → 4	-	809,73	1940,79	363,43
	CX_2	0 → 8	-	465,05	1940,79	363,43
	CX_3	0 → 4	-	707,85	1940,79	363,43
	CX_4	0 → 8	1496,17	-	3651,13	695,91
2º troço	CX_1	4 → 12,80	-	1215,71	1940,79	363,43
	CX_2	8 → 12,80	-	351,43	1940,79	337,64
	CX_3	4 → 12,80	-	903,78	1940,79	363,43
	CX_4	8 → 12,80	1138,20	-	3651,13	591,87

Para o cálculo dos esforços transversos resistentes recorreu-se ao método de cálculo já utilizado em pilares e vigas. Nas duas tabelas seguintes apresentam-se as armaduras adotadas e respetivos esforços transversos resistentes.

Tabela 6-57 – Armadura de Esforço Transverso adotada segundo X em paredes dúcteis

	Parede	z (m)	$A_{sw}/s$ , calc (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s$ adotada		$V_{Rd}$ (kN)
				Pormenorização	(cm <sup>2</sup> /m)	
1º troço	CX_4	3,65	11,78	Ø10//0,125	12,56	1594,75
2º troço			8,96	Ø8//0,100	10,06	1277,32

Tabela 6-58 – Armadura de Esforço Transverso adotada segundo Y em paredes dúcteis

	Parede	z (m)	$A_{sw}/s$ , calc (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s$ adotada		$V_{Rd}$ (kN)
				Pormenorização	(cm <sup>2</sup> /m)	
1º troço	CX_1	1,94	12,00	Ø8//0,125	12,06	813,96
	CX_2	1,94	6,89	Ø8//0,125	12,06	813,96
	CX_3	1,94	10,49	Ø8//0,125	12,06	813,96
2º troço	CX_1	1,94	18,01	Ø10//0,125	18,84	1271,55
	CX_2	1,94	5,21	Ø8//0,125	12,06	813,96
	CX_3	1,94	13,39	Ø10//0,125	18,84	1271,55

### Núcleo de elevadores modelado em “secção única” (SU) versus “secção dividida” (SD)

Tal como referido em 5.1, foi feita a modelação do núcleo de elevadores como elemento único, recorrendo à opção “*section designer*” do software SAP2000, a fim de se compararem resultados entre os dois tipos de modelação.

Ao modelar a secção com as mesmas dimensões do conjunto de paredes, foram também atribuídas as armaduras de flexão anteriormente pormenorizadas, por forma a ser possível determinar a verdadeira capacidade resistente da secção.

A secção agora modelada apresenta o aspeto que se mostra na Figura 6-11.

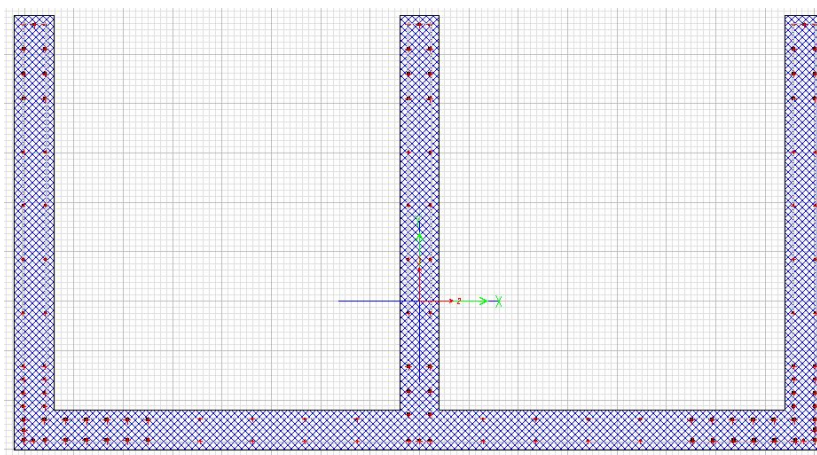


Figura 6-11 – Secção do núcleo de elevadores modelada por “*section designer*” no SAP2000

Para se determinar a capacidade resistente da secção relativamente à flexão composta desviada, recorre-se à opção “*Interaction Surface*”, que permite obter as coordenadas do gráfico de interação  $N + M_x + M_y$  (doravante designado apenas por NMM).

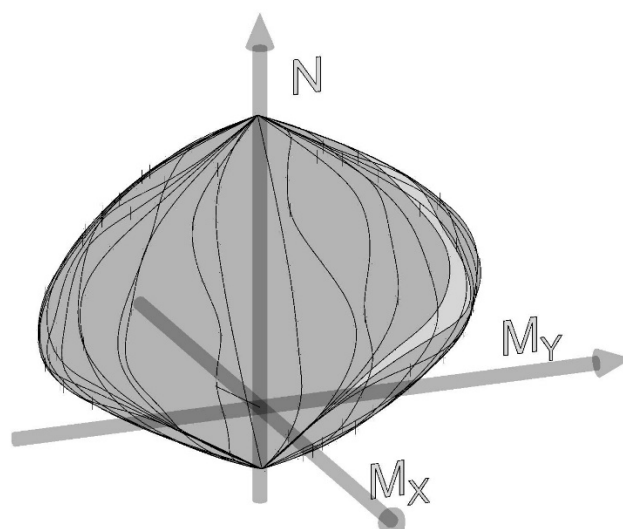


Figura 6-12 – Gráfico 3D de interação  $N M_x M_y$  para o núcleo em SU

Através da importação da listagem de pontos do gráfico NMM, para o *software* de desenho gráfico AutoCad 3D, é possível fazer a representação da superfície, conforme se representa na Figura 6-12.

Fazendo uma análise ao modelo de todo o edifício, com o núcleo modelado como SU, verifica-se que, para a situação de projeto sísmica, a seção do núcleo mais fortemente solicitada se encontra no topo do piso 0. Deste modo, identificam-se os valores de N,  $M_x$ ,  $M_y$  e o valor de “*capacity ratio*” (CR), que diz respeito ao coeficiente de capacidade solicitada. Estes dados apresentam-se na Tabela 6-59.

Tabela 6-59 – Características da seção do núcleo mais fortemente solicitada

Cota	4 m
N	-2443,212 kN
$M_x$	-3824,018 kN.m
$M_y$	5008,858 kN.m
CR	0,498

O ponto definido pelo conjunto de esforços N,  $M_x$  e  $M_y$  (designado por ponto P) é então representado no gráfico NMM. De acordo com (15), o valor de CR será definido pela relação entre  $\overline{OP}$  e  $\overline{OL}$ , em que O é a origem do referencial e L é o ponto definido pela interseção da extensão da linha  $\overline{OL}$  com a superfície limite do gráfico NMM, conforme se representa na Figura 6-13.

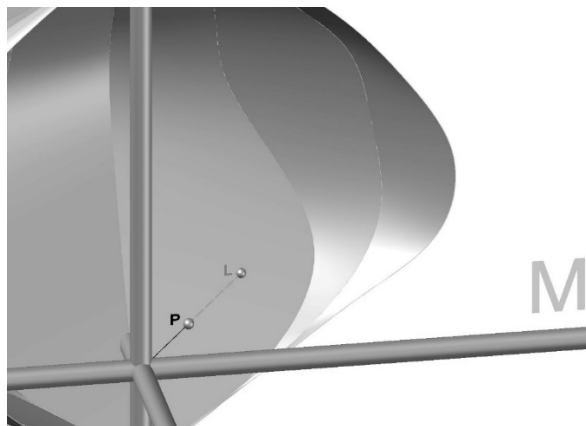


Figura 6-13 – Esquema de determinação do *Capacity Ratio*

Medindo diretamente o comprimento das duas linhas, tem-se que:

$$CR = \frac{6758,78}{14396,91} = 0,4695.$$

Verifica-se que o valor agora calculado é ligeiramente inferior ao determinado pelo programa de cálculo. Esta diferença deve-se ao facto de a superfície do gráfico NMM ser determinada por interpolação entre as várias curvas disponíveis. Para ambos os casos

conclui-se que a armadura pormenorizada permite vencer largamente as solicitações de flexão a que o núcleo estará sujeito.

Relativamente a esforço transversal, o programa de cálculo automático determina o esforço atuante de cálculo. Analisando o núcleo de betão, modelado por SU, verifica-se que a secção determinante se situa à cota de 4 m e com os seguintes dados:

Tabela 6-60 – Esforço Transversal de cálculo determinado por SU

Cota: 4 m	$V_{Ed}$ (kN)	$A_{s,req}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)	
Direção X	842,67	5,03	Ø8//0,10	10,06
Direção Y	663,12	7,90	Ø8//0,10	30,18

Assim, uma vez que os esforços atuantes calculados através dos dois métodos de modelação são próximos, e que as armaduras calculadas e pormenorizadas no primeiro caso garantem a segurança para ambos conclui-se que é útil e eficaz fazer a divisão do núcleo em paredes distintas. Por um lado, a distribuição dos esforços permite uma melhor definição das armaduras em cada uma das paredes. Por outro lado, e como agora se comprova, esta prática não compromete o comportamento global da estrutura e não revela uma diferença muito significativa em termos de esforços atuantes de cálculo, entre as duas modelações.

### 6.1.8 Sapatas e vigas de fundação

Relativamente à verificação da segurança aplicável a resistência das fundações, é definido na cl.4.4.2.6 do EC8 que os esforços devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistência. Considera-se satisfeita esta condição, nos casos em que se tratam de fundações de elementos verticais isolados, se os valores de cálculo dos esforços forem determinados por:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega E_{F,E} \quad (6.70)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente de sobrerresistência. Igual a 1,0 para  $q < 3,0$ .
- $E_{F,G}$  Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$  Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- $\Omega = R_{di} / E_{di} \leq q$  Relação da zona dissipativa ou do elemento  $i$  da estrutura que tem maior influência no efeito  $E_{F,i}$ ;
- $R_{di}$  Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento  $i$ ;
- $E_{di}$  Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento  $i$  para a situação de projeto sísmica.

Assim, na situação mais desfavorável,  $\Omega$  toma o valor de 1,0, assumindo a igualdade entre esforços atuantes e resistentes. Desta forma, a combinação expressa pela equação (6.70) toma resultados semelhantes aos da situação sísmica de cálculo, definida pela combinação de ações expressa na cl.6.4.3.4 do EC0. Deste modo, o dimensionamento das sapatas isoladas é feito para a combinação que se revele determinante entre a combinação característica e a combinação de ações para situação de projeto sísmica.

Relativamente às vigas de fundação, é definido na cl.4.4.2.6(8) do EC8 que ao admitir  $\Omega = 1$ , o valor do coeficiente de sobrerresistência,  $\gamma_{Rd}$ , deve ser aumentado para 1,4. Neste caso, torna-se claramente determinante a ação sísmica comparativamente à combinação característica, uma vez que as vigas serão fortemente solicitadas por esforços de flexão.

#### Disposições construtivas

O diâmetro mínimo a utilizar nas armaduras é de 8 mm, de acordo com o disposto na cl.9.8.1(3) do EC2.

#### Dimensionamento

As sapatas são dimensionadas de forma a suportar as solicitações verticais, uma vez que a todas elas estão ligadas vigas de fundação, nas duas direções, e que garantem a absorção dos esforços de flexão.

O dimensionamento das sapatas é um processo iterativo. Em primeiro lugar, faz-se o seu pré-dimensionamento, conforme abordado em 3.4. Na aplicação da equação (3.5) utiliza-se o esforço axial de cálculo registado na base de cada elemento vertical,  $N_{Ed}$ , majorado em 10% por forma a considerar, nesta fase de pré-dimensionamento, o peso próprio da sapata, garantindo assim a verificação da segurança relativamente à tensão a transmitir ao solo. Este valor de cálculo do esforço axial resulta da análise da estrutura submetida, por um lado, à combinação característica de ações, de acordo com a cl.6.5.3 do EC0 e, por outro, pela combinação de ações para a situação de projeto sísmica.

Relativamente à tensão admissível do solo, dadas as suas características geotécnicas, considera-se que toma valor igual a 200 kPa. Dado o carácter instantâneo da ação sísmica admite-se que, nos casos em que esta seja a ação determinante, a tensão admissível seja igual ao dobro do seu valor normal, permitindo assim que, por um lado, as sapatas não tomem dimensões exageradas e que, por outro, seja colocada em causa a segurança da estrutura e/ou do solo de fundação.

Apresentam-se, na Tabela 6-61, os resultados respeitantes a apenas 3 sapatas-exemplo, pelo que os resultados completos podem ser consultados no anexo 21.

Tabela 6-61 – Pré-dimensionamento das sapatas-exemplo

Sapata	N <sub>Caract.</sub> (kN)	N <sub>Sísmica</sub> (kN)	Dim X (m)	Dim Y (m)	H (m)	PP <sub>sapata</sub> (kN)
S_01	246,09	499,76	1,20	1,20	0,50	18,00
S_25	1093,48	998,59	3,50	1,80	0,80	126,00
S_CX	3354,75	8855,75	6,20	4,00	0,60	372,00

A altura a conferir à sapata deve ser a suficiente para que se garanta a não ocorrência de punçoamento por intermédio do pilar, uma vez que se pretende obter sapata rígida. Assume-se como aceitável uma altura no mínimo igual a metade da maior dimensão da sapata em planta, para além da face do pilar. Os valores das alturas adotadas para as sapatas exemplo também se apresentam na tabela anterior.

Uma vez definidas as dimensões das sapatas, torna-se possível determinar o verdadeiro valor da tensão transmitida ao terreno,  $\sigma_{\text{solo}}$ , composta pelo valor do esforço axial determinante na base do pilar e pelo peso da sapata,  $N_b$ , sob a sua área, pelo que, tal como abordado anteriormente, esta deverá assumir valor inferior à tensão admissível do terreno. Na Tabela 6-62 apresentam-se os valores das tensões transmitidas ao terreno pelas sapatas-exemplo.

Tabela 6-62 – Tensão transmitida ao terreno pelas sapatas-exemplo

Sapata	N <sub>b</sub> (kN)	Área (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{solo}}$ (kPa)
S_01	517,76	1,440	359,6
S_25	1219,48	6,300	193,6
S_CX	9227,75	24,800	372,1

Nota: Em todos os casos, a tensão transmitida ao solo é inferior ao valor de tensão admissível. Nos casos das sapatas S\_01 e S\_CX, tal como abordado anteriormente, considera-se que a tensão admissível passa para o dobro, uma vez que a ação determinante é a ação sísmica.

#### Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão

Tendo em atenção que se adotam sapatas rígidas, recorre-se ao método das bielas aplicado a sapatas isoladas, cujo modelo de cálculo se encontra esquematizado na figura seguinte:

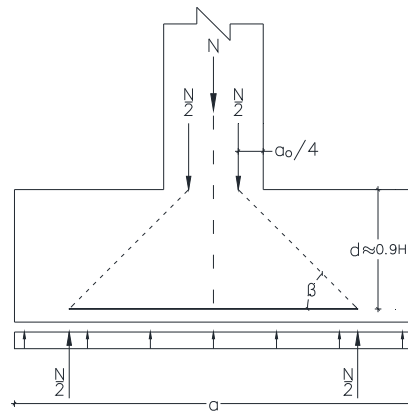


Figura 6-14 – Esquema representativo do funcionamento do método das bielas

A força de tração existente na armadura (tirante) junto à base da sapata é definida por:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (a - a_o)}{8 \cdot d} \quad (6.71)$$

Em que:

- $N_b$  Representa o esforço axial resultante da ação presente no pilar juntamente com o peso próprio da sapata;
- $\gamma$  Toma o valor de 1,50.

Desta forma, a armadura de flexão necessária pode ser determinada a partir da seguinte equação:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{syd}} \quad (6.72)$$

Na Tabela 6-63 apresentam-se as armaduras calculadas para as sapatas-exemplo, bem como a pormenorização adotada para cada uma delas:

Tabela 6-63 – Armaduras de flexão adotadas nas sapatas-exemplo

Sapata	$N_b$ (kN)	$d$ (m)	Direção	$F_{t_{sd}}$ (kN)	$A_{s_{calc}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Pormenorização
S_01	535,89	0,45	X	312,601	5,287	Ø12//0,200
			Y	312,601	5,287	Ø12//0,200
S_25	1093,48	0,72	X	920,959	14,710	Ø16//0,125
			Y	476,358	3,913	Ø10//0,200

Este modelo de cálculo é aplicável a todas as sapatas do edifício em estudo, excetuando a sapata do núcleo de elevadores, que se analisa mais adiante.

Os pilares PL\_29 e PL\_33, por se encontrarem junto a uma galeria técnica enterrada, terão de ser ligados ao muro de contenção de terras que delimita essa mesma galeria, conforme se esquematiza na Figura 6-15.

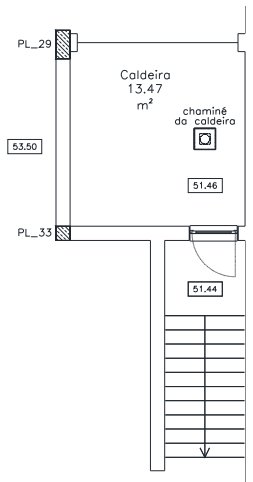


Figura 6-15 – Esquema da galeria técnica junto aos pilares PL\_29 e PL\_33

Define-se como fundação do muro uma sapata contínua de 1,00 m de largura, pelo que é possível atribuir parte dessa fundação às sapatas dos pilares em causa. Assim, o pilar PL\_33 terá uma sapata equivalente de 1,00 x 1,00 m<sup>2</sup>, enquanto o pilar PL\_29 terá uma sapata de 1,00 x b m<sup>2</sup>, em que b será a dimensão necessária para que a sapata receba  $N_b$  e transmita uma  $\sigma_{solo}$  ao terreno inferior a  $\sigma_{adm}$ . O cálculo resulta numa dimensão de 2,80 m. Na Figura 6-16 apresenta-se o esquema, em planta e em corte, das sapatas S\_29 e S\_33.

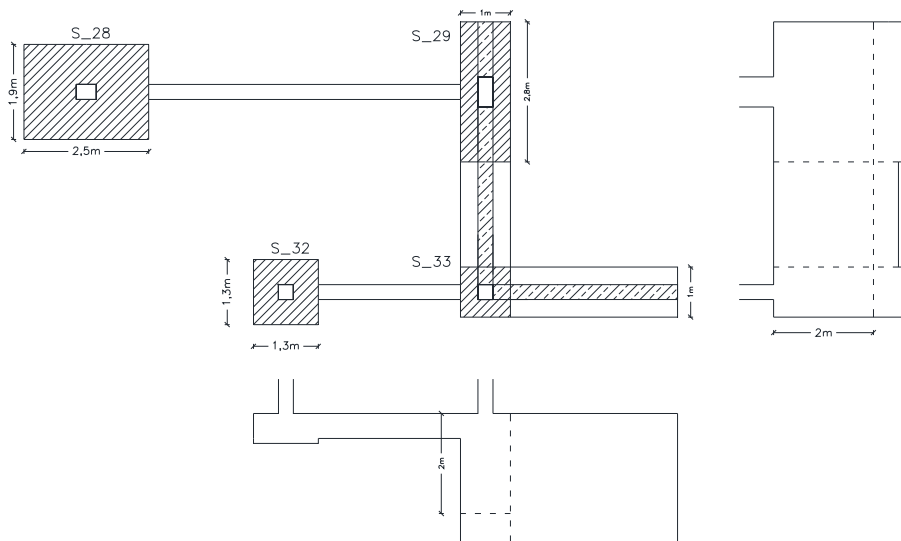


Figura 6-16 – Esquema do sistema de fundações dos pilares PL\_29 e PL\_33

O procedimento para calcular as armaduras de flexão é o mesmo que usado anteriormente, uma vez que se admite a existência de sapatas isoladas, com carregamentos centrados, e ligadas por vigas de fundação.

### Sapata do núcleo de elevadores

O núcleo dos elevadores terá como base uma sapata retangular única, com 6,20 x 4,00 m<sup>2</sup> de área, conforme se apresenta na figura seguinte.

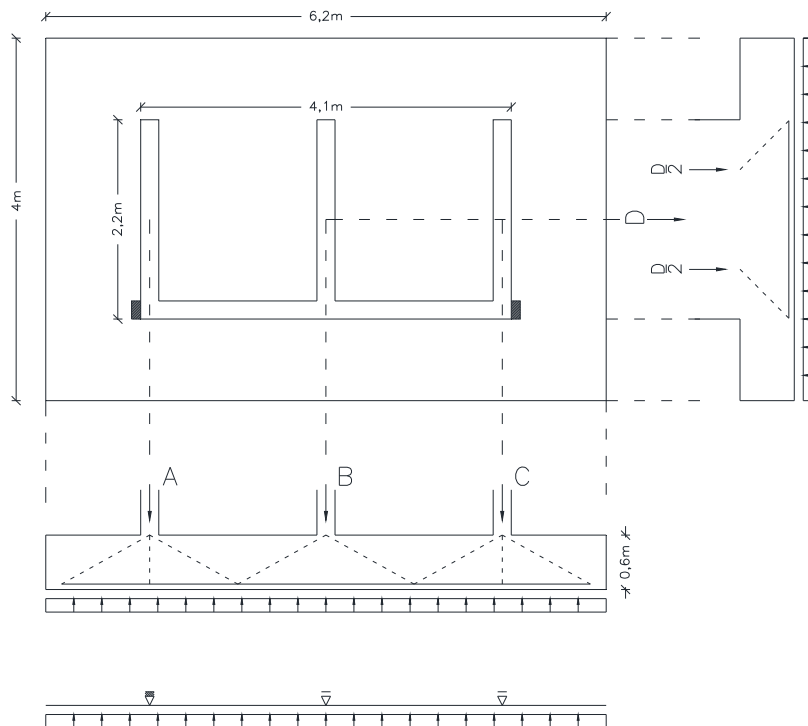


Figura 6-17 – Representação, em planta, da sapata do núcleo de elevadores e modelo de cálculo de armaduras de base

Na Figura 6-17 apresenta-se também o modelo de cálculo adotado para determinação das armaduras de flexão na base das sapatas. Analisando a sapata na direção X, admite-se que os esforços axiais das paredes que compõem o núcleo são transmitidos à sapata em 3 zonas de carregamento (A, B e C), coincidentes com as 3 paredes verticais, pelo que o esforço referente à parede horizontal é distribuído por essas 3 zonas. Assim, na Tabela 6-64 apresentam-se os valores de esforço axial em cada uma das zonas, por metro de comprimento de sapata.

Tabela 6-64 – Distribuição de esforço axial segundo a direção Y da sapata do núcleo de elevadores

Parede	N <sub>Caract.</sub> (kN)	N <sub>Sísmica</sub> (kN)	Zona	N <sub>b</sub> (kN/m)
CX_1	997,29	2501,32	A	938,64
CX_2	816,71	1389,95	B	647,30
CX_3	636,13	1986,73	C	796,50
CX_4	904,62	2977,75		

Deste modo, identificam-se os momentos fletores máximos positivos (entre apoios) e negativos (sobre os dois apoios centrais), definindo-se a armadura de flexão necessária como se de uma laje se tratasse, conforme se apresenta na Tabela 6-65.

Tabela 6-65 – Armadura da sapata do núcleo de elevadores, segundo X

Face	$M_{Ed}$ (kN.m/m)	$A_{s,req}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Pormenorização
Superior	184,00	10,17	Ø16//0,175
Inferior	263,00	14,76	Ø16//0,200+ Ø12//0,200

Relativamente à direção Y, a sapata é calculada pelo mesmo método adotado para as sapatas de pilares, resultando num  $F_{t,sd} = 955,22$  kN/m e numa  $A_s = 27,46$  cm<sup>2</sup>/m, pelo que se adota a pormenorização de Ø20//0,175 + Ø16//0,175.

### Vigas de Fundação

De acordo com o disposto na cl.5.8.1(2) do EC8, não se prevê dissipação de energia nestes elementos, na situação de projeto sísmica, uma vez que os seus esforços são, à semelhança das sapatas, determinados a partir da equação (6.70), considerando o coeficiente de sobrerresistência de valor igual a 1,40 (cl.4.4.2.6(8) do EC8).

Relativamente a dimensões mínimas de secção de betão, estas devem garantir, de acordo com a cl.5.8.2(3) do EC8, uma largura mínima,  $b_{w,min}$ , de 0,25 m e uma altura mínima,  $h_{w,min}$ , de 0,40 m. Deve-se garantir também a existência, ao longo de todo o comprimento da viga, de uma taxa de armadura mínima,  $\rho_{b,min}$ , de 0,4%, tanto na face superior como na inferior.

As armaduras são então calculadas utilizando a mesma metodologia apresentada em 6.1.4, pelo que os resultados relativos a vigas de fundação são apresentados nos anexos 17 a 20.

## **6.2 Estados Limites de Utilização**

Entendem-se por estados limites de utilização todos aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais, em condições normais de utilização, ao conforto dos utilizadores e ao aspeto da construção. Deste modo, e de acordo com o estipulado no EC2, faz-se a verificação aos estados limites de utilização correntes relativamente ao controlo da fendilhação e ao controlo das deformações. Para além dos estados limites de utilização previstos pelo EC2, há também a necessidade de garantir a verificação ao estado de limitação de danos, preconizado no EC8 e abordado em 2.3.3 deste projeto.

### Fendilhação

De acordo com o estipulado na cl.7.3.3(1) do EC2, considera-se não serem necessárias medidas adicionais para controlo da fendilhação em lajes de betão armado com espessura não superior a 20 cm, em que tenham sido cumpridas todas as disposições construtivas, para aquele tipo de elemento estrutural, indicados na cl.9.3 do EC2.

### Deformação

Segundo o disposto no EC2, considera-se que o aspeto e as condições de utilização podem estar comprometidos quando a flecha calculada de um elemento sujeito a ações quase-permanentes seja superior a  $L/250$ , sendo  $L$  o comprimento do vão do referido elemento. Já para flechas que ocorram depois da construção e que sejam suscetíveis de danificar elementos adjacentes não estruturais, o limite máximo imposto pela regulamentação é de  $L/500$ . Deste modo, é feita uma análise no modelo de cálculo automático relativamente às deformações para a combinação de ações quase-permanentes, e registada a maior flecha no respetivo ponto da estrutura, conforme se apresenta na Figura 6-18.

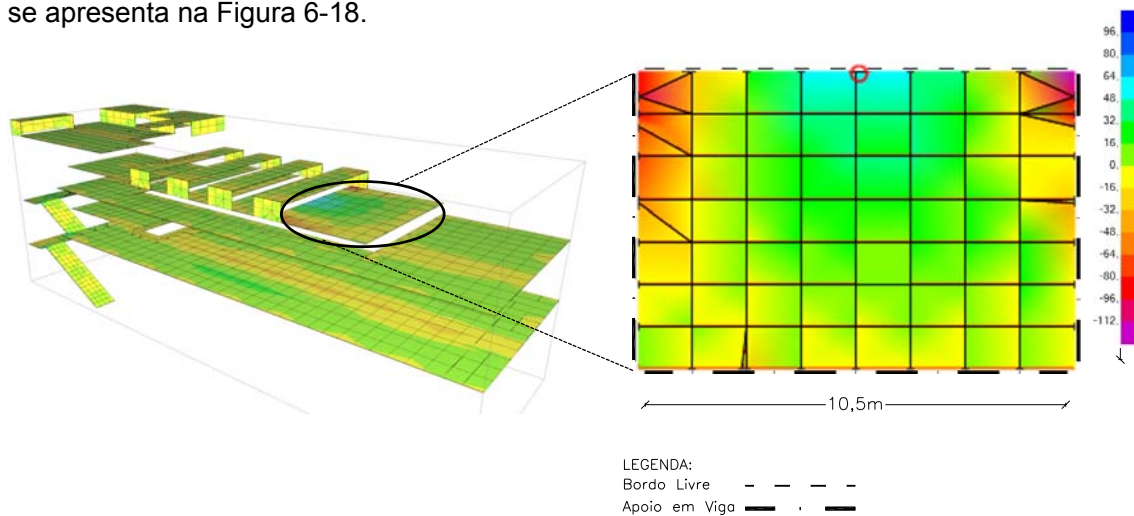


Figura 6-18 – Representação dos momentos fletores em lajes sujeitas a ações quase-permanentes

Conclui-se que a maior flecha é registada na zona de meio vão do maior painel de laje que compõe a cobertura do ginásio, junto à abertura, e tem o valor de 23 mm. Regista-se também, no mesmo ponto, o valor do momento fletor para a mesma combinação de ações ( $M_{QP} = 59,69 \text{ kN.m/m}$ ). Este é um painel com  $10,50 \times 7,50 \text{ m}^2$ , apoiado em vigas em todo o seu perímetro, excetuando o bordo junto à abertura, conforme se representa na imagem anterior.

Para garantir a verificação ao estado limite de deformação é necessário que a flecha calculada a longo prazo, tal como afirmado anteriormente, seja inferior a  $L/250$ , uma vez que não põe em causa a integridade de elementos não estruturais adjacentes. Sendo  $L = 10,50 \text{ m}$ , o limite máximo da flecha é fixado nos 42 mm. Assim, recorre-se ao cálculo direto para controlo da flecha, conforme preconizado no EC2, realizando, em primeiro lugar, o cálculo da flecha para todo o elemento no estado não fendilhado e, em segundo, com o elemento no estado totalmente fendilhado, procedendo-se à integração destes dois, através da equação (6.73).

$$a = \zeta \cdot a_{II} + (1 - \zeta) \cdot a_I \quad (6.73)$$

Em que:

- a Flecha;
- $a_I$  Valor da flecha para o estado não fendilhado;
- $a_{II}$  Valor da flecha para o estado totalmente fendilhado;
- $\zeta$  Coeficiente de distribuição, dado por:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right)^2 \quad (6.74)$$

- $\beta$  Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento ou da repetição do carregamento. Toma valor igual a 1,0 para carregamento de curta duração e valor igual a 0,5 para carregamento de longa duração;
- $M_{QP}$  Momento resultante da combinação quase-permanente de ações;
- $M_{CR}$  Momento de fendilhação, dado por:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.75)$$

- b Largura da secção, assumida como 1 m;
- h Altura da laje.

As armaduras pormenorizadas para a secção determinante, aquando da verificação da segurança ao estado limite último de flexão, são:

$$\text{Armadura inferior } (A_s) = \emptyset 12//0,100 + \emptyset 16//0,200 = 21,36 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$\text{Armadura superior } (A_s') = A_{s,\min} = \emptyset 10//0,200 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Procede-se, então, à determinação da flecha calculada através do método dos coeficientes globais:

- Momento de fendilhação,  $M_{CR} = 2,6 \times 10^3 \times \frac{1,0 \times 0,20^2}{6} = 17,33 \text{ kN.m/m}$

$M_{CR} > M_{QP} \rightarrow$  a laje está fendilhada na zona da secção determinante

- Determinação da flecha a longo prazo ( $t = \infty$ ),  $a_\infty$  :
  - Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2,5$
  - Módulo de Elasticidade Efetivo,  $E_{c,\text{eff}} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} = 1,05 \times \frac{31}{1 + 2,5} = 9,30 \text{ GPa}$
  - Coeficiente de homogeneização,  $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,\text{eff}}} = \frac{200}{9,3} = 21,51$
  - Taxa de armadura inferior:  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{21,36 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,17} = 1,26\%$

- $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho = 21,51 \times 0,0126 = 0,271 \\ \beta = \frac{A_s'}{A_s} = \frac{3,93}{21,36} = 0,184 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{tabelas}} \begin{array}{l} \frac{l_I}{l_c} = 1,476 \\ \frac{l_{II}}{l_c} = 0,876 \end{array}$
- $\zeta = 1 - 0,5 \times \left( \frac{17,33}{59,69} \right)^2 = 0,958$
- $a_{I\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left( \frac{l_I}{l_c} \right)} = (1 + 2,5) \times \frac{23\text{mm}}{1,476} = 54,54\text{mm}$
- $a_{II\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left( \frac{l_{II}}{l_c} \right)} = (1 + 2,5) \times \frac{23\text{mm}}{0,876} = 97,15\text{mm}$
- $a_\infty = \zeta \cdot a_{II\infty} + (1 - \zeta) \cdot a_{I\infty} = 0,958 \times 97,15 + (1 - 0,958) \times 54,54 = 95,36\text{ mm}$

Como  $a_\infty = 95\text{ mm} > 42\text{ mm}$  ( $= L/250$ ), não está verificado o estado limite de deformação. A formação de uma flecha de tamanho consideravelmente elevado é explicada pelas próprias características do painel de laje em causa. O facto de um dos bordos ser livre potencia em muito este fenómeno, aliado também a um vão de grandes dimensões. Assim, de maneira a atenuar os seus efeitos, considera-se a criação de uma contra-flecha de 42 mm (valor máximo regulamentar), o que resulta numa flecha a longo prazo de 53 mm e que excede o limite regulamentar em apenas 11 mm, que se considera aceitável. Verifica-se também que a espessura determinada por pré-dimensionamento e definida pela arquitetura se revelou ser insuficiente, pelo que seria necessário alterar o projeto de arquitetura para aumentar a espessura deste painel de laje.

#### Estado de limitação de danos

De acordo com o disposto na cl.4.4.3.1 do EC8, considera-se cumprido o requisito de limitação de danos se os deslocamentos entre pisos, provocados por uma ação sísmica com probabilidade superior à da ação sísmica de cálculo, forem limitados por:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (6.76)$$

Em que:

- h      Altura entre pisos;
- v      Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de dano, igual a 0,55 para ação sísmica do tipo 2.
- $d_r$     Valor de cálculo do deslocamento entre pisos – determinado em 5.2.

Sendo que a equação (6.76) é aplicável a edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (paramentos de alvenaria, vãos envidraçados, etc.) como é o caso do edifício em estudo. Procedendo à sua aplicação,

obtem-se os valores de deslocamentos relativos entre pisos, para a ação sísmica de maior probabilidade de ocorrência, que se apresentam na Tabela 6-66.

Tabela 6-66 – Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica de requisito de limitação de dano  
(em mm)

Piso	Direção	+ $M_{\text{tossor}}$		- $M_{\text{tossor}}$		0,005 h
		Max	Min	Max	Min	
1	X	4,14	3,21	3,13	5,01	20
	Y	6,38	4,13	5,50	5,01	
2	X	1,39	0,95	1,00	1,88	20
	Y	2,72	1,60	2,44	1,88	
Cob.	X	0,16	0,73	0,79	0,61	18
	Y	1,13	0,54	1,06	0,61	

Uma vez que todos os deslocamentos assumem valores inferiores ao limite máximo definido em (6.76), conclui-se que se cumpre o requisito de limitação de danos.

## Capítulo 7 – Conclusões

A aplicação da regulamentação europeia no projeto de estruturas resistentes aos sismos revela-se um verdadeiro desafio. O Eurocódigo 8 representa uma grande evolução no estudo do comportamento dos edifícios relativamente a este tipo de ação dinâmica, na medida em que é promovido o aproveitamento da ductilidade dos materiais e preconizadas medidas no campo da pormenorização de zonas críticas, para formação de rótulas plásticas, em diferentes tipos de elementos resistentes, sendo que o fator inovador é o Cálculo pela Capacidade Real. Este permite que essas zonas críticas sejam pormenorizadas para um esforço transversal mais próximo do verdadeiro esforço resistente de flexão, de maneira a que se formem sempre as rótulas plásticas antes de haver rotura por esforço transversal.

A classificação dos diferentes tipos de sistemas estruturais, com base na disposição e rigidez dos elementos verticais, é também uma prova dessa mesma evolução, face à regulamentação em vigor.

Algumas das novas medidas relevam-se ser de aplicação difícil, na medida em que o comportamento dos diferentes elementos é vista, na ótica do Eurocódigo 8, em conjunto, pelo que na análise de cada elemento é muitas vezes necessário ter em consideração fatores de outros elementos que lhes estejam ligados. Por exemplo, a aplicação da cl.5.4.3.1.1 do EC8, em que na análise de cada viga isoladamente é necessário ter em conta a largura do pilar a que se liga, o seu tipo (interior / exterior), a espessura da laje e respetiva armadura atribuída. Também no caso dos nós este aspeto se evidencia. Assim, a aplicação rigorosa deste tipo de requisitos torna-se muito complexa, pelo que o projetista ou recorre à utilização de *softwares* de cálculo automático, cuja capacidade para este tipo de regulamentação tem vindo a ser desenvolvida pelos principais fabricantes, ou opta, em vários casos, pela adoção de medidas conservativas, sobredimensionando os elementos.

Assim, os Eurocódigos promovem alterações de fundo na forma como se projetam edifícios, começando desde logo pela arquitetura. Este tipo de especialidade é largamente abordada no Eurocódigo 8, levantando-se várias recomendações relativamente à forma do edifício, geometria de pisos e localização de elementos resistentes. Assim, torna-se necessário o domínio destes aspetos aquando da realização do projeto de arquitetura, tanto por formação do arquiteto, como por apoio do engenheiro de estruturas.

Conclui-se assim que a regulamentação europeia é abrangente e completa. A sua aplicação, apesar de complexa, torna-se essencial, na medida em que aborda todos os aspetos relevantes para a estrutura, servindo até como manual de boas práticas. O engenheiro de estruturas é, assim, confrontado com a necessidade de a conhecer amplamente e de dominar os seus conceitos.

## Bibliografia

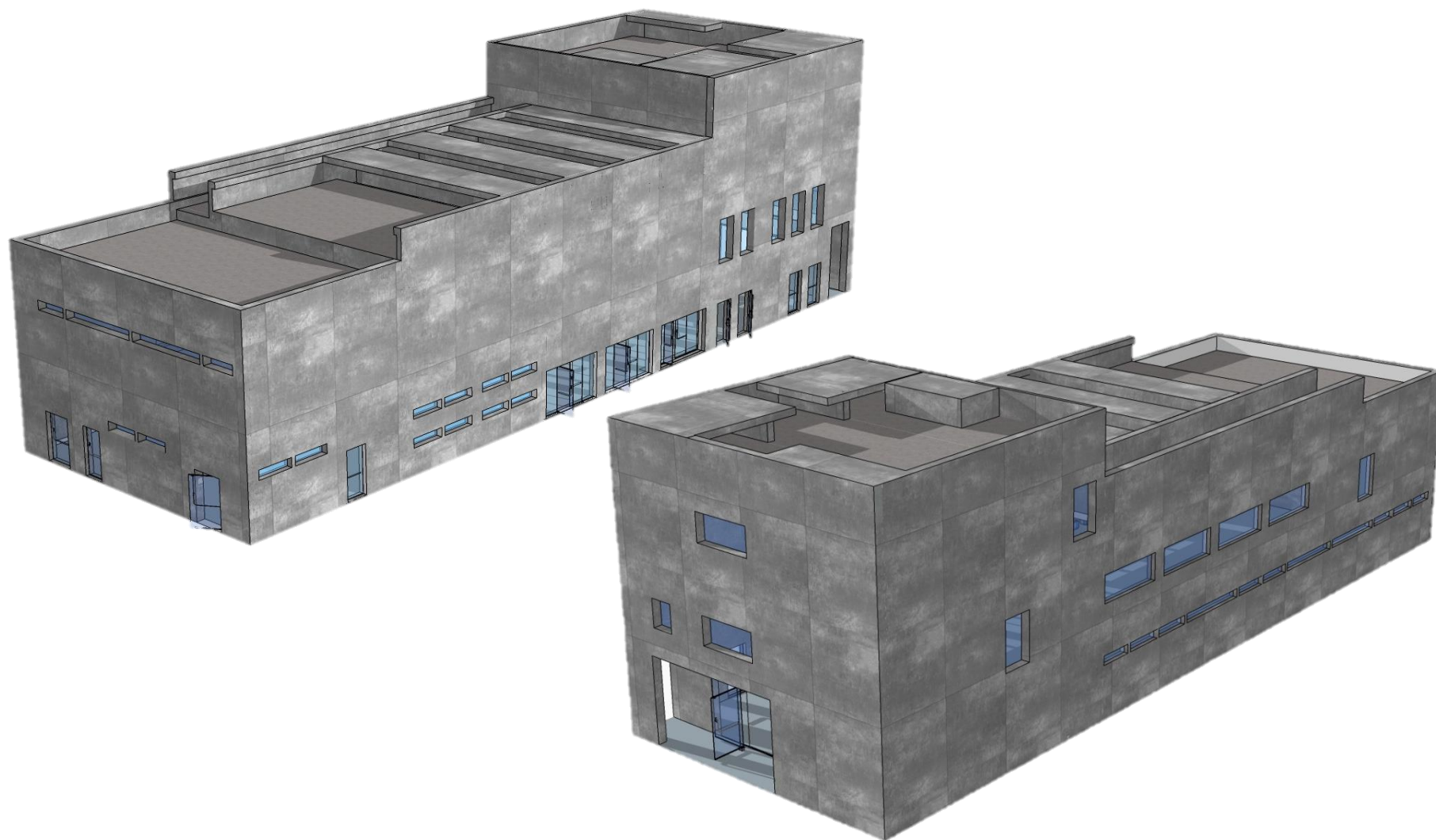
1. **Comité Europeu de Normalização CEN/TC 104 "Betão e produtos correlacionados"**. Betão. *NP EN 206-1:2005*. Caparica : IPQ, 2005. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
2. **LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil**. Especificação LNEC E 464-2007. *Betões - Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais*. Lisboa : LNEC, 2007.
3. **Comité Europeu de Normalização CEN/TC 51 "Cimento e cal de construção"**. Cimento. *NP EN 197-1:2012*. Caparica : IPQ, 2012. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes.
4. **LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil**. Especificação LNEC E 449-2008. *Aços - Varões de aço A400 NR para armaduras de betão armado*. Lisboa : LNEC, 2008.
5. **Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado - IST**. Tabelas Diversas. s.l. : Secção de Folhas - IST.
6. **Comité Europeu de Normalização CEN/TC 250 "Structural Eurocodes"**. Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. *NP EN 1991-1-1:2009*. Caparica : IPQ, 2009. Parte 1-1: Ações gerais.
7. —. Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. *NP EN 1998-1:2010*. Caparica : IPQ, 2010. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
8. —. Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. *NP EN 1998-5:2010*. Caparica : IPQ, 2010. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.
9. **Jacinto, Luciano**. Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. s.l. : Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.
10. **The Institution of Structural Engineers and Association Française du Génie Parasismique**. *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*. London : The Institution of Structural Engineers, 2010. ISBN 978-1-906335-06-9.
11. **Gorgulho, António Sousa**. Betão Estrutural II (folhas da disciplina). versão atualizada segundo o Eurocódigo 2.
12. **Abell, Mike e Napier, Jessica**. Thin vs. Thick shells. *CSI Knowledge Base*. [Online] Computers and Structures, Inc., 7 de abril de 2014. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Thin+vs.+Thick+shells>.
13. **Cerejo, Ranier**. Influência da modelação de núcleos de betão armado no cálculo automático de estruturas de edifícios. s.l. : Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2011.
14. **Comité Europeu de Normalização CEN/TC 250 "Structural Eurocodes"**. Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. *NP EN 1992-1-1:2009*. Caparica : IPQ, 2008. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

15. **CSI - Computers and Structures, Inc.** Concrete Frame Design Manual Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004 for SAP2000®. Berkeley, California, USA : s.n., Fevereiro de 2011.
16. **Costa, António.** Projeto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1. *OE - Seminário - Aplicação do eurocódigo 8 ao projeto de edifícios.* Lisboa/Porto : s.n., 2011.
17. **CSI - Computers and Structures, Inc.** Sectional Designer Manual. *ETABS® - Three Dimensional Analysis and Design of Building Systems.* Berkeley : s.n., 2000.
18. **Cunha, Luís Veiga da.** *Desenho Técnico.* Lisboa : Fundação Caloute Gulbenkian, 2008. ISBN 978-972-31-1066-1.
19. **Comité Européen de Normalização CEN/TC 250 "Structural Eurocodes".** Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico. *NP EN 1997-1:2010.* Caparica : IPQ, 2010. Parte 1: Regras gerais.
20. —. Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas. *NP EN 1990:2009.* Caparica : IPQ, 2009.
21. **Santos, Pedro Miguel Sousa.** Projeto de estruturas de um edifício dimensionado de acordo com os eurocódigos EC1, EC2 e EC8. Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2010.
22. **Narayanan, R. S. e Beeby, A.** *Designers' Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2.* London : Thomas Telford, 2005. ISBN 07277-3105.
23. **Fardis, Michael N., et al.** *Designers' Guide to EN1998-1 and EN1998-5.* London : Thomas Telford, 2005. ISBN 0-7277-3348-6.
24. **Montoya, Pedro Jiménez, Meseguer, Álvaro García e Cabré, Francisco Morán.** *Hormigón Armado.* Barcelona : Gustavo Gili, SA, 2000. ISBN 84-252-1825-X.
25. **Reis, Ana Rita.** Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico. Lisboa : FCT/UNL, 2012.
26. **Candeias, Miguel Ângelo.** Projeto de fundações e estrutura de um edifício destinado a pavilhão gimnodesportivo. Lisboa : Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.

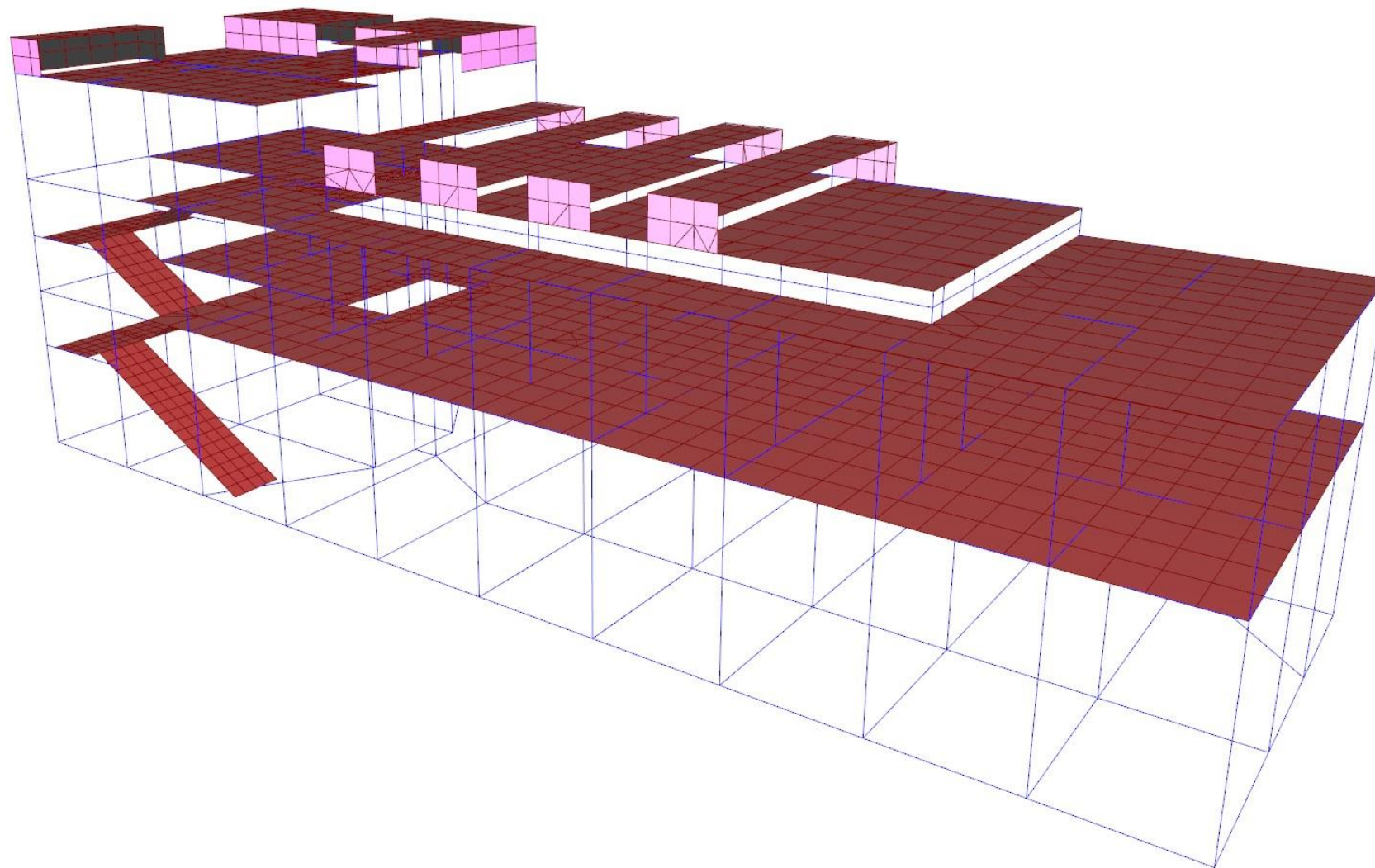
## Anexos

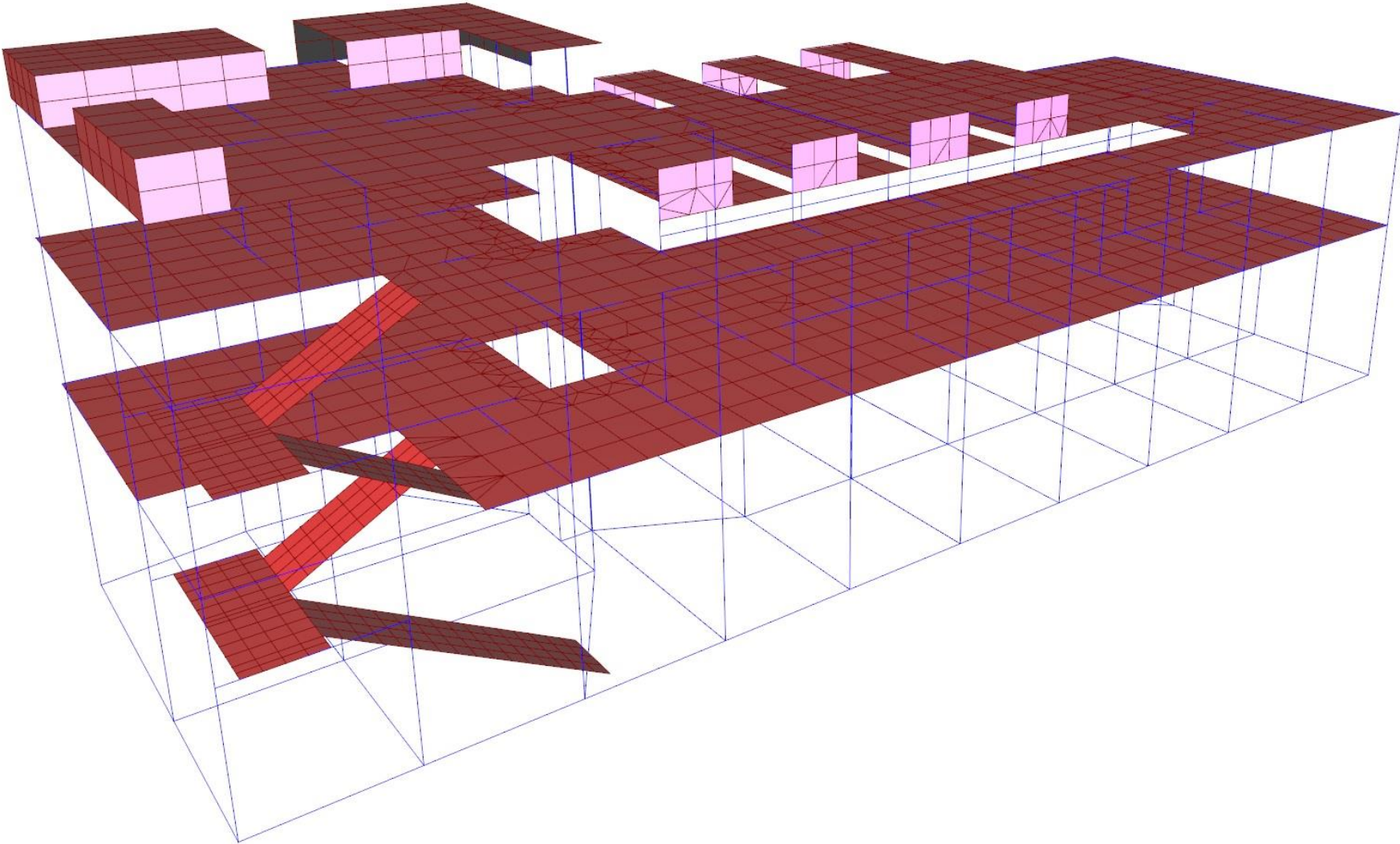
Anexo 1 - Arquitetura em 3D ( <i>Google Sketchup</i> ): Vista Geral .....	101
Anexo 2 - Modelo de cálculo automático ( <i>SAP2000</i> ): Vista Geral .....	102
Anexo 3 - Relatório do programa de cálculo de laje de vigotas .....	105
Anexo 4 - Modos de vibração da estrutura e participação de massa .....	106
Anexo 5 - Espectro de cálculo .....	107
Anexo 6 - Elementos: Dimensões .....	111
Anexo 7 - Pilares sísmicos primários: Esforços atuantes.....	116
Anexo 8 - Pilares sísmicos primários: Armadura de flexão .....	119
Anexo 9 - Pilares sísmicos primários: Armadura de esforço transverso .....	120
Anexo 10 - Pilares sísmicos primários: Esforços resistentes .....	123
Anexo 11 - Vigas sísmicas primárias: Área de armadura de flexão mínima requerida.....	131
Anexo 12 - Vigas sísmicas primárias: Área de armadura resistente efetiva (contribuição de armadura de laje definida por $b_{,eff}$ ) .....	136
Anexo 13 - Vigas sísmicas primárias: Esforço transverso atuante .....	141
Anexo 14 - Vigas sísmicas primárias: Armadura de flexão .....	146
Anexo 15 - Vigas sísmicas primárias: Armadura de esforço transverso .....	151
Anexo 16 - Vigas sísmicas primárias: Esforços resistentes .....	156
Anexo 17 - Vigas de fundação: Área de armadura de flexão mínima requerida.....	166
Anexo 18 - Vigas de fundação: Área de armadura de esforço transverso mínima requerida ..	168
Anexo 19 - Vigas de fundação: Armadura de flexão .....	170
Anexo 20 - Vigas de fundação: Armadura de esforço transverso .....	172
Anexo 21 - Sapatas: Esforços atuantes .....	174
Anexo 22 - Sapatas: Armadura de flexão.....	175
Anexo 23 - Deslocamento vertical para comb. de ações quase-permanentes (m).....	176
Anexo 24 - Momento fletor em lajes para comb. de ações quase-permanentes, em X (kN.m) 177	177
Anexo 25 - Momento fletor em lajes para comb. fundamental de ações, em X (kN.m) .....	178
Anexo 26 - Momento fletor em lajes para comb. fundamental de ações, em Y (kN.m) .....	179
Anexo 27 - Área de armadura em lajes – Face inferior, em X (m <sup>2</sup> ).....	180
Anexo 28 - Área de armadura em lajes – Face inferior, em Y (m <sup>2</sup> ).....	181
Anexo 29 - Área de armadura em lajes – Face superior, em X (m <sup>2</sup> ).....	182
Anexo 30 - Área de armadura em lajes – Face superior, em Y (m <sup>2</sup> ).....	183
Anexo 31 - Peças desenhadas .....	184

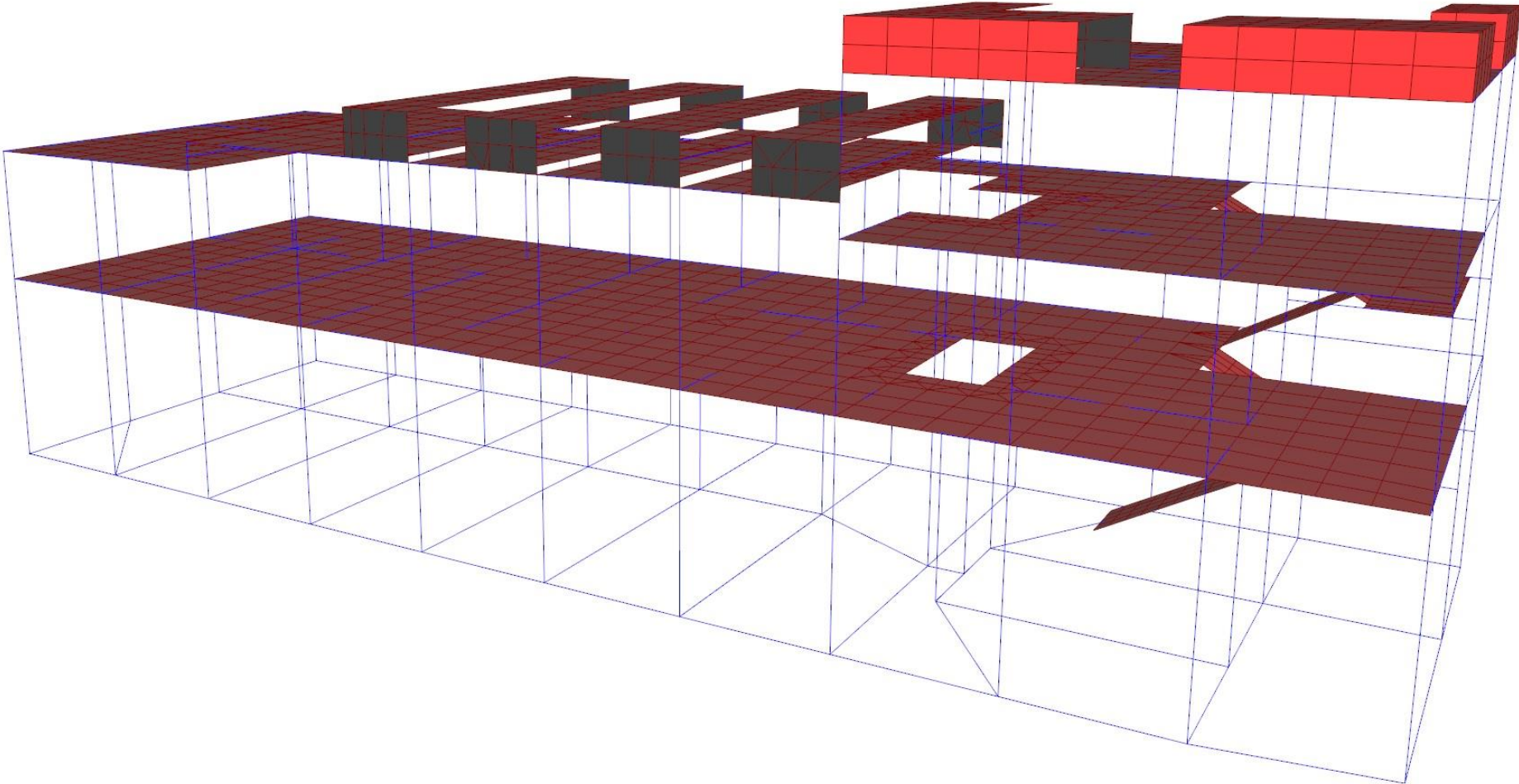
Anexo 1 - Arquitetura em 3D (Google Sketchup): Vista Geral



**Anexo 2 - Modelo de cálculo automático (SAP2000): Vista Geral**







### Anexo 3 - Relatório do programa de cálculo de laje de vigotas

Cliente.....:	TIAGO NOVAIS
Morada.....:	
Local/Obra...:	PONTA DELGADA
Nome da Laje:	PALCO GINÁSIO - COLÉGIO PONTA DELGADA

#### 1. CARACTERÍSTICAS DA LAJE - TIPO PREMOLDE ACÇÕES

Tipo Pavimento....:	2P2-48x12-15	Peso Próprio:	2,47	KN/m <sup>2</sup>
Espessura.....:	15,00	Sobrecarga:	5,00	KN/m <sup>2</sup>
Vão Cálculo.....:	3,50	Revestimento:	0,50	KN/m <sup>2</sup>
Vigotas.....:	2,78	Paredes:	0,00	KN/m <sup>2</sup>
Blocos.....:	6,94	Outras:	1,50	KN/m <sup>2</sup>
Betão.....:	49,20	Coeficientes:	0,70	PHI 0
Armaduras Distrib.:	0,91		0,60	PHI 1
Tarugos.....:	1,00		0,50	PHI 2

#### 3. TIPO DE DIMENSIONAMENTO: Simplesmente Apoiada

##### 3.1. SEGURANÇA EM RELAÇÃO A ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA

$$M_{sd} = 21,07 \text{ KNm/m} \leq M_{rd} = 21,50 \text{ KNm/m}$$

$$V_{sd} = 24,08 \text{ KN/m} \leq V_{rd} = 25,20 \text{ KN/m}$$

#### 4. ACÇÕES TRANSMITIDAS PELA LAJE A VIGA DE APOIO (S/MAJORAÇÃO)

4.1 CARGAS PERMANENTES:  $V_1 = 7,82 \text{ KN/m}$

4.2 SOBRECARGAS.....:  $V_2 = 8,75 \text{ KN/m}$

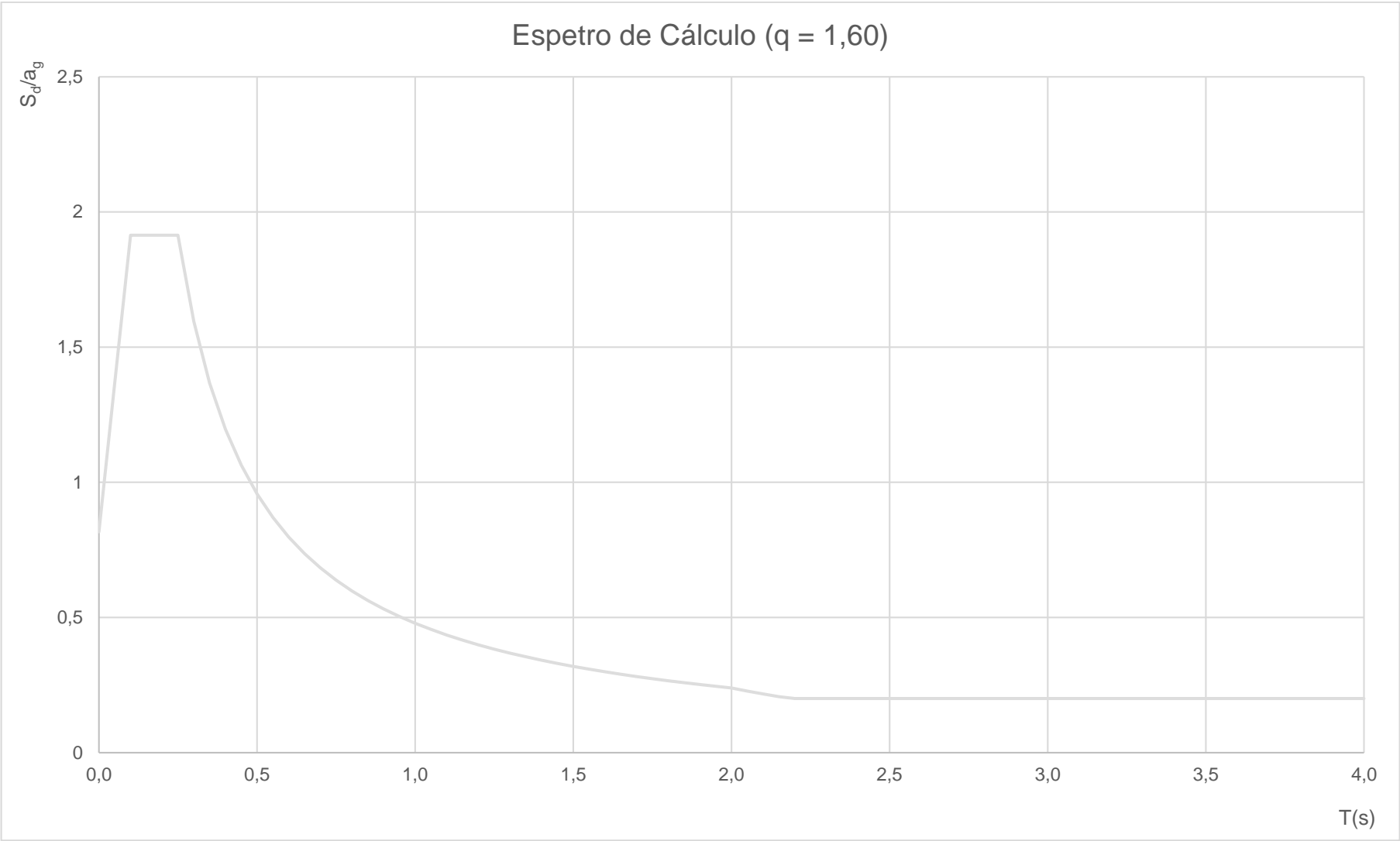
**Anexo 4 - Modos de vibração da estrutura e participação de massa**

% de participação de massa em cada modo de vibração							
Modo	Período (s)	Translação X		Translação Y		Rotação Z	
		% - modo	acumulado	% - modo	acumulado	% - modo	acumulado
1	1,0215	28,855%	28,855%	4,561%	4,561%	91,243%	91,243%
2	0,7545	7,349%	36,205%	87,912%	92,473%	5,890%	97,134%
3	0,6660	60,438%	96,643%	3,225%	95,698%	0,985%	98,119%
4	0,2736	0,010%	96,652%	0,001%	95,700%	0,020%	98,139%
5	0,2610	0,317%	96,969%	0,066%	95,765%	1,336%	99,475%
6	0,2332	0,009%	96,978%	0,156%	95,922%	0,027%	99,502%
7	0,2089	0,003%	96,982%	0,916%	96,838%	0,090%	99,591%
8	0,2047	0,005%	96,987%	2,217%	99,055%	0,205%	99,796%
9	0,1909	1,759%	98,746%	0,001%	99,056%	0,066%	99,862%
10	0,1635	0,004%	98,750%	0,006%	99,062%	0,001%	99,862%
11	0,1584	0,001%	98,751%	0,001%	99,063%	0,000%	99,862%
12	0,1455	0,457%	99,208%	0,002%	99,065%	0,038%	99,900%
13	0,1432	0,139%	99,347%	0,001%	99,065%	0,005%	99,905%
14	0,1387	0,001%	99,348%	0,001%	99,066%	0,003%	99,909%
15	0,1331	0,014%	99,362%	0,001%	99,067%	0,000%	99,909%

## Anexo 5 - Espectro de cálculo

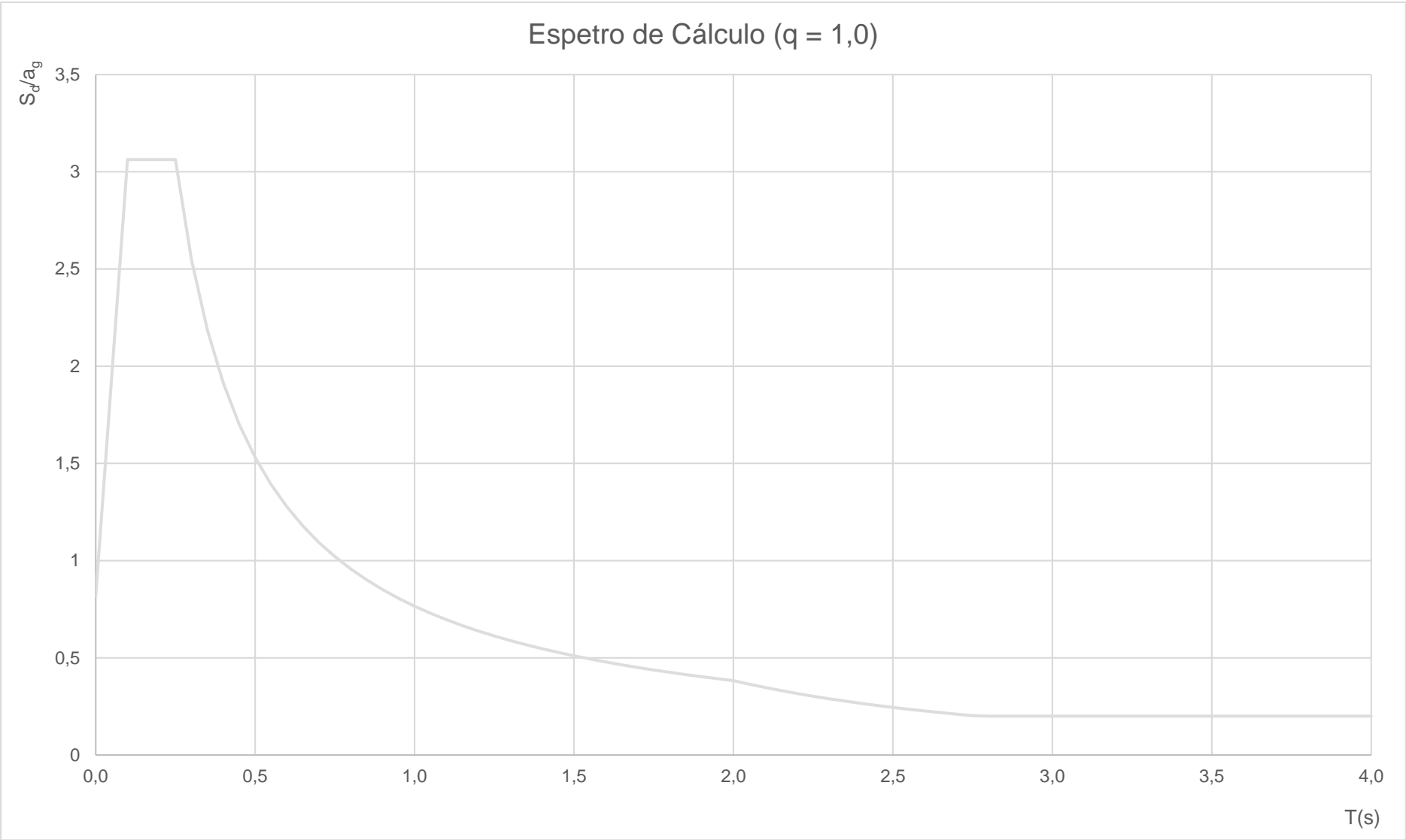
Local:	Arq. Açores
Ação Sísmica Tipo:	II
	2,1
Terreno Tipo:	C
Classe de Importância:	III
$a_{gr} =$	2,50
$a_g =$	2,875
$\xi =$	0,05
$\eta =$	1
$q =$	1,6
$\beta =$	0,2
$Y_f =$	1,15
$S =$	1,23
$T_B =$	0,10
$T_C =$	0,25
$T_D =$	2,00

Espectro de Cálculo para a análise elástica ( $q=1,60$ )							
T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$
0,00	0,8167	1,00	0,4785	2,00	0,2393	3,00	0,2000
0,05	1,3654	1,05	0,4557	2,05	0,2277	3,05	0,2000
0,10	1,9141	1,10	0,4350	2,10	0,2170	3,10	0,2000
0,15	1,9141	1,15	0,4161	2,15	0,2070	3,15	0,2000
0,20	1,9141	1,20	0,3988	2,20	0,2000	3,20	0,2000
0,25	1,9141	1,25	0,3828	2,25	0,2000	3,25	0,2000
0,30	1,5951	1,30	0,3681	2,30	0,2000	3,30	0,2000
0,35	1,3672	1,35	0,3545	2,35	0,2000	3,35	0,2000
0,40	1,1963	1,40	0,3418	2,40	0,2000	3,40	0,2000
0,45	1,0634	1,45	0,3300	2,45	0,2000	3,45	0,2000
0,50	0,9570	1,50	0,3190	2,50	0,2000	3,50	0,2000
0,55	0,8700	1,55	0,3087	2,55	0,2000	3,55	0,2000
0,60	0,7975	1,60	0,2991	2,60	0,2000	3,60	0,2000
0,65	0,7362	1,65	0,2900	2,65	0,2000	3,65	0,2000
0,70	0,6836	1,70	0,2815	2,70	0,2000	3,70	0,2000
0,75	0,6380	1,75	0,2734	2,75	0,2000	3,75	0,2000
0,80	0,5981	1,80	0,2658	2,80	0,2000	3,80	0,2000
0,85	0,5630	1,85	0,2587	2,85	0,2000	3,85	0,2000
0,90	0,5317	1,90	0,2519	2,90	0,2000	3,90	0,2000
0,95	0,5037	1,95	0,2454	2,95	0,2000	3,95	0,2000
1,00	0,4785	2,00	0,2393	3,00	0,2000	4,00	0,2000



Local:	Arq. Açores
Ação Sísmica Tipo:	II
	2,1
Terreno Tipo:	C
Classe de Importância:	III
$a_{gr} =$	2,50
$a_g =$	2,875
$\xi =$	0,05
$\eta =$	1
$q =$	1,0
$\beta =$	0,2
$Y_f =$	1,15
$S =$	1,23
$T_B =$	0,10
$T_C =$	0,25
$T_D =$	2,00

Espectro de Cálculo para a análise elástica ( $q=1,0$ )							
T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$	T (s)	$S_d/a_g$
0,00	0,8167	1,00	0,7656	2,00	0,3828	3,00	0,200
0,05	1,9396	1,05	0,7292	2,05	0,3644	3,05	0,200
0,10	3,0625	1,10	0,6960	2,10	0,3472	3,10	0,200
0,15	3,0625	1,15	0,6658	2,15	0,3313	3,15	0,200
0,20	3,0625	1,20	0,6380	2,20	0,3164	3,20	0,200
0,25	3,0625	1,25	0,6125	2,25	0,3025	3,25	0,200
0,30	2,5521	1,30	0,5889	2,30	0,2895	3,30	0,200
0,35	2,1875	1,35	0,5671	2,35	0,2773	3,35	0,200
0,40	1,9141	1,40	0,5469	2,40	0,2658	3,40	0,200
0,45	1,7014	1,45	0,5280	2,45	0,2551	3,45	0,200
0,50	1,5313	1,50	0,5104	2,50	0,2450	3,50	0,200
0,55	1,3920	1,55	0,4940	2,55	0,2355	3,55	0,200
0,60	1,2760	1,60	0,4785	2,60	0,2265	3,60	0,200
0,65	1,1779	1,65	0,4640	2,65	0,2180	3,65	0,200
0,70	1,0938	1,70	0,4504	2,70	0,2100	3,70	0,200
0,75	1,0208	1,75	0,4375	2,75	0,2025	3,75	0,200
0,80	0,9570	1,80	0,4253	2,80	0,2000	3,80	0,200
0,85	0,9007	1,85	0,4139	2,85	0,2000	3,85	0,200
0,90	0,8507	1,90	0,4030	2,90	0,2000	3,90	0,200
0,95	0,8059	1,95	0,3926	2,95	0,2000	3,95	0,200
1,00	0,7656	2,00	0,3828	3,00	0,2000	4,00	0,200



**Anexo 6 - Elementos: Dimensões**

Pilares Sísmicos Primários		
Nome	Dim. X (m)	Dim. Y (m)
PL_01	0,30	0,30
PL_02	0,60	0,30
PL_03	1,50	0,30
PL_04	0,30	0,80
PL_05	0,30	0,40
PL_06	0,30	0,40
PL_07	0,30	0,60
PL_08	0,30	0,60
PL_09	0,30	0,60
PL_10	0,30	0,60
PL_11	0,30	0,60
PL_12	0,30	0,60
PL_13	0,30	0,30
PL_14	0,30	0,60
PL_15	0,30	0,60
PL_16	0,30	0,40
PL_17	0,30	0,60
PL_18	0,30	0,60
PL_19	0,30	0,40
PL_20	0,30	0,60
PL_21	0,30	0,60
PL_22	0,30	0,40
PL_23	0,30	0,60
PL_24	0,30	0,60
PL_25	0,60	0,30
PL_26	0,30	0,60
PL_27	0,30	0,60
PL_28	0,40	0,30
PL_29	0,30	0,60
PL_30	0,30	0,30
PL_31	0,60	0,30
PL_32	0,30	0,30
PL_33	0,30	0,30

Pilares Sísmicos Secundários		
Nome	Dim. X (m)	Dim. Y (m)
PL_34	0,30	0,30
PL_35	0,30	0,30
PL_36	0,30	0,30
PL_37	0,30	0,30
PL_38	0,30	0,30
PL_39	0,30	0,30

Vigas Sísmicas Primárias – Segundo X (Horizontais)											
Piso 0				Piso 1				Piso 2			
Nome	b (m)	h (m)	L (m)	Nome	b (m)	h (m)	L (m)	Nome	b (m)	h (m)	L (m)
(1)V_01.01	0,3	0,5	5,0	(2)V_01.01	0,3	0,5	5,0	(3)V_01.01	0,3	0,5	5,0
(1)V_01.02	0,3	0,8	7,4	(2)V_01.02	0,3	0,8	7,4	(3)V_01.02	0,3	0,8	7,4
(1)V_02.02	0,3	0,5	4,0	(2)V_02.02	0,3	0,5	4,0	(3)V_02.01	0,3	0,5	5,0
(1)V_02.03	0,3	0,5	4,0	(2)V_02.03	0,3	0,5	4,0	(3)V_02.02	0,3	0,5	4,0
(1)V_03.01	0,3	0,5	5,0	(2)V_03.01	0,3	0,5	5,0	(3)V_02.03	0,3	0,5	4,0
(1)V_04.01	0,2	0,5	5,0	(2)V_04.01	0,2	0,5	2,5	(3)V_04.01	0,2	0,5	5,0
(1)V_04.02	0,2	0,5	4,0	(2)V_04.02	0,2	0,5	2,5	(3)V_04.02	0,2	0,5	4,0
(1)V_05.01	0,3	0,8	5,0	(2)V_05.01	0,3	0,5	2,5	Entre piso 1 e piso 2			
(1)V_05.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_05.02	0,3	1,3	10,5	(2.5)V_04.01	0,3	1,3	2,5
(1)V_06.01	0,3	0,8	5,0	(2)V_06.01	0,3	0,5	2,5	(2.5)V_04.02	0,3	1,3	4,0
(1)V_06.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_06.02	0,3	1,3	10,5				
(1)V_07.01	0,3	0,8	5,0	(2)V_07.01	0,3	0,5	2,5				
(1)V_07.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_07.02	0,3	1,3	10,5				
(1)V_08.01	0,3	0,8	5,0	(2)V_08.01	0,3	0,5	2,5				
(1)V_08.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_09.01	0,3	0,5	2,5				
(1)V_09.01	0,3	0,8	5,0	(2)V_09.02	0,3	0,8	2,5				
(1)V_09.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_09.03	0,3	0,8	8,0				
(1)V_10.01	0,3	0,5	5,0	(2)V_10.01	0,3	0,5	5,0				
(1)V_10.02	0,3	0,8	8,0	(2)V_10.02	0,3	0,8	8,0				
(1)V_11.01	0,3	0,5	5,0	(2)V_11.01	0,3	0,5	5,0				
(1)V_11.02	0,3	0,5	4,0	(2)V_11.02	0,3	0,5	4,0				
(1)V_11.03	0,3	0,5	4,0	(2)V_11.03	0,3	0,5	4,0				

Vigas Sísmicas Primárias – Segundo Y (Verticais)											
Piso 0				Piso 1				Piso 2			
Nome	b (m)	h (m)	L (m)	Nome	b (m)	h (m)	L (m)	Nome	b (m)	h (m)	L (m)
(1)V_12.01	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.01	0,3	0,5	4,0	(3)V_12.01	0,3	0,5	5,0
(1)V_12.02	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.02	0,3	0,5	4,0	(3)V_12.02	0,3	0,5	7,4
(1)V_12.03	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.03	0,3	0,5	4,0	(3)V_12.03	0,3	0,5	5,0
(1)V_12.04	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.04	0,3	0,5	4,0	(3)V_13.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_12.05	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.05	0,3	0,5	4,0	(3)V_13.02	0,2	0,8	4,0
(1)V_12.06	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.06	0,3	0,5	4,0	(3)V_14.01	0,2	0,8	5,0
(1)V_12.07	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.07	0,3	0,5	4,0	(3)V_15.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_12.08	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.08	0,3	0,5	4,0	(3)V_15.02	0,3	0,5	4,0
(1)V_12.09	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.09	0,3	0,5	4,0	(3)V_15.03	0,3	0,5	4,0
(1)V_12.10	0,3	0,5	4,0	(2)V_12.10	0,3	0,5	4,0				
(1)V_13.01	0,3	0,5	4,0	(2)V_13.01	0,3	0,5	4,0	Entre piso 0 e piso 1			
(1)V_13.02	0,2	0,8	6,0	(2)V_13.02	0,2	0,8	6,0	(0.5)V_12.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_13.03	0,3	0,5	4,0	(2)V_13.08	0,3	0,5	4,0	(0.5)V_13.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_13.04	0,3	0,5	4,0	(2)V_13.09	0,3	0,5	4,0	Entre piso 1 e piso 2			
(1)V_13.05	0,3	0,5	4,0	(2)V_14.01	0,2	0,8	6,0	(1.5)V_12.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_13.06	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.01	0,3	0,5	4,0	(1.5)V_13.01	0,3	0,5	4,0
(1)V_13.07	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.02	0,3	0,5	4,0				
(1)V_13.08	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.03	0,3	0,5	4,0				
(1)V_13.09	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.04	0,3	0,5	4,0				
(1)V_14.01	0,2	0,8	6,0	(2)V_15.05	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.01	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.06	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.02	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.07	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.03	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.08	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.04	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.09	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.05	0,3	0,5	4,0	(2)V_15.10	0,3	0,5	4,0				
(1)V_15.06	0,3	0,5	4,0	(2)V_16.01	0,3	0,8	4,0				
(1)V_15.07	0,3	0,5	4,0	(2)V_16.02	0,3	0,8	4,0				
(1)V_15.08	0,3	0,5	4,0	(2)V_16.03	0,3	0,8	4,0				
(1)V_15.09	0,3	0,5	4,0	(2)V_16.04	0,3	0,8	4,0				
(1)V_15.10	0,3	0,5	4,0	(2)V_16.05	0,3	0,8	4,0				

Vigas de Fundação – Segundo X (Horizontais)				Vigas de Fundação – Segundo Y (Verticais)			
Nome	b (m)	h (m)	L (m)	Nome	b (m)	h (m)	L (m)
VF_01.01	0,30	0,50	5,00	VF_12.01	0,30	0,50	4,00
VF_01.02	0,30	0,50	7,40	VF_12.02	0,30	0,50	4,00
VF_02.01	0,30	0,50	5,00	VF_12.03	0,30	0,50	4,00
VF_02.02	0,30	0,50	4,00	VF_12.04	0,30	0,50	4,00
VF_02.03	0,30	0,50	4,00	VF_12.05	0,30	0,50	4,00
VF_03.01	0,30	0,50	5,83	VF_12.06	0,30	0,50	4,00
VF_03.02	0,30	0,50	5,00	VF_12.07	0,30	0,50	4,00
VF_04.01	0,30	0,50	7,00	VF_12.08	0,30	0,50	4,00
VF_04.02	0,30	0,50	6,00	VF_12.09	0,30	0,50	4,00
VF_05.01	0,30	0,50	5,00	VF_12.10	0,30	0,50	4,00
VF_05.02	0,30	0,50	8,00	VF_13.01	0,30	0,50	4,00
VF_06.01	0,30	0,50	5,00	VF_13.02	0,30	0,50	7,00
VF_06.02	0,30	0,50	8,00	VF_13.03	0,30	0,50	4,00
VF_07.01	0,30	0,50	5,00	VF_13.04	0,30	0,50	4,00
VF_07.02	0,30	0,50	8,00	VF_13.05	0,30	0,50	4,00
VF_08.01	0,30	0,50	5,00	VF_13.06	0,30	0,50	4,00
VF_08.02	0,30	0,50	8,00	VF_13.07	0,30	0,50	4,00
VF_09.01	0,30	0,50	5,00	VF_13.08	0,30	0,50	4,00
VF_09.02	0,30	0,50	8,00	VF_13.09	0,30	0,50	4,00
VF_10.01	0,30	0,50	5,00	VF_14.01	0,30	0,50	7,00
VF_10.02	0,30	0,50	8,00	VF_14.02	0,30	0,50	4,00
VF_11.01	0,30	0,50	5,00	VF_15.01	0,30	0,50	4,00
VF_11.02	0,30	0,50	4,00	VF_15.02	0,30	0,50	4,00
VF_11.03	0,30	0,50	4,00	VF_15.03	0,30	0,50	4,00
				VF_15.04	0,30	0,50	4,00
				VF_15.05	0,30	0,50	4,00
				VF_15.06	0,30	0,50	4,00
				VF_15.07	0,30	0,50	4,00
				VF_15.08	0,30	0,50	4,00
				VF_15.09	0,30	0,50	4,00
				VF_15.10	0,30	0,50	4,00

Sapatas			
Nome	Dim. X (m)	Dim. Y (m)	H (m)
S_01	1,20	1,20	0,50
S_02	2,70	1,40	0,60
S_03	3,00	1,50	0,50
S_04	1,00	2,70	0,50
S_05	1,90	2,50	0,60
S_06	1,90	2,50	0,60
S_07	1,20	2,30	0,50
S_08	1,20	2,40	0,50
S_09	1,20	2,30	0,50
S_10	1,10	2,20	0,50
S_11	0,90	1,80	0,50
S_12	1,10	2,20	0,50
S_13	1,70	1,70	0,50
S_14	1,20	2,40	0,50
S_15	1,20	2,40	0,50
S_16	1,70	2,30	0,50
S_17	1,40	2,70	0,60
S_18	1,20	2,40	0,50
S_19	1,70	2,30	0,50
S_20	1,40	2,70	0,60
S_21	1,10	2,20	0,50
S_22	1,70	2,30	0,50
S_23	1,20	2,30	0,50
S_24	1,00	2,0	0,50
S_25	3,50	1,80	0,80
S_26	1,30	2,60	0,50
S_27	1,00	2,00	0,50
S_28	2,50	1,90	0,60
S_29	1,00	2,80	0,60
S_30	1,00	1,00	0,50
S_31	2,10	1,10	0,50
S_32	1,30	1,30	0,50
S_33	1,00	1,00	0,50
S_CX	6,20	4,00	1,20

**Anexo 7 - Pilares sísmicos primários: Esforços atuantes**

Fundação – Piso 1								
Pilar	$N_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)	$N_{Ed,Sismica}$ (kN)	$V_{EdX,mod}$ (kN)	$V_{EdX,calc}$ (kN)	$V_{EdY,mod}$ (kN)	$V_{EdY,calc}$ (kN)	$M_{Ed,X}$ (kN,m)	$M_{Ed,Y}$ (kN,m)
PL_01	184,09	499,76	43,76	43,97	35,16	43,97	97,99	31,13
PL_02	892,77	885,52	88,76	88,76	171,26	171,26	68,61	269,60
PL_04	433,32	637,93	243,91	197,84	114,17	127,28	422,55	36,37
PL_05	707,51	1086,07	94,41	94,41	65,81	69,48	62,20	33,70
PL_06	872,03	1120,77	89,25	89,98	71,49	80,93	50,21	27,68
PL_07	902,29	644,83	136,82	136,82	70,94	70,94	142,25	36,41
PL_08	421,56	665,21	83,09	83,09	43,43	43,43	128,36	33,10
PL_09	324,90	624,98	74,68	74,68	39,23	39,23	135,66	21,14
PL_10	363,39	553,49	78,12	78,12	40,95	40,95	122,92	28,06
PL_11	306,92	566,11	73,04	73,04	38,41	38,41	142,85	23,10
PL_12	386,26	596,36	123,99	125,78	53,90	62,50	123,08	37,96
PL_13	439,24	720,07	43,79	43,79	43,79	43,79	19,58	18,63
PL_14	461,82	660,68	130,27	132,05	57,04	65,63	137,10	38,94
PL_15	466,03	705,71	130,60	132,39	57,20	65,80	124,01	54,08
PL_16	611,15	966,42	57,70	57,70	47,03	47,03	36,07	35,39
PL_17	580,73	869,18	118,00	95,36	61,53	49,57	140,89	50,70
PL_18	464,50	705,52	130,48	132,27	57,14	65,74	122,86	69,29
PL_19	609,40	955,22	71,17	71,17	50,34	52,75	37,60	46,63
PL_20	563,45	845,84	116,76	116,76	60,91	60,91	137,35	63,34
PL_21	390,01	584,09	124,31	126,10	54,06	62,66	122,60	82,95
PL_22	603,71	955,50	71,00	71,00	50,21	52,62	37,60	57,98
PL_23	439,65	646,90	128,47	130,26	56,14	64,74	141,06	82,55
PL_24	291,74	454,55	115,52	117,31	49,66	58,26	121,29	99,03
PL_25	937,74	1505,77	89,78	89,78	173,29	173,29	30,10	320,11
PL_26	523,91	827,36	113,84	113,84	59,45	59,45	138,64	105,97
PL_27	293,63	456,63	129,32	129,32	54,68	58,35	119,07	103,92
PL_28	667,95	1132,39	60,17	78,21	98,45	86,36	22,67	140,54
PL_29	438,04	691,50	141,97	141,97	61,00	64,67	135,01	123,25
PL_30	153,02	237,21	33,77	33,77	33,77	33,77	22,57	73,00
PL_31	331,17	527,65	69,51	69,51	132,76	132,76	29,26	320,01
PL_32	250,03	393,01	37,87	46,68	46,48	46,68	21,41	78,14
PL_33	140,02	227,34	33,16	33,16	33,16	33,16	26,18	60,53

Piso 1 – Piso 2								
Pilar	$N_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)	$N_{Ed,Sismica}$ (kN)	$V_{EdX,mod}$ (kN)	$V_{EdX,calc}$ (kN)	$V_{EdY,mod}$ (kN)	$V_{EdY,calc}$ (kN)	$M_{Ed,X}$ (kN,m)	$M_{Ed,Y}$ (kN,m)
PL_01	122,82	244,00	33,30	33,30	33,30	33,30	41,39	26,41
PL_02	617,57	591,75	89,50	89,50	171,79	171,79	75,77	210,67
PL_04	277,64	406,17	226,08	183,77	94,88	107,14	182,84	15,55
PL_05	455,84	668,19	122,95	122,95	85,10	90,33	46,53	18,34
PL_06	564,88	408,82	99,40	99,40	82,48	82,48	79,60	33,83
PL_07	658,44	381,44	143,42	143,42	74,40	74,40	85,33	37,67
PL_08	249,83	445,48	96,41	96,41	50,90	50,90	75,56	21,48
PL_09	219,49	305,97	92,19	92,19	48,79	48,79	81,31	31,43
PL_10	196,18	394,68	88,87	88,87	47,13	47,13	61,90	17,37
PL_11	152,37	211,83	82,48	82,48	43,93	43,93	87,81	42,19
PL_12	123,48	244,00	140,70	143,24	58,81	71,06	41,39	26,41
PL_13	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_14	248,57	342,64	63,10	63,10	33,32	33,32	116,94	31,62
PL_15	139,39	240,05	80,55	80,55	42,97	42,97	88,16	53,12
PL_16	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_17	363,07	515,35	72,97	72,97	38,25	38,25	78,62	37,97
PL_18	131,64	232,59	79,39	79,39	42,39	42,39	81,87	59,36
PL_19	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_20	345,87	492,54	71,55	71,55	37,54	37,54	86,19	39,69
PL_21	107,15	172,08	95,21	97,02	40,53	48,74	80,43	56,23
PL_22	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_23	181,75	239,04	88,61	90,12	38,41	45,25	69,56	77,03
PL_24	104,05	169,67	94,73	96,54	40,29	48,50	80,36	53,50
PL_25	412,18	657,76	65,31	65,31	124,61	124,61	26,46	180,32
PL_26	250,32	402,14	107,27	107,27	46,42	49,29	79,32	82,92
PL_27	131,36	211,23	79,34	79,34	42,36	42,36	82,34	52,56
PL_28	264,85	481,80	68,00	93,71	116,63	99,40	20,60	82,28
PL_29	181,30	297,21	118,98	118,98	50,83	54,27	84,40	89,44
PL_30	68,90	109,84	29,43	29,43	29,43	29,43	18,00	38,48
PL_31	150,96	248,33	43,83	43,83	82,27	82,27	33,48	135,20
PL_32	112,59	186,58	32,59	40,96	40,59	40,96	27,46	36,59
PL_33	65,18	107,80	18,90	18,90	18,90	18,90	19,40	34,10

Piso 2 – Cobertura								
Pilar	$N_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)	$N_{Ed,Sismica}$ (kN)	$V_{EdX,mod}$ (kN)	$V_{EdX,calc}$ (kN)	$V_{EdY,mod}$ (kN)	$V_{EdY,calc}$ (kN)	$M_{Ed,X}$ (kN,m)	$M_{Ed,Y}$ (kN,m)
PL_01	34,14	97,87	18,35	18,35	18,35	18,35	11,77	13,21
PL_02	341,47	275,97	63,30	63,30	120,61	120,61	28,02	121,71
PL_04	161,45	226,82	158,91	128,65	67,54	76,43	55,08	31,05
PL_05	242,86	694,70	86,98	86,98	60,43	64,24	90,83	31,25
PL_06	276,00	275,09	68,57	68,57	57,37	57,37	36,23	10,67
PL_07	425,05	182,83	132,02	132,02	69,00	69,00	81,76	20,44
PL_08	119,53	168,15	86,17	86,17	46,08	46,08	56,46	35,34
PL_09	83,23	245,42	79,97	79,97	42,98	42,98	54,94	12,76
PL_10	75,29	113,50	78,59	78,59	42,29	42,29	46,39	27,53
PL_11	91,59	352,47	81,41	81,41	43,70	43,70	115,60	36,09

**Anexo 8 - Pilares sísmicos primários: Armadura de flexão**

Pilar	Fundação - Piso 1	Piso 1 – Piso 2	Piso 2 – Cobertura
PL_01	4Ø25+4Ø20	8Ø16	8Ø12
PL_02	10Ø25	10Ø20	10Ø16
PL_04	18Ø25	16Ø20	16Ø16
PL_05	6Ø25+4Ø20	6Ø25+4Ø20	6Ø20+4Ø16
PL_06	8Ø25+2Ø20	10Ø20	10Ø16
PL_07	10Ø20	10Ø16	10Ø16
PL_08	10Ø16	10Ø16	10Ø16
PL_09	10Ø16	10Ø16	10Ø16
PL_10	10Ø16	10Ø16	10Ø16
PL_11	4Ø25+6Ø20	4Ø25+6Ø20	10Ø16
PL_12	4Ø25+6Ø20	4Ø25+6Ø20	-
PL_13	8Ø20	-	-
PL_14	4Ø25+6Ø20	10Ø16	-
PL_15	4Ø25+6Ø20	10Ø16	-
PL_16	10Ø16	-	-
PL_17	10Ø16	10Ø16	-
PL_18	4Ø25+6Ø20	10Ø16	-
PL_19	6Ø20+4Ø16	-	-
PL_20	10Ø20	10Ø16	-
PL_21	4Ø25+6Ø20	4Ø20+6Ø16	-
PL_22	6Ø20+4Ø16	-	-
PL_23	4Ø25+6Ø20	4Ø20+6Ø16	-
PL_24	4Ø25+6Ø20	4Ø20+6Ø16	-
PL_25	10Ø25	10Ø20	-
PL_26	10Ø20	6Ø20+4Ø16	-
PL_27	6Ø25+4Ø20	10Ø16	-
PL_28	8Ø25+2Ø20	8Ø25+2Ø20	-
PL_29	6Ø25+4Ø20	6Ø20+4Ø16	-
PL_30	8Ø20	8Ø16	-
PL_31	10Ø25	10Ø16	-
PL_32	4Ø25+4Ø20	4Ø20+4Ø16	-
PL_33	8Ø20	8Ø12	-

**Anexo 9 - Pilares sísmicos primários: Armadura de esforço transverso**

Armadura de Esforço Transverso			
Pilar	Fundação – Piso 1 (Todo o troço é confinado como zona crítica)		
	Armadura adotada	n.º ramos segundo X	n.º ramos segundo Y
PL_01	Ø10//0,100	2	2
PL_02	Ø8//0,100	2	4
PL_04	Ø10//0,100	6	2
PL_05	Ø8//0,100	4	2
PL_06	Ø8//0,100	4	2
PL_07	Ø8//0,100	4	3
PL_08	Ø8//0,100	4	3
PL_09	Ø8//0,100	4	3
PL_10	Ø8//0,100	4	3
PL_11	Ø8//0,100	4	2
PL_12	Ø8//0,100	4	2
PL_13	Ø8//0,100	3	3
PL_14	Ø8//0,100	4	2
PL_15	Ø8//0,100	4	2
PL_16	Ø8//0,100	4	3
PL_17	Ø8//0,100	4	3
PL_18	Ø8//0,100	4	2
PL_19	Ø8//0,100	4	3
PL_20	Ø8//0,100	4	3
PL_21	Ø8//0,100	4	2
PL_22	Ø8//0,100	4	3
PL_23	Ø8//0,100	4	2
PL_24	Ø8//0,100	4	2
PL_25	Ø10//0,100	2	4
PL_26	Ø8//0,100	4	3
PL_27	Ø8//0,100	4	2
PL_28	Ø8//0,100	2	4
PL_29	Ø8//0,100	4	2
PL_30	Ø8//0,100	3	3
PL_31	Ø8//0,100	2	4
PL_32	Ø8//0,100	2	2
PL_33	Ø8//0,100	3	3

Armadura de Esforço Transverso		
Pilar	Piso 1 – Piso 2	
	Zona Crítica	Zona Corrente
PL_01	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_02	Ø8//0,100	Ø8//0,175
PL_04	Ø8//0,100	Ø8//0,175
PL_05	Ø10//0,100	Ø10//0,125
PL_06	Ø8//0,100	Ø8//0,175
PL_07	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_08	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_09	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_10	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_11	Ø8//0,100	Ø8//0,100
PL_12	Ø8//0,100	Ø8//0,100
PL_13	-	-
PL_14	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_15	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_16	-	-
PL_17	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_18	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_19	-	-
PL_20	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_21	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_22	-	-
PL_23	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_24	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_25	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_26	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_27	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_28	Ø8//0,100	Ø8//0,100
PL_29	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_30	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_31	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_32	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_33	Ø8//0,100	Ø8//0,300

Armadura de Esforço Transverso		
Pilar	Piso 2 – Cobertura	
	Zona Crítica	Zona Corrente
PL_01	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_02	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_04	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_05	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_06	Ø8//0,100	Ø8//0,250
PL_07	Ø8//0,100	Ø8//0,200
PL_08	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_09	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_10	Ø8//0,100	Ø8//0,300
PL_11	Ø8//0,100	Ø8//0,200

**Anexo 10 - Pilares sísmicos primários: Esforços resistentes**

Momento Fletor Resistente										
Pilar	Fundação – Piso 1									
	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, X}$ (kN,m)	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, s Y}$ (kN,m)
PL_01	12,96	0,051	0,250	0,046	113,92	12,96	0,051	0,250	0,046	113,92
PL_02	19,63	0,051	0,250	0,112	229,97	14,73	0,051	0,550	0,223	443,72
PL_04	14,73	0,051	0,750	0,108	512,59	39,27	0,051	0,250	0,041	329,77
PL_05	14,73	0,051	0,350	0,177	244,60	16,10	0,051	0,250	0,133	180,03
PL_06	12,96	0,051	0,350	0,218	233,14	19,63	0,051	0,250	0,164	209,68
PL_07	9,42	0,048	0,552	0,226	354,49	12,57	0,048	0,252	0,113	183,80
PL_08	6,03	0,046	0,554	0,105	215,28	8,04	0,046	0,254	0,053	112,53
PL_09	6,03	0,046	0,554	0,081	193,49	8,04	0,046	0,254	0,041	101,64
PL_10	6,03	0,046	0,554	0,091	202,39	8,04	0,046	0,254	0,045	106,09
PL_11	12,96	0,051	0,550	0,067	298,52	16,10	0,051	0,2540	0,052	165,14
PL_12	12,96	0,051	0,550	0,097	325,88	16,10	0,051	0,250	0,048	161,92
PL_13	9,42	0,048	0,252	0,110	113,47	9,42	0,048	0,252	0,110	113,47
PL_14	12,96	0,051	0,550	0,115	342,14	16,10	0,051	0,250	0,058	170,05
PL_15	12,96	0,051	0,550	0,117	343,01	16,10	0,051	0,250	0,058	170,49
PL_16	6,03	0,046	0,354	0,153	149,50	8,04	0,046	0,254	0,115	121,85
PL_17	6,03	0,046	0,554	0,145	247,07	8,04	0,046	0,254	0,073	128,43
PL_18	12,96	0,051	0,550	0,116	342,70	16,10	0,051	0,250	0,058	170,33
PL_19	9,42	0,048	0,352	0,152	184,40	10,30	0,048	0,252	0,114	136,67
PL_20	9,42	0,048	0,552	0,141	302,51	12,57	0,048	0,252	0,070	157,81
PL_21	12,96	0,051	0,550	0,098	326,72	16,10	0,051	0,250	0,049	162,34
PL_22	9,42	0,048	0,352	0,151	183,95	10,30	0,048	0,252	0,113	136,34
PL_23	12,96	0,051	0,550	0,110	337,49	16,10	0,051	0,250	0,055	167,73
PL_24	12,96	0,051	0,550	0,073	303,93	16,10	0,051	0,250	0,036	150,95
PL_25	19,63	0,051	0,250	0,117	232,60	14,73	0,051	0,550	0,234	448,98
PL_26	9,42	0,048	0,552	0,131	294,95	12,57	0,048	0,252	0,065	154,03
PL_27	14,73	0,051	0,550	0,073	335,06	16,10	0,051	0,250	0,037	151,18
PL_28	19,63	0,051	0,250	0,125	202,64	12,96	0,051	0,350	0,167	223,75
PL_29	14,73	0,051	0,550	0,110	367,82	16,10	0,051	0,250	0,055	167,56
PL_30	9,42	0,048	0,252	0,038	87,49	9,42	0,048	0,252	0,038	87,49
PL_31	19,63	0,051	0,250	0,041	180,10	14,73	0,051	0,550	0,083	343,98
PL_32	12,96	0,051	0,250	0,063	120,95	12,96	0,051	0,250	0,063	120,95
PL_33	9,42	0,048	0,252	0,035	85,92	9,42	0,048	0,252	0,035	85,92

Momento Fletor Resistente										
Pilar	Piso 1 – Piso 2									
	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, X}$ (kN,m)	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, s Y}$ (kN,m)
PL_01	6,03	0,046	0,254	0,031	60,55	6,03	0,046	0,254	0,031	60,55
PL_02	12,57	0,048	0,252	0,077	162,73	9,42	0,048	0,552	0,154	312,35
PL_04	9,42	0,048	0,752	0,069	334,13	21,99	0,048	0,252	0,026	194,80
PL_05	14,73	0,0505	0,3495	0,114	223,54	16,10	0,051	0,250	0,085	164,24
PL_06	9,42	0,048	0,352	0,141	180,72	12,57	0,048	0,252	0,106	149,97
PL_07	6,03	0,046	0,554	0,165	260,76	8,04	0,046	0,254	0,082	135,27
PL_08	6,03	0,046	0,554	0,062	175,29	8,04	0,046	0,254	0,031	92,54
PL_09	6,03	0,046	0,554	0,055	167,61	8,04	0,046	0,254	0,027	88,70
PL_10	6,03	0,046	0,554	0,049	161,59	8,04	0,046	0,254	0,025	85,69
PL_11	12,96	0,0505	0,5495	0,029	258,06	16,10	0,051	0,250	0,014	128,01
PL_12	12,96	0,0505	0,5495	0,031	260,44	16,10	0,051	0,250	0,015	129,20
PL_13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_14	6,03	0,046	0,554	0,062	174,97	8,04	0,046	0,254	0,031	92,38
PL_15	6,03	0,046	0,554	0,035	146,45	8,04	0,046	0,254	0,017	78,12
PL_16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_17	6,03	0,046	0,554	0,091	202,32	8,04	0,046	0,254	0,045	106,05
PL_18	6,03	0,046	0,554	0,033	144,34	8,04	0,046	0,254	0,016	77,07
PL_19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_20	6,03	0,046	0,554	0,086	198,38	8,04	0,046	0,254	0,043	104,08
PL_21	8,29	0,048	0,552	0,027	176,39	10,30	0,048	0,252	0,013	88,62
PL_22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PL_23	8,29	0,048	0,552	0,045	196,61	10,30	0,048	0,252	0,023	98,73
PL_24	8,29	0,048	0,552	0,026	175,53	10,30	0,048	0,252	0,013	88,18
PL_25	12,57	0,048	0,252	0,052	142,50	9,42	0,048	0,552	0,103	271,89
PL_26	9,42	0,048	0,552	0,063	234,05	10,30	0,048	0,252	0,031	107,53
PL_27	6,03	0,046	0,554	0,033	144,26	8,04	0,046	0,254	0,016	77,03
PL_28	19,63	0,0505	0,2495	0,050	170,37	12,96	0,051	0,350	0,066	180,73
PL_29	9,42	0,048	0,552	0,045	216,32	10,30	0,048	0,252	0,023	98,67
PL_30	6,03	0,046	0,254	0,017	53,50	6,03	0,046	0,254	0,017	53,50
PL_31	8,04	0,046	0,254	0,019	79,69	6,03	0,046	0,554	0,038	149,59
PL_32	8,29	0,048	0,252	0,028	74,47	8,29	0,048	0,252	0,028	74,47
PL_33	3,39	0,044	0,256	0,016	34,37	3,39	0,044	0,256	0,016	34,37

Momento Fletor Resistente										
Pilar	Piso 2 – Cobertura									
	$A_{s1}=A_{s2}$ ( $\text{cm}^2$ )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, X}$ (kN,m)	$A_{s1}=A_{s2}$ ( $\text{cm}^2$ )	$d_1$ (m)	$d$ (m)	$x$ (m)	$M_{Rd, s Y}$ (kN,m)
PL_01	3,39	0,044	0,256	0,009	30,02	3,39	0,044	0,256	0,009	30,02
PL_02	8,04	0,046	0,254	0,043	103,58	6,03	0,046	0,554	0,085	197,36
PL_04	6,03	0,046	0,754	0,040	210,51	14,07	0,046	0,254	0,015	125,06
PL_05	9,42	0,048	0,352	0,061	142,33	10,30	0,048	0,252	0,046	105,12
PL_06	6,03	0,046	0,354	0,069	112,20	8,04	0,046	0,254	0,052	93,87
PL_07	6,03	0,046	0,554	0,106	216,03	8,04	0,046	0,254	0,053	112,91
PL_08	6,03	0,046	0,554	0,030	141,01	8,04	0,046	0,254	0,015	75,40
PL_09	6,03	0,046	0,554	0,021	130,86	8,04	0,046	0,254	0,010	70,32
PL_10	6,03	0,046	0,554	0,019	128,60	8,04	0,046	0,254	0,009	69,20
PL_11	6,03	0,046	0,554	0,023	133,22	8,04	0,046	0,254	0,011	71,50

Esforço Transverso Resistente						
Pilar	Fundação – Piso 1 (Todo o troço é confinado como zona crítica)					
	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sX}$ (kN)	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sY}$ (kN)
PL_01	15,71	0,227	123,92	15,71	0,227	123,92
PL_02	10,05	0,495	172,93	20,11	0,225	157,04
PL_04	47,12	0,225	368,06	15,71	0,675	368,55
PL_05	20,11	0,225	157,04	10,05	0,315	109,99
PL_06	20,11	0,227	158,61	10,05	0,317	110,78
PL_07	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_08	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_09	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_10	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_11	20,11	0,229	159,87	10,05	0,499	174,35
PL_12	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_13	15,08	0,227	118,96	15,08	0,227	118,96
PL_14	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_15	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_16	20,11	0,229	159,87	15,08	0,319	167,11
PL_17	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_18	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_19	20,11	0,227	158,61	15,08	0,317	166,16
PL_20	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_21	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_22	20,11	0,227	158,61	15,08	0,317	166,16
PL_23	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_24	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_25	15,71	0,495	270,20	31,42	0,225	245,37
PL_26	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_27	20,11	0,225	157,04	10,05	0,495	172,93
PL_28	10,05	0,317	110,78	20,11	0,227	158,61
PL_29	20,11	0,225	157,04	10,05	0,495	172,93
PL_30	15,08	0,227	118,96	15,08	0,227	118,96
PL_31	10,05	0,495	172,93	20,11	0,225	157,04
PL_32	10,05	0,227	79,31	10,05	0,227	79,31
PL_33	15,08	0,227	118,96	15,08	0,227	118,96

Esforço Transverso Resistente – Zona Corrente						
Pilar	Piso 1 – Piso 2					
	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sX}$ (kN)	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sY}$ (kN)
PL_01	5,027	0,229	39,97	5,03	0,229	39,97
PL_02	8,617	0,497	148,90	11,49	0,227	90,64
PL_04	20,106	0,227	158,61	8,62	0,677	202,85
PL_05	25,133	0,225	196,30	12,57	0,315	137,49
PL_06	11,489	0,227	90,64	8,62	0,317	94,95
PL_07	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_08	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_09	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_10	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_11	20,106	0,229	159,87	10,05	0,499	174,35
PL_12	20,106	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_13	-	-	-	-	-	-
PL_14	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_15	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_16	-	-	-	-	-	-
PL_17	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_18	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_19	-	-	-	-	-	-
PL_20	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_21	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_22	-	-	-	-	-	-
PL_23	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_24	8,042	0,229	63,95	6,03	0,499	104,61
PL_25	7,540	0,497	130,29	10,05	0,227	79,31
PL_26	10,053	0,227	79,31	7,54	0,497	130,29
PL_27	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_28	10,053	0,317	110,78	20,11	0,227	158,61
PL_29	10,053	0,227	79,31	7,54	0,497	130,29
PL_30	5,027	0,229	39,97	5,03	0,229	39,97
PL_31	5,027	0,499	87,17	6,70	0,229	53,29
PL_32	6,032	0,229	47,96	6,03	0,229	47,96
PL_33	5,027	0,230	40,28	5,03	0,230	40,28

Esforço Transverso Resistente – Zona Corrente						
Pilar	Piso 2 – Cobertura					
	$A_{sw/s}$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sX}$ (kN)	$A_{sw/s}$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sY}$ (kN)
PL_01	5,027	0,230	40,28	5,03	0,230	40,28
PL_02	7,540	0,499	130,76	10,05	0,229	79,94
PL_04	11,729	0,229	93,26	5,03	0,679	118,64
PL_05	10,053	0,227	79,31	7,54	0,317	83,08
PL_06	8,042	0,229	63,95	6,03	0,319	66,84
PL_07	10,053	0,229	79,94	7,54	0,499	130,76
PL_08	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_09	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_10	6,702	0,229	53,29	5,03	0,499	87,17
PL_11	10,053	0,229	79,94	7,54	0,499	130,76

Esforço Transverso Resistente – Zona Crítica						
Pilar	Piso 1 – Piso 2					
	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sX}$ (kN)	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sY}$ (kN)
PL_01	15,08	0,229	119,90	15,08	0,229	119,90
PL_02	15,08	0,497	260,58	20,11	0,227	158,61
PL_04	35,19	0,227	277,57	15,08	0,677	354,99
PL_05	31,42	0,225	245,37	15,71	0,315	171,86
PL_06	20,11	0,227	158,61	15,08	0,317	166,16
PL_07	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_08	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_09	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_10	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_11	20,11	0,229	159,87	10,05	0,499	174,35
PL_12	20,11	0,227	158,61	10,05	0,497	173,72
PL_13	-	-	-	-	-	-
PL_14	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_15	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_16	-	-	-	-	-	-
PL_17	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_18	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_19	-	-	-	-	-	-
PL_20	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_21	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_22	-	-	-	-	-	-
PL_23	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_24	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_25	15,08	0,497	260,58	20,11	0,227	158,61
PL_26	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_27	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_28	10,05	0,317	110,78	20,11	0,227	158,61
PL_29	20,11	0,227	158,61	15,08	0,497	260,58
PL_30	15,08	0,229	119,90	15,08	0,229	119,90
PL_31	15,08	0,499	261,52	20,11	0,229	159,87
PL_32	15,08	0,229	119,90	15,08	0,229	119,90
PL_33	15,08	0,230	120,85	15,08	0,230	120,85

Esforço Transverso Resistente – Zona Crítica						
Pilar	Piso 2 – Cobertura					
	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sX}$ (kN)	$A_{sw}/s$ ( $cm^2/m$ )	$z$ (m)	$V_{Rd,sY}$ (kN)
PL_01	15,08	0,230	120,85	15,08	0,230	120,85
PL_02	15,08	0,499	261,52	20,11	0,229	159,87
PL_04	35,19	0,229	279,77	15,08	0,679	355,93
PL_05	20,11	0,227	158,61	15,08	0,317	166,16
PL_06	20,11	0,229	159,87	15,08	0,319	167,11
PL_07	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_08	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_09	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_10	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52
PL_11	20,11	0,229	159,87	15,08	0,499	261,52

**Anexo 11 - Vigas sísmicas primárias: Área de armadura de flexão mínima requerida**

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (kN.m)	Face inferior (kN.m)	Face superior (kN.m)	Face inferior (kN.m)	Face superior (kN.m)	Face inferior (kN.m)
(1)V_01.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(1)V_01.02	8,14	7,80	7,21	7,67	4,84	2,37
(1)V_02.02	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(1)V_02.03	4,33	3,03	0,00	4,33	4,33	4,33
(1)V_03.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(1)V_04.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,54	2,25
(1)V_04.02	5,48	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(1)V_05.01	7,21	7,21	0,00	7,21	10,11	4,61
(1)V_05.02	10,59	5,05	0,00	9,03	7,21	7,21
(1)V_06.01	7,21	7,21	0,00	8,83	13,03	4,61
(1)V_06.02	13,54	5,05	0,00	11,31	7,21	7,21
(1)V_07.01	7,21	7,21	0,00	10,75	13,25	4,61
(1)V_07.02	13,89	5,15	0,00	10,60	7,21	7,21
(1)V_08.01	7,21	7,21	0,00	11,66	14,79	5,12
(1)V_08.02	15,54	5,73	0,00	12,16	7,21	7,21
(1)V_09.01	7,21	7,21	0,00	12,21	17,52	5,86
(1)V_09.02	17,93	6,53	0,00	13,80	7,21	7,21
(1)V_10.01	5,78	4,40	0,00	4,33	8,79	2,99
(1)V_10.02	9,39	5,05	0,00	12,25	7,21	7,21
(1)V_11.01	5,21	4,37	4,33	4,75	12,01	6,41
(1)V_11.02	12,75	8,09	4,33	4,33	5,14	4,33
(1)V_11.03	4,33	4,33	0,00	4,33	4,57	4,37
(0.5)V_12.01	7,74	6,74	6,13	9,10	8,40	5,60
(1)V_12.01	6,47	6,13	4,33	4,33	11,11	7,27
(1)V_12.02	10,54	5,46	4,33	6,79	8,17	4,72
(1)V_12.03	5,19	4,33	4,33	4,33	4,82	4,33
(1)V_12.04	5,97	4,33	0,00	4,33	5,49	4,33
(1)V_12.05	6,06	4,33	0,00	4,33	5,39	4,33
(1)V_12.06	6,03	4,33	0,00	4,33	5,45	4,33
(1)V_12.07	6,06	4,33	0,00	4,33	5,51	4,33
(1)V_12.08	6,18	4,33	0,00	4,33	5,30	4,33
(1)V_12.09	5,70	4,33	0,00	4,33	5,49	4,33

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(1)V_12.10	5,22	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(0.5)V_13.01	7,19	5,84	4,54	6,80	4,33	4,33
(1)V_13.01	4,33	4,33	4,33	4,33	4,88	3,03
(1)V_13.02	4,93	4,81	0,00	7,27	13,58	6,46
(1)V_13.03	6,31	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33
(1)V_13.04	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(1)V_13.05	4,33	3,03	0,00	4,33	4,33	3,03
(1)V_13.06	4,33	3,03	0,00	4,33	4,41	3,03
(1)V_13.07	4,55	3,03	0,00	4,33	4,33	4,33
(1)V_13.08	4,77	3,03	0,00	4,33	4,33	3,03
(1)V_13.09	4,33	3,03	0,00	4,33	4,33	4,33
(1)V_14.01	4,81	4,81	0,00	4,81	9,04	4,84
(1)V_15.01	5,54	4,34	0,00	4,33	6,10	4,33
(1)V_15.02	5,80	4,33	1,00	4,33	5,23	4,33
(1)V_15.03	5,22	4,33	4,33	4,33	5,61	4,33
(1)V_15.04	6,64	4,33	0,00	4,33	5,45	4,33
(1)V_15.05	5,93	4,33	0,00	4,33	5,58	4,33
(1)V_15.06	6,12	4,33	0,00	4,33	5,54	4,33
(1)V_15.07	5,87	4,33	0,00	4,33	5,79	4,33
(1)V_15.08	6,39	4,33	0,00	4,33	5,84	4,33
(1)V_15.09	6,69	4,33	0,00	4,33	6,33	4,33
(1)V_15.10	5,69	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33

Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(2)V_01.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(2)V_01.02	7,21	7,21	7,21	7,21	4,84	2,37
(2)V_02.02	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(2)V_02.03	4,33	3,03	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_03.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_04.01	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33	3,03
(2)V_04.02	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_05.01	4,33	4,33	0,00	4,33	0,00	4,33
(2)V_05.02	7,69	12,02	0,00	12,02	12,02	12,02
(2)V_06.01	4,33	4,33	0,00	4,33	0,00	4,33
(2)V_06.02	7,38	12,02	0,00	12,02	12,02	7,38
(2)V_07.01	4,33	4,33	2,17	4,33	0,00	4,33
(2)V_07.02	7,38	12,02	0,00	12,02	12,02	12,02
(2)V_08.01	4,33	4,33	4,33	4,33	1,30	4,33
(2)V_09.01	4,33	4,33	0,00	4,38	0,00	7,31
(2)V_09.02	2,47	0,00	7,21	0,00	7,21	4,48
(2)V_09.03	7,21	0,00	0,00	7,21	7,21	4,74
(2)V_10.01	4,33	4,33	0,00	4,33	8,01	3,03
(2)V_10.02	7,82	5,05	0,00	10,53	7,21	7,21
(2)V_11.01	4,33	4,33	0,00	4,33	5,38	4,33
(2)V_11.02	5,11	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33
(2)V_11.03	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(1.5)V_12.01	4,49	4,33	4,33	4,35	5,06	4,33
(2)V_12.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.02	5,13	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.03	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.04	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.05	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.06	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.07	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.08	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.09	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_12.10	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(1.5)V_13.01	5,80	4,33	4,33	4,51	4,33	4,33

Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(2)V_13.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(2)V_13.02	4,81	2,89	0,00	6,02	10,18	3,24
(2)V_13.08	3,03	4,33	0,00	4,33	4,33	3,03
(2)V_13.09	4,33	3,03	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_14.01	4,81	4,81	0,00	4,81	8,40	2,89
(2)V_15.01	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.02	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.03	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.04	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33	4,72
(2)V_15.05	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.06	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.07	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.08	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.09	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_15.10	4,33	4,33	0,00	4,33	4,33	4,33
(2)V_16.01	0,00	3,90	0,00	11,06	11,06	6,85
(2)V_16.02	11,06	6,43	0,00	11,06	11,06	6,85
(2)V_16.03	11,06	6,43	0,00	11,06	11,06	6,85
(2)V_16.04	11,06	6,43	0,00	11,06	11,06	0,00
(2)V_16.05	11,06	7,51	0,00	11,06	0,00	4,87
(2.5)V_04.01	12,02	12,02	12,02	12,02	12,02	12,02
(2.5)V_04.02	12,02	12,02	0,00	12,02	12,02	12,02



**Anexo 12 - Vigas sísmicas primárias: Área de armadura resistente efetiva (contribuição de armadura de laje definida por  $b_{eff}$ )**

Troço de viga	Piso 1			
	Secção inicial		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(1)V_01.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(1)V_01.02	243,13	293,91	181,89	232,86
(1)V_02.02	205,27	205,27	65,51	65,51
(1)V_02.03	110,23	110,23	65,51	65,51
(1)V_03.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(1)V_04.01	105,91	102,94	71,47	71,47
(1)V_04.02	102,94	125,53	65,51	65,51
(1)V_05.01	320,06	255,86	399,48	255,86
(1)V_05.02	287,49	348,76	181,89	181,89
(1)V_06.01	390,23	257,23	354,86	354,86
(1)V_06.02	351,79	431,97	181,89	181,89
(1)V_07.01	395,21	257,23	362,51	362,51
(1)V_07.02	335,69	439,56	181,89	185,20
(1)V_08.01	428,98	275,69	401,91	401,91
(1)V_08.02	370,90	479,16	181,89	205,54
(1)V_09.01	476,25	290,52	457,77	457,77
(1)V_09.02	395,73	520,54	181,89	232,86
(1)V_10.01	162,85	130,13	140,84	140,84
(1)V_10.02	361,16	317,54	181,89	181,89
(1)V_11.01	203,14	131,54	180,78	180,78
(1)V_11.02	114,20	220,88	82,28	118,67
(1)V_11.03	104,06	89,98	104,06	89,98
(0.5)V_12.01	166,88	169,26	127,15	127,15
(1)V_12.01	192,04	147,86	171,81	171,81
(1)V_12.02	154,75	197,87	135,10	135,10
(1)V_12.03	109,76	119,94	75,67	75,67
(1)V_12.04	119,01	133,76	89,42	89,42
(1)V_12.05	117,67	134,57	87,42	87,42
(1)V_12.06	118,43	134,16	88,56	88,56
(1)V_12.07	119,20	134,57	89,70	89,70
(1)V_12.08	116,32	136,57	85,43	85,43
(1)V_12.09	118,95	128,78	88,42	88,42

Troço de viga	Piso 1			
	Secção inicial		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(1)V_12.10	102,94	120,49	65,51	65,51
(0.5)V_13.01	136,67	158,96	65,51	96,91
(1)V_13.01	110,63	102,94	76,97	76,97
(1)V_13.02	504,28	382,88	354,80	354,80
(1)V_13.03	198,92	229,69	65,51	65,51
(1)V_13.04	198,92	198,92	65,51	65,51
(1)V_13.05	198,92	198,92	65,51	65,51
(1)V_13.06	199,85	198,92	67,11	67,11
(1)V_13.07	198,92	202,68	65,51	65,51
(1)V_13.08	205,27	212,83	65,51	65,51
(1)V_13.09	110,23	110,23	65,51	65,51
(1)V_14.01	268,02	172,44	244,29	244,29
(1)V_15.01	127,25	126,20	99,02	99,02
(1)V_15.02	115,43	129,86	85,14	85,14
(1)V_15.03	120,62	120,49	90,83	90,83
(1)V_15.04	118,43	142,83	88,56	88,56
(1)V_15.05	120,16	132,28	91,12	91,12
(1)V_15.06	119,68	135,37	90,41	90,41
(1)V_15.07	123,01	131,61	94,80	94,80
(1)V_15.08	123,81	139,78	95,50	95,50
(1)V_15.09	130,44	143,76	101,82	101,82
(1)V_15.10	102,94	129,18	65,51	65,51

Troço de viga	Piso 2			
	Secção inicial		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(2)V_01.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_01.02	232,38	232,38	181,89	181,89
(2)V_02.02	205,27	205,27	65,51	65,51
(2)V_02.03	110,23	110,23	65,51	65,51
(2)V_03.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_04.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_04.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_05.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_05.02	688,01	527,41	638,09	527,41
(2)V_06.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_06.02	610,72	610,72	505,26	505,26
(2)V_07.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_07.02	610,72	610,72	505,26	505,26
(2)V_08.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_09.01	147,59	147,59	112,24	112,24
(2)V_09.02	244,84	244,84	181,89	181,89
(2)V_09.03	244,84	244,84	181,89	181,89
(2)V_10.01	152,75	102,94	130,26	130,26
(2)V_10.02	322,12	265,28	181,89	181,89
(2)V_11.01	117,47	102,94	87,14	87,14
(2)V_11.02	102,94	118,43	65,51	65,51
(2)V_11.03	102,94	102,94	65,51	65,51
(1.5)V_12.01	113,02	106,15	81,85	81,85
(2)V_12.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.02	102,94	119,12	65,51	65,51
(2)V_12.03	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.04	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.05	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.06	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.07	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.08	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.09	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_12.10	102,94	102,94	65,51	65,51
(1.5)V_13.01	105,41	132,28	65,51	65,51

Troço de viga	Piso 2			
	Secção inicial		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(2)V_13.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_13.02	441,85	347,00	271,39	271,39
(2)V_13.08	205,27	205,27	65,51	65,51
(2)V_13.09	110,23	110,23	65,51	65,51
(2)V_14.01	253,91	171,50	238,67	238,67
(2)V_15.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.03	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.04	111,69	111,69	74,66	74,66
(2)V_15.05	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.06	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.07	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.08	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.09	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_15.10	102,94	102,94	65,51	65,51
(2)V_16.01	524,61	524,61	427,65	427,65
(2)V_16.02	524,61	524,61	427,65	427,65
(2)V_16.03	524,61	524,61	427,65	427,65
(2)V_16.04	524,61	524,61	427,65	427,65
(2)V_16.05	524,61	524,61	427,65	427,65
(2.5)V_04.01	610,72	610,72	505,26	505,26
(2.5)V_04.02	589,76	589,76	505,26	505,26

Troço de viga	Cobertura			
	Secção inicial		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
(3)V_01.01	110,23	110,23	65,51	65,51
(3)V_01.02	423,70	423,70	181,89	181,89
(3)V_02.01	110,23	110,23	65,51	65,51
(3)V_02.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_02.03	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_04.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_04.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_12.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_12.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_12.03	192,49	192,49	65,51	65,51
(3)V_13.01	95,59	95,59	65,51	65,51
(3)V_13.02	213,47	183,81	165,22	165,22
(3)V_14.01	183,81	183,81	121,28	121,28
(3)V_15.01	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_15.02	102,94	102,94	65,51	65,51
(3)V_15.03	102,94	102,94	65,51	65,51

**Anexo 13 - Vigas sísmicas primárias: Esforço transversal atuante**

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial			Secção final		
	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)
(1)V_01.01	55,56	58,32	-21,87	70,16	72,97	36,47
(1)V_01.02	133,12	197,92	-68,82	133,71	96,05	69,40
(1)V_02.02	99,00	100,30	-31,31	105,86	108,33	38,16
(1)V_02.03	86,38	91,57	-42,44	74,84	77,48	30,91
(1)V_03.01	68,49	72,55	-34,80	59,60	48,85	25,92
(1)V_04.01	62,34	112,41	-26,86	81,36	131,99	45,88
(1)V_04.02	100,00	100,58	-52,24	77,73	77,76	29,97
(1)V_05.01	200,37	319,77	-69,31	250,57	372,37	119,50
(1)V_05.02	169,64	177,50	-103,31	140,65	141,34	74,32
(1)V_06.01	228,68	395,84	-79,67	298,28	463,70	149,26
(1)V_06.02	201,37	215,30	-124,63	158,25	160,12	81,51
(1)V_07.01	241,39	413,69	-89,84	312,75	478,72	161,21
(1)V_07.02	202,83	214,59	-125,14	159,03	162,00	81,35
(1)V_08.01	264,70	453,37	-98,52	349,21	529,67	183,04
(1)V_08.02	227,58	240,89	-144,94	182,25	189,70	99,62
(1)V_09.01	287,96	494,69	-101,15	384,69	599,40	197,89
(1)V_09.02	247,07	261,08	-159,27	199,59	213,65	111,78
(1)V_10.01	93,47	100,44	-32,74	117,88	124,67	57,14
(1)V_10.02	196,69	208,02	-128,81	170,63	178,43	102,75
(1)V_11.01	108,30	116,50	-31,52	125,26	133,40	48,47
(1)V_11.02	114,37	132,98	-38,58	105,38	124,67	29,59
(1)V_11.03	87,02	85,23	-38,51	77,46	76,07	28,95
(0.5)V_12.01	88,89	152,84	-14,79	107,15	117,06	33,05
(1)V_12.01	108,00	120,73	-17,04	120,60	133,40	29,64
(1)V_12.02	143,75	145,66	-60,51	125,35	142,98	42,11
(1)V_12.03	84,36	85,51	-35,46	78,40	80,44	29,50
(1)V_12.04	100,09	103,54	-44,30	95,91	99,17	40,11
(1)V_12.05	99,39	102,27	-43,89	96,43	99,03	40,93
(1)V_12.06	99,64	102,69	-43,96	97,57	99,74	41,89
(1)V_12.07	100,49	103,40	-44,42	99,22	100,58	43,16
(1)V_12.08	102,95	105,51	-47,45	96,90	97,34	41,40
(1)V_12.09	89,88	92,97	-35,59	85,94	86,21	31,64

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial			Secção final		
	$V_{Ed,calc}$ (kN)	$V_{Ed,mod}$ (kN)	$V_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)	$V_{Ed,calc}$ (kN)	$V_{Ed,mod}$ (kN)	$V_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)
(1)V_12.10	85,29	87,48	-38,79	73,41	74,66	26,91
(0.5)V_13.01	84,50	147,21	-26,11	79,82	103,96	21,42
(1)V_13.01	67,78	70,72	-20,88	88,44	89,31	41,54
(1)V_13.02	227,71	241,59	-84,53	252,98	261,78	109,80
(1)V_13.03	113,28	114,39	-39,48	109,01	109,17	35,22
(1)V_13.04	101,88	102,69	-35,78	110,41	111,43	44,30
(1)V_13.05	108,50	109,03	-42,40	108,15	108,47	42,05
(1)V_13.06	109,24	109,88	-42,50	116,33	116,92	49,59
(1)V_13.07	117,72	118,75	-50,68	117,07	118,75	50,02
(1)V_13.08	122,22	122,56	-52,64	108,31	109,46	38,72
(1)V_13.09	94,06	95,09	-50,13	74,90	75,51	30,96
(1)V_14.01	153,25	156,60	-67,87	170,48	173,03	85,10
(1)V_15.01	89,95	92,55	-33,38	90,18	96,07	33,61
(1)V_15.02	86,94	89,59	-33,19	81,17	85,23	27,42
(1)V_15.03	77,85	81,28	-24,99	85,38	89,59	32,51
(1)V_15.04	99,68	104,53	-41,83	94,32	98,75	36,47
(1)V_15.05	95,83	99,45	-39,98	98,16	101,57	42,31
(1)V_15.06	98,81	102,55	-42,37	96,55	99,88	40,11
(1)V_15.07	98,08	101,43	-41,48	102,64	105,37	46,04
(1)V_15.08	107,17	110,72	-48,35	103,82	106,22	45,00
(1)V_15.09	105,68	110,02	-44,28	98,92	101,71	37,52
(1)V_15.10	93,12	95,37	-44,45	75,07	75,93	26,40

Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial			Secção final		
	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)
(2)V_01.01	58,15	55,64	-24,47	63,62	66,07	29,93
(2)V_01.02	130,10	162,94	-74,13	135,28	70,43	79,32
(2)V_02.02	99,17	100,86	-31,48	103,83	105,51	36,14
(2)V_02.03	89,16	90,58	-45,23	75,39	76,49	31,46
(2)V_03.01	66,52	68,60	-32,83	59,94	47,75	26,26
(2)V_04.01	56,02	105,37	-22,33	51,33	101,00	17,64
(2)V_04.02	57,27	46,06	-15,16	62,14	47,92	20,03
(2)V_05.01	85,28	85,51	-17,90	71,77	71,98	4,39
(2)V_05.02	164,77	155,35	-49,02	169,08	159,65	53,33
(2)V_06.01	84,96	85,93	-17,58	71,98	72,69	4,60
(2)V_06.02	155,46	155,35	-49,17	159,46	159,26	53,17
(2)V_07.01	85,21	86,63	-17,83	72,47	73,25	5,10
(2)V_07.02	155,24	155,35	-48,95	159,68	159,65	53,39
(2)V_08.01	89,04	91,85	-21,66	67,74	71,83	-0,36
(2)V_09.01	140,87	144,67	-36,93	124,11	130,29	-20,18
(2)V_09.02	189,66	194,69	18,96	220,90	223,98	50,21
(2)V_09.03	108,50	109,88	-55,16	98,16	99,55	44,82
(2)V_10.01	82,28	85,23	-25,67	105,41	108,61	48,80
(2)V_10.02	156,12	170,22	-93,12	136,22	139,46	73,22
(2)V_11.01	67,08	70,29	-26,16	82,39	85,65	41,46
(2)V_11.02	77,86	81,70	-31,88	71,79	75,79	25,80
(2)V_11.03	74,52	75,51	-32,41	66,96	68,18	24,85
(1.5)V_12.01	85,13	90,02	-36,41	92,26	100,86	43,54
(2)V_12.01	62,90	65,50	-20,79	64,84	67,48	22,73
(2)V_12.02	77,86	81,70	-31,70	73,20	76,49	27,04
(2)V_12.03	72,94	73,67	-30,83	69,52	71,14	27,41
(2)V_12.04	69,05	69,59	-26,93	65,73	66,49	23,62
(2)V_12.05	68,56	69,45	-26,45	65,70	66,21	23,59
(2)V_12.06	68,19	69,45	-26,08	65,96	66,63	23,85
(2)V_12.07	67,26	69,17	-25,15	66,46	67,19	24,35
(2)V_12.08	63,93	65,50	-21,82	74,79	75,08	32,68
(2)V_12.09	68,34	70,43	-26,23	73,58	74,24	31,47
(2)V_12.10	74,88	76,07	-32,77	64,86	65,22	22,75
(1.5)V_13.01	91,02	99,31	-41,58	69,61	75,79	20,16

Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial			Secção final		
	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)	V <sub>Ed,calc</sub> (kN)	V <sub>Ed,mod</sub> (kN)	V <sub>Ed,G+ψE*Q</sub> (kN)
(2)V_13.01	64,81	65,36	-22,70	79,77	80,30	37,66
(2)V_13.02	185,82	188,53	-66,94	220,76	222,57	101,89
(2)V_13.08	100,92	102,41	-33,23	104,50	104,53	36,80
(2)V_13.09	82,10	82,55	-38,17	68,00	68,18	24,06
(2)V_14.01	146,57	146,97	-64,48	186,38	186,65	104,28
(2)V_15.01	66,42	71,14	-24,31	75,50	78,04	33,39
(2)V_15.02	74,88	76,07	-32,77	73,89	76,07	31,77
(2)V_15.03	71,18	74,94	-29,07	69,05	71,70	26,93
(2)V_15.04	82,10	75,08	-35,51	64,10	62,69	17,51
(2)V_15.05	74,02	42,26	-31,91	47,33	42,26	5,22
(2)V_15.06	61,46	66,07	-19,35	48,69	42,26	6,58
(2)V_15.07	68,73	48,23	-26,62	56,51	57,43	14,39
(2)V_15.08	111,39	114,39	-69,28	46,07	42,26	3,96
(2)V_15.09	68,70	70,86	-26,59	76,29	77,06	34,18
(2)V_15.10	78,13	79,03	-36,02	65,48	65,79	23,37
(2)V_16.01	254,08	254,16	-16,01	270,07	270,00	32,00
(2)V_16.02	259,74	259,56	-21,67	264,41	264,24	26,34
(2)V_16.03	259,07	259,20	-21,00	265,08	264,96	27,01
(2)V_16.04	256,77	256,68	-18,70	267,38	267,48	29,31
(2)V_16.05	274,77	274,68	-36,71	263,35	263,52	25,28
(2.5)V_04.01	453,24	460,48	6,85	477,61	483,26	31,22
(2.5)V_04.02	299,14	301,70	-25,39	287,36	289,96	13,60

Troço de viga	Cobertura					
	Secção inicial			Secção final		
	$V_{Ed,calc}$ (kN)	$V_{Ed,mod}$ (kN)	$V_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)	$V_{Ed,calc}$ (kN)	$V_{Ed,mod}$ (kN)	$V_{Ed,G+\psi E^*Q}$ (kN)
(3)V_01.01	42,67	42,26	-7,53	68,88	71,28	33,73
(3)V_01.02	148,25	204,03	-66,43	134,10	132,42	52,29
(3)V_02.01	66,21	66,35	-31,07	73,25	73,53	38,10
(3)V_02.02	75,99	76,91	-33,87	57,59	58,32	15,48
(3)V_02.03	61,47	47,63	-19,36	58,96	58,46	16,85
(3)V_04.01	64,88	65,50	-31,20	65,66	65,93	31,98
(3)V_04.02	49,74	42,26	-7,63	45,38	42,26	3,27
(3)V_12.01	76,65	55,64	-34,54	82,12	82,27	40,01
(3)V_12.02	73,50	74,10	-31,38	70,61	71,14	28,49
(3)V_12.03	95,43	96,21	-30,93	95,87	97,34	31,37
(3)V_13.01	71,17	46,40	-30,90	74,52	75,22	34,25
(3)V_13.02	114,53	115,28	-51,41	144,57	145,33	81,46
(3)V_14.01	87,51	87,81	-36,66	143,58	143,69	92,73
(3)V_15.01	55,12	46,02	-13,01	46,05	42,26	3,94
(3)V_15.02	55,91	45,90	-13,80	57,35	46,57	15,24
(3)V_15.03	50,42	42,26	-8,31	50,13	57,19	8,02

## Anexo 14 - Vigas sísmicas primárias: Armadura de flexão

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(1)V_01.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_01.02	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_02.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_02.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_03.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_04.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_04.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_05.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_05.02	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_06.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	6Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_06.02	6Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_07.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	6Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_07.02	6Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_08.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	6Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_08.02	6Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_09.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	8Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_09.02	8Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	6Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_10.01	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_10.02	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(1)V_11.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_11.02	6Ø20	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_11.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(0.5)V_12.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_12.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_12.02	4Ø20	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_12.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.04	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.05	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.06	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.07	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.08	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_12.09	2Ø20	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16

Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(1)V_12.10	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(0.5)V_13.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	6Ø20	2Ø20+2Ø16
(1)V_13.03	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.04	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.05	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.06	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.07	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.08	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_13.09	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_14.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_15.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_15.02	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_15.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20	3Ø16
(1)V_15.04	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1)V_15.05	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20	3Ø16
(1)V_15.06	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20	3Ø16
(1)V_15.07	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_15.08	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_15.09	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(1)V_15.10	2Ø20	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16

Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(2)V_01.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_01.02	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(2)V_02.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_02.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_03.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_04.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_04.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_05.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_05.02	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20
(2)V_06.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_06.02	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20
(2)V_07.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_07.02	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20	4Ø20
(2)V_08.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_09.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16
(2)V_09.02	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(2)V_09.03	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(2)V_10.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	2Ø20+2Ø16	3Ø16
(2)V_10.02	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16	4Ø20	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
(2)V_11.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_11.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_11.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1.5)V_12.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.01	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.02	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.03	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.04	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.05	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.06	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.07	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.08	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.09	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(2)V_12.10	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16
(1.5)V_13.01	2Ø20+2Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16	3Ø16





**Anexo 15 - Vigas sísmicas primárias: Armadura de esforço transverso**

Troço de viga	Piso 1	
	Zona Crítica	Zona Corrente
(1)V_01.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(1)V_01.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_02.02	Ø8//0,100	Ø8//0,150
(1)V_02.03	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(1)V_03.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(1)V_04.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(1)V_04.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_05.01	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,150, 4r
(1)V_05.02	Ø8//0,100	Ø8//0,150
(1)V_06.01	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,100, 4r
(1)V_06.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,100
(1)V_07.01	Ø10//0,100, 4r	Ø8//0,100, 4r
(1)V_07.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,100
(1)V_08.01	Ø10//0,100, 4r	Ø8//0,100, 4r
(1)V_08.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,100
(1)V_09.01	Ø10//0,100, 4r	Ø8//0,100, 4r
(1)V_09.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_10.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(1)V_10.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(1)V_11.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(1)V_11.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(1)V_11.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(0.5)V_12.01	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_12.01	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_12.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_12.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.04	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.05	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.06	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.07	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.08	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_12.09	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r

Troço de viga	Piso 1	
	Zona Crítica	Zona Corrente
(1)V_12.10	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(0.5)V_13.01	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_13.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200, 4r
(1)V_13.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.04	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.05	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.06	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.07	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.08	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_13.09	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_14.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.04	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.05	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.06	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.07	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.08	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.09	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1)V_15.10	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r

Troço de viga	Piso 2	
	Zona Crítica	Zona Corrente
(2)V_01.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_01.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_02.02	Ø8//0,100	Ø8//0,150
(2)V_02.03	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_03.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_04.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_04.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300
(2)V_05.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_05.02	Ø8//0,150	Ø8//0,300
(2)V_06.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_06.02	Ø8//0,150	Ø8//0,300
(2)V_07.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_07.02	Ø8//0,150	Ø8//0,300
(2)V_08.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_09.01	Ø10//0,100	Ø8//0,150
(2)V_09.02	Ø8//0,100, 4r	Ø8//0,200
(2)V_09.03	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_10.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_10.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_11.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_11.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_11.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(1.5)V_12.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_12.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.03	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.04	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.05	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.06	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.07	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.08	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.09	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_12.10	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(1.5)V_13.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r

Troço de viga	Piso 2	
	Zona Crítica	Zona Corrente
(2)V_13.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_13.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(2)V_13.08	Ø8//0,100	Ø8//0,150
(2)V_13.09	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(2)V_14.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.04	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.05	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.06	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.07	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.08	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.09	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_15.10	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(2)V_16.01	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2)V_16.02	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2)V_16.03	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2)V_16.04	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2)V_16.05	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2.5)V_04.02	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300
(2.5)V_04.03	Ø8//0,150, 4r	Ø8//0,300

Troço de viga	Cobertura	
	Zona Crítica	Zona Corrente
(3)V_01.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_01.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200, 4r
(3)V_02.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_02.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_02.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300
(3)V_04.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_04.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300
(3)V_12.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(3)V_12.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(3)V_12.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300, 4r
(3)V_13.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_13.02	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_14.01	Ø8//0,100	Ø8//0,200
(3)V_15.01	Ø8//0,100	Ø8//0,300
(3)V_15.02	Ø8//0,100	Ø8//0,300
(3)V_15.03	Ø8//0,100	Ø8//0,300

**Anexo 16 - Vigas sísmicas primárias: Esforços resistentes**

Momento fletor resistente						
Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(1)V_01.01	126,34	89,98	89,98	89,98	126,34	89,98
(1)V_01.02	304,78	255,86	255,86	255,86	307,93	255,86
(1)V_02.02	225,44	89,98	89,98	89,98	246,37	89,98
(1)V_02.03	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(1)V_03.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(1)V_04.01	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(1)V_04.02	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(1)V_05.01	320,06	255,86	255,86	255,86	399,48	255,86
(1)V_05.02	368,26	255,86	255,86	255,86	320,94	255,86
(1)V_06.01	328,85	255,86	255,86	255,86	523,59	255,86
(1)V_06.02	515,22	255,86	255,86	308,71	333,96	255,86
(1)V_07.01	328,85	255,86	255,86	308,71	523,59	255,86
(1)V_07.02	515,22	255,86	255,86	308,71	333,96	255,86
(1)V_08.01	328,85	255,86	255,86	308,71	523,59	255,86
(1)V_08.02	515,22	255,86	255,86	308,71	333,96	255,86
(1)V_09.01	316,85	255,86	255,86	308,71	639,60	255,86
(1)V_09.02	630,80	255,86	255,86	448,74	320,94	255,86
(1)V_10.01	182,03	89,98	89,98	89,98	186,13	89,98
(1)V_10.02	368,26	255,86	255,86	308,71	320,94	255,86
(1)V_11.01	126,34	89,98	89,98	89,98	287,08	148,38
(1)V_11.02	280,28	148,38	89,98	89,98	129,08	89,98
(1)V_11.03	104,06	89,98	89,98	89,98	104,06	89,98
(0.5)V_12.01	182,03	148,38	148,38	148,38	186,13	148,38
(1)V_12.01	209,80	177,59	89,98	89,98	214,61	177,59
(1)V_12.02	209,80	93,57	89,98	148,38	186,13	93,57
(1)V_12.03	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.04	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.05	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.06	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.07	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.08	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(1)V_12.09	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98

Momento fletor resistente						
Troço de viga	Piso 1					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(1)V_12.10	182,03	89,98	89,98	89,98	132,59	89,98
(0.5)V_13.01	182,03	148,38	148,38	148,38	186,13	148,38
(1)V_13.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(1)V_13.02	359,97	150,71	150,71	249,44	641,04	249,44
(1)V_13.03	267,41	89,98	89,98	89,98	238,55	89,98
(1)V_13.04	219,30	89,98	89,98	89,98	238,55	89,98
(1)V_13.05	219,30	89,98	89,98	89,98	238,55	89,98
(1)V_13.06	219,30	89,98	89,98	89,98	238,55	89,98
(1)V_13.07	219,30	89,98	89,98	89,98	238,55	89,98
(1)V_13.08	225,44	89,98	89,98	89,98	246,37	89,98
(1)V_13.09	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(1)V_14.01	200,00	150,71	150,71	150,71	300,20	150,71
(1)V_15.01	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.02	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.03	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.04	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.05	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.06	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.07	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.08	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.09	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98
(1)V_15.10	182,03	89,98	93,57	89,98	186,13	89,98

Momento fletor resistente						
Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(2)V_01.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_01.02	304,78	255,86	255,86	255,86	307,93	255,86
(2)V_02.02	225,44	89,98	89,98	89,98	246,37	89,98
(2)V_02.03	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(2)V_03.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_04.01	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(2)V_04.02	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(2)V_05.01	209,80	177,59	177,59	177,59	214,61	177,59
(2)V_05.02	688,01	527,41	527,41	527,41	638,09	527,41
(2)V_06.01	209,80	177,59	177,59	177,59	214,61	177,59
(2)V_06.02	632,38	527,26	527,26	527,26	637,19	527,26
(2)V_07.01	209,80	177,59	177,59	177,59	214,61	177,59
(2)V_07.02	632,38	527,26	527,26	527,26	637,19	527,26
(2)V_08.01	209,80	177,59	177,59	177,59	214,61	177,59
(2)V_09.01	209,80	177,59	177,59	177,59	214,61	177,59
(2)V_09.02	368,26	308,71	308,71	308,71	373,08	308,71
(2)V_09.03	368,26	308,71	308,71	308,71	373,08	308,71
(2)V_10.01	182,03	89,98	89,98	89,98	186,13	89,98
(2)V_10.02	368,26	255,86	255,86	308,71	320,94	255,86
(2)V_11.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_11.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_11.03	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(1.5)V_12.01	182,03	148,38	148,38	148,38	186,13	148,38
(2)V_12.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.03	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.04	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.05	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.06	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.07	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.08	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.09	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_12.10	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(1.5)V_13.01	182,03	148,38	148,38	148,38	186,13	148,38

Momento fletor resistente						
Troço de viga	Piso 2					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(2)V_13.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_13.02	359,97	150,71	150,71	150,71	523,70	150,71
(2)V_13.08	225,44	89,98	89,98	89,98	246,37	89,98
(2)V_13.09	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(2)V_14.01	200,00	150,71	150,71	150,71	300,20	150,71
(2)V_15.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.03	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.04	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.05	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.06	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.07	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.08	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.09	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_15.10	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(2)V_16.01	579,55	483,55	483,55	483,55	584,37	483,55
(2)V_16.02	579,55	483,55	483,55	483,55	584,37	483,55
(2)V_16.03	579,55	483,55	483,55	483,55	584,37	483,55
(2)V_16.04	579,55	483,55	483,55	483,55	584,37	483,55
(2)V_16.05	579,55	483,55	483,55	483,55	584,37	483,55
(2.5)V_04.02	632,38	527,26	527,26	527,26	637,19	527,26
(2.5)V_04.03	611,48	527,26	527,26	527,26	615,20	527,26

Momento fletor resistente						
Troço de viga	Cobertura					
	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior	Face superior	Face inferior
(3)V_01.01	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(3)V_01.02	489,85	255,86	255,86	255,86	516,19	255,86
(3)V_02.01	133,41	89,98	89,98	89,98	136,90	89,98
(3)V_02.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_02.03	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_04.01	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(3)V_04.02	121,81	87,78	87,78	87,78	125,93	87,78
(3)V_12.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_12.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_12.03	213,09	89,98	89,98	89,98	230,73	89,98
(3)V_13.01	119,20	89,98	89,98	89,98	121,26	89,98
(3)V_13.02	212,07	150,71	150,71	150,71	312,89	150,71
(3)V_14.01	212,07	150,71	150,71	150,71	312,89	150,71
(3)V_15.01	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_15.02	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98
(3)V_15.03	126,34	89,98	89,98	89,98	129,08	89,98

Esforço transversal resistente		
Troço de viga	Piso 1	
	Zona Crítica (kN)	Zona Corrente (kN)
(1)V_01.01	141,62	70,81
(1)V_01.02	236,03	157,35
(1)V_02.02	141,62	94,41
(1)V_02.03	141,62	70,81
(1)V_03.01	141,62	70,81
(1)V_04.01	141,62	141,62
(1)V_04.02	141,62	94,41
(1)V_05.01	472,06	314,71
(1)V_05.02	236,03	157,35
(1)V_06.01	472,06	472,06
(1)V_06.02	472,06	236,03
(1)V_07.01	737,59	472,06
(1)V_07.02	472,06	236,03
(1)V_08.01	737,59	472,06
(1)V_08.02	472,06	236,03
(1)V_09.01	737,59	472,06
(1)V_09.02	472,06	236,03
(1)V_10.01	141,62	141,62
(1)V_10.02	236,03	236,03
(1)V_11.01	141,62	141,62
(1)V_11.02	141,62	141,62
(1)V_11.03	141,62	94,41
(0.5)V_12.01	283,24	141,62
(1)V_12.01	283,24	141,62
(1)V_12.02	283,24	141,62
(1)V_12.03	141,62	94,41
(1)V_12.04	141,62	94,41
(1)V_12.05	141,62	94,41
(1)V_12.06	141,62	94,41
(1)V_12.07	141,62	94,41
(1)V_12.08	141,62	94,41
(1)V_12.09	141,62	94,41

Esforço transversal resistente		
Troço de viga	Piso 1	
	Zona Crítica (kN)	Zona Corrente (kN)
(1)V_12.10	141,62	94,41
(0.5)V_13.01	283,24	141,62
(1)V_13.01	141,62	94,41
(1)V_13.02	472,06	236,03
(1)V_13.03	141,62	94,41
(1)V_13.04	141,62	94,41
(1)V_13.05	141,62	94,41
(1)V_13.06	141,62	94,41
(1)V_13.07	141,62	94,41
(1)V_13.08	141,62	94,41
(1)V_13.09	141,62	94,41
(1)V_14.01	236,03	157,35
(1)V_15.01	141,62	94,41
(1)V_15.02	141,62	94,41
(1)V_15.03	141,62	94,41
(1)V_15.04	141,62	94,41
(1)V_15.05	141,62	94,41
(1)V_15.06	141,62	94,41
(1)V_15.07	141,62	94,41
(1)V_15.08	141,62	94,41
(1)V_15.09	141,62	94,41
(1)V_15.10	141,62	94,41

Esforço transversal resistente		
Troço de viga	Piso 2	
	Zona Crítica (kN)	Zona Corrente (kN)
(2)V_01.01	141,62	70,81
(2)V_01.02	236,03	157,35
(2)V_02.02	141,62	94,41
(2)V_02.03	141,62	70,81
(2)V_03.01	141,62	70,81
(2)V_04.01	141,62	94,41
(2)V_04.02	141,62	47,21
(2)V_05.01	141,62	70,81
(2)V_05.02	262,25	131,13
(2)V_06.01	141,62	70,81
(2)V_06.02	262,25	131,13
(2)V_07.01	141,62	70,81
(2)V_07.02	262,25	131,13
(2)V_08.01	141,62	70,81
(2)V_09.01	221,28	94,41
(2)V_09.02	472,06	118,01
(2)V_09.03	236,03	118,01
(2)V_10.01	141,62	94,41
(2)V_10.02	236,03	157,35
(2)V_11.01	141,62	94,41
(2)V_11.02	141,62	94,41
(2)V_11.03	141,62	94,41
(1.5)V_12.01	141,62	94,41
(2)V_12.01	141,62	70,81
(2)V_12.02	141,62	70,81
(2)V_12.03	141,62	70,81
(2)V_12.04	141,62	70,81
(2)V_12.05	141,62	70,81
(2)V_12.06	141,62	70,81
(2)V_12.07	141,62	70,81
(2)V_12.08	141,62	70,81
(2)V_12.09	141,62	70,81
(2)V_12.10	141,62	70,81
(1.5)V_13.01	141,62	94,41

Esforço transversal resistente		
Troço de viga	Piso 2	
	Zona Crítica (kN)	Zona Corrente (kN)
(2)V_13.01	141,62	70,81
(2)V_13.02	236,03	236,03
(2)V_13.08	141,62	94,41
(2)V_13.09	141,62	70,81
(2)V_14.01	236,03	157,35
(2)V_15.01	141,62	94,41
(2)V_15.02	141,62	94,41
(2)V_15.03	141,62	94,41
(2)V_15.04	141,62	94,41
(2)V_15.05	141,62	94,41
(2)V_15.06	141,62	94,41
(2)V_15.07	141,62	94,41
(2)V_15.08	141,62	94,41
(2)V_15.09	141,62	94,41
(2)V_15.10	141,62	94,41
(2)V_16.01	482,55	120,64
(2)V_16.02	482,55	120,64
(2)V_16.03	482,55	120,64
(2)V_16.04	482,55	120,64
(2)V_16.05	482,55	120,64
(2.5)V_04.02	524,51	131,13
(2.5)V_04.03	524,51	131,13

Esforço transversal resistente		
Troço de viga	Cobertura	
	Zona Crítica (kN)	Zona Corrente (kN)
(3)V_01.01	141,62	70,81
(3)V_01.02	236,03	236,03
(3)V_02.01	141,62	70,81
(3)V_02.02	141,62	70,81
(3)V_02.03	141,62	47,21
(3)V_04.01	141,62	70,81
(3)V_04.02	141,62	47,21
(3)V_12.01	141,62	94,41
(3)V_12.02	141,62	94,41
(3)V_12.03	141,62	94,41
(3)V_13.01	141,62	70,81
(3)V_13.02	236,03	118,01
(3)V_14.01	236,03	118,01
(3)V_15.01	141,62	47,21
(3)V_15.02	141,62	47,21
(3)V_15.03	141,62	47,21

**Anexo 17 - Vigas de fundação: Área de armadura de flexão mínima requerida**

Troço de viga	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )	Face superior (cm <sup>2</sup> )	Face inferior (cm <sup>2</sup> )
VF_01.01	5,11	5,15	3,85	3,85	10,09	6,61
VF_01.02	10,93	7,35	1,93	3,85	13,34	8,32
VF_02.01	5,02	4,61	3,85	3,85	4,35	3,85
VF_02.02	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_02.03	3,85	3,85	3,85	3,85	4,34	3,85
VF_03.01	3,85	3,85	0,00	3,85	3,87	3,85
VF_03.02	4,32	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85
VF_04.01	3,85	3,85	0,00	3,85	5,06	3,85
VF_04.02	5,14	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_05.01	3,87	3,85	3,85	3,85	3,85	2,70
VF_05.02	3,85	2,70	0,00	3,85	4,23	3,85
VF_06.01	5,58	4,43	3,85	3,85	4,57	3,85
VF_06.02	4,54	3,85	0,00	3,85	5,61	3,85
VF_07.01	7,64	6,31	3,85	3,85	5,57	3,85
VF_07.02	5,32	3,85	0,00	3,85	7,18	3,93
VF_08.01	9,88	8,32	3,85	3,85	6,71	3,85
VF_08.02	6,26	3,85	0,00	3,85	8,98	5,56
VF_09.01	15,39	13,09	3,85	3,85	20,73	18,77
VF_09.02	16,44	9,93	0,00	3,85	13,25	9,57
VF_10.01	15,16	13,38	3,85	3,85	13,67	10,98
VF_10.02	10,62	5,22	0,00	3,85	10,52	7,51
VF_11.01	12,19	10,94	3,85	4,53	22,36	20,72
VF_11.02	24,91	22,75	6,21	6,34	8,89	7,38
VF_11.03	3,85	3,85	3,85	3,85	9,36	9,29

Troço de viga	Secção inicial		Secção meio vão		Secção final	
	Face superior (cm)	Face inferior (kN.m)	Face superior (kN.m)	Face inferior (kN.m)	Face superior (kN.m)	Face inferior (kN.m)
VF_12.01	4,50	3,85	0,00	3,85	4,05	4,34
VF_12.02	7,21	4,38	3,85	3,85	7,32	7,10
VF_12.03	9,06	7,56	0,00	3,85	8,15	7,85
VF_12.04	8,94	6,67	0,00	3,85	7,89	7,82
VF_12.05	8,98	6,87	0,00	3,85	7,97	7,86
VF_12.06	9,00	6,86	0,00	3,85	7,98	7,87
VF_12.07	9,01	6,87	0,00	3,85	7,98	7,89
VF_12.08	8,98	6,87	0,00	3,85	7,98	7,78
VF_12.09	9,15	7,10	0,00	3,85	8,50	8,35
VF_12.10	7,27	5,09	3,85	3,85	3,85	3,85
VF_13.01	6,97	4,27	3,85	3,85	4,68	4,33
VF_13.02	4,82	3,85	0,00	3,85	5,73	3,85
VF_13.03	3,85	3,85	1,93	3,85	3,85	3,85
VF_13.04	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_13.05	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_13.06	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_13.07	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_13.09	3,85	3,85	0,00	3,85	3,85	3,85
VF_13.10	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85
VF_14.01	6,15	3,85	0,00	3,85	7,93	4,20
VF_14.02	4,19	3,85	3,85	3,85	8,35	7,27
VF_15.01	10,27	9,81	3,85	3,85	12,00	10,05
VF_15.02	9,80	8,13	0,00	3,85	9,29	8,50
VF_15.03	9,78	8,20	0,00	3,85	9,39	8,92
VF_15.04	10,32	8,30	0,00	3,85	9,46	9,11
VF_15.05	10,22	8,32	0,00	3,85	9,47	9,04
VF_15.06	10,18	8,32	0,00	3,85	9,48	8,99
VF_15.07	10,19	8,34	0,00	3,85	9,50	9,07
VF_15.08	10,25	8,36	0,00	3,85	9,52	9,06
VF_15.09	9,73	8,05	0,00	3,85	8,81	8,06
VF_15.10	6,89	5,20	3,85	3,85	4,19	4,03

**Anexo 18 - Vigas de fundação: Área de armadura de esforço transverso mínima requerida**

Troço de viga	Secção inicial (cm <sup>2</sup> /m)	Secção final (cm <sup>2</sup> /m)
VF_01.01	5,00	5,00
VF_01.02	5,00	5,00
VF_02.01	5,00	5,00
VF_02.02	5,00	5,00
VF_02.03	5,00	5,00
VF_03.01	5,00	5,00
VF_03.02	5,00	5,00
VF_04.01	5,00	5,00
VF_04.02	5,00	5,00
VF_05.01	5,00	5,00
VF_05.02	5,00	5,00
VF_06.01	5,00	5,00
VF_06.02	5,00	5,00
VF_07.01	5,00	5,00
VF_07.02	5,00	5,00
VF_08.01	5,00	5,00
VF_08.02	5,00	5,00
VF_09.01	5,00	5,00
VF_09.02	5,00	5,00
VF_10.01	5,00	5,00
VF_10.02	5,00	5,00
VF_11.01	5,00	5,00
VF_11.02	5,00	5,00
VF_11.03	5,00	5,00

Troço de viga	Secção inicial (cm <sup>2</sup> /m)	Secção final (cm <sup>2</sup> /m)
VF_12.01	5,00	5,00
VF_12.02	5,00	5,00
VF_12.03	5,00	5,00
VF_12.04	5,00	5,00
VF_12.05	5,00	5,00
VF_12.06	5,00	5,00
VF_12.07	5,00	5,00
VF_12.08	5,00	5,00
VF_12.09	5,00	5,00
VF_12.10	5,00	5,00
VF_13.01	5,00	5,00
VF_13.02	5,00	5,00
VF_13.03	5,00	5,00
VF_13.04	5,00	5,00
VF_13.05	5,00	5,00
VF_13.06	5,00	5,00
VF_13.07	5,00	5,00
VF_13.09	5,00	5,00
VF_13.10	5,00	5,00
VF_14.01	5,00	5,00
VF_14.02	5,00	5,00
VF_15.01	5,00	5,00
VF_15.02	5,00	5,00
VF_15.03	5,00	5,00
VF_15.04	5,00	5,00
VF_15.05	5,00	5,00
VF_15.06	5,00	5,00
VF_15.07	5,00	5,00
VF_15.08	5,00	5,00
VF_15.09	5,00	5,00
VF_15.10	5,00	5,00

**Anexo 19 - Vigas de fundação: Armadura de flexão**

Troço de viga	Todo o comprimento do troço	
	Face superior	Face inferior
VF_01.01	2Ø20	2Ø20
VF_01.02	6Ø20	4Ø20
VF_02.01	2Ø20	2Ø20
VF_02.02	2Ø20	2Ø20
VF_02.03	2Ø20	2Ø20
VF_03.01	2Ø20	2Ø20
VF_03.02	2Ø20	2Ø20
VF_04.01	2Ø20	2Ø20
VF_04.02	2Ø20	2Ø20
VF_05.01	2Ø20	2Ø20
VF_05.02	2Ø20	2Ø20
VF_06.01	2Ø20	2Ø20
VF_06.02	2Ø20	2Ø20
VF_07.01	2Ø20	2Ø20
VF_07.02	2Ø20	2Ø20
VF_08.01	2Ø20	2Ø20
VF_08.02	2Ø20	2Ø20
VF_09.01	6Ø20	6Ø20
VF_09.02	4Ø20	2Ø20+2Ø16
VF_10.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
VF_10.02	2Ø20	2Ø20
VF_11.01	6Ø20	6Ø20
VF_11.02	6Ø20	6Ø20
VF_11.03	2Ø20	2Ø20

Troço de viga	Todo o comprimento do troço	
	Face superior	Face inferior
VF_12.01	2Ø20	2Ø20
VF_12.02	2Ø20	2Ø20
VF_12.03	2Ø20	2Ø20
VF_12.04	2Ø20	2Ø20
VF_12.05	2Ø20	2Ø20
VF_12.06	2Ø20	2Ø20
VF_12.07	2Ø20	2Ø20
VF_12.08	2Ø20	2Ø20
VF_12.09	2Ø20	2Ø20
VF_12.10	2Ø20	2Ø20
VF_13.01	2Ø20	2Ø20
VF_13.02	2Ø20	2Ø20
VF_13.03	2Ø20	2Ø20
VF_13.04	2Ø20	2Ø20
VF_13.05	2Ø20	2Ø20
VF_13.06	2Ø20	2Ø20
VF_13.07	2Ø20	2Ø20
VF_13.09	2Ø20	2Ø20
VF_13.10	2Ø20	2Ø20
VF_14.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_14.02	2Ø20	2Ø20
VF_15.01	2Ø20+2Ø16	2Ø20+2Ø16
VF_15.02	2Ø20	2Ø20
VF_15.03	2Ø20	2Ø20
VF_15.04	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_15.05	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_15.06	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_15.07	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_15.08	2Ø20+2Ø16	2Ø20
VF_15.09	2Ø20	2Ø20
VF_15.10	2Ø20	2Ø20

**Anexo 20 - Vigas de fundação: Armadura de esforço transverso**

Troço de viga	Todo o comprimento do troço
VF_01.01	Ø8//0,200
VF_01.02	Ø8//0,200
VF_02.01	Ø8//0,200
VF_02.02	Ø8//0,200
VF_02.03	Ø8//0,200
VF_03.01	Ø8//0,200
VF_03.02	Ø8//0,200
VF_04.01	Ø8//0,200
VF_04.02	Ø8//0,200
VF_05.01	Ø8//0,200
VF_05.02	Ø8//0,200
VF_06.01	Ø8//0,200
VF_06.02	Ø8//0,200
VF_07.01	Ø8//0,200
VF_07.02	Ø8//0,200
VF_08.01	Ø8//0,200
VF_08.02	Ø8//0,200
VF_09.01	Ø8//0,200
VF_09.02	Ø8//0,200
VF_10.01	Ø8//0,200
VF_10.02	Ø8//0,200
VF_11.01	Ø8//0,200
VF_11.02	Ø8//0,150
VF_11.03	Ø8//0,200

Troço de viga	Todo o comprimento do troço
VF_12.01	Ø8//0,200
VF_12.02	Ø8//0,200
VF_12.03	Ø8//0,200
VF_12.04	Ø8//0,200
VF_12.05	Ø8//0,200
VF_12.06	Ø8//0,200
VF_12.07	Ø8//0,200
VF_12.08	Ø8//0,200
VF_12.09	Ø8//0,200
VF_12.10	Ø8//0,200
VF_13.01	Ø8//0,200
VF_13.02	Ø8//0,200
VF_13.03	Ø8//0,200
VF_13.04	Ø8//0,200
VF_13.05	Ø8//0,200
VF_13.06	Ø8//0,200
VF_13.07	Ø8//0,200
VF_13.09	Ø8//0,200
VF_13.10	Ø8//0,200
VF_14.01	Ø8//0,200
VF_14.02	Ø8//0,200
VF_15.01	Ø8//0,200
VF_15.02	Ø8//0,200
VF_15.03	Ø8//0,200
VF_15.04	Ø8//0,200
VF_15.05	Ø8//0,200
VF_15.06	Ø8//0,200
VF_15.07	Ø8//0,200
VF_15.08	Ø8//0,200
VF_15.09	Ø8//0,200
VF_15.10	Ø8//0,200

**Anexo 21 - Sapatas: Esforços atuantes**

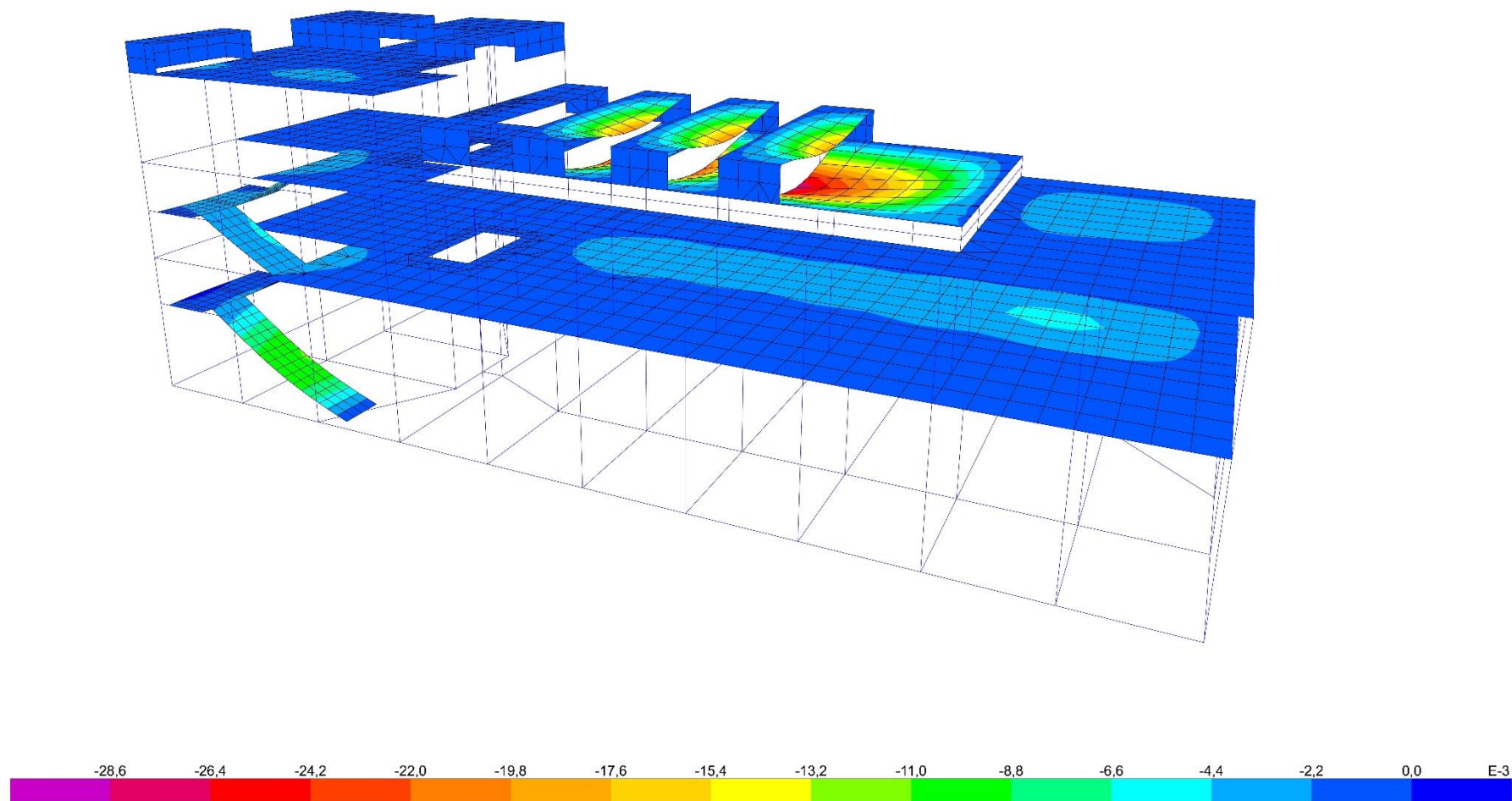
Sapata	N <sub>Ed,caract.</sub> (kN)	N <sub>Ed,Sísmica</sub> (kN)	σ <sub>Solo</sub> (kPa)
S_01	246,09	499,76	359,557
S_02	649,23	806,57	228,378
S_03	686,88	818,28	194,340
S_04	468,18	581,19	227,755
S_05	791,72	809,00	185,316
S_06	816,11	890,35	202,442
S_07	472,05	502,81	194,676
S_08	485,69	556,85	205,850
S_09	457,43	498,02	192,941
S_10	404,79	467,19	205,554
S_11	281,59	566,11	361,953
S_12	435,86	475,50	208,988
S_13	517,58	538,31	198,767
S_14	482,41	562,78	207,911
S_15	516,31	505,12	191,774
S_16	695,80	620,14	190,453
S_17	634,50	608,74	182,856
S_18	516,15	507,12	191,717
S_19	688,23	611,30	188,519
S_20	617,55	590,01	178,372
S_21	426,56	450,19	198,530
S_22	688,72	611,08	188,643
S_23	471,07	459,75	183,178
S_24	331,13	385,36	205,182
S_25	1093,48	998,59	193,568
S_26	603,29	602,32	190,987
S_27	332,89	350,81	187,903
S_28	819,42	679,51	187,509
S_29	503,05	468,95	194,659
S_30	173,48	213,80	226,297
S_31	384,47	360,44	178,935
S_32	286,02	291,19	184,799
S_33	166,29	181,18	193,675
S_CX	3354,75	8855,75	372,087

**Anexo 22 - Sapatas: Armadura de flexão**

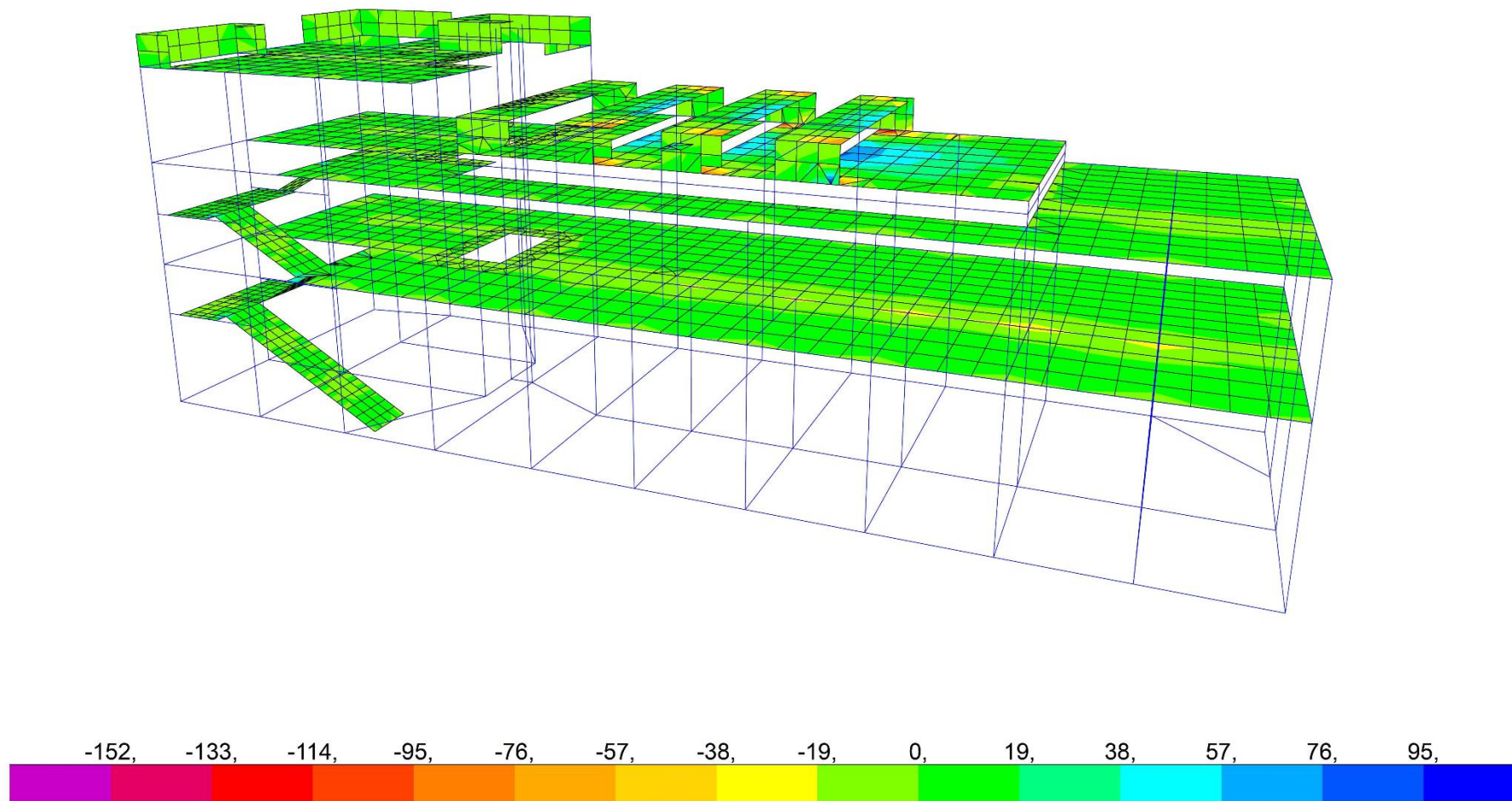
Sapata	$A_{s,inf X}$	$A_{s,inf Y}$
S_01	Ø10//0,150	Ø10//0,150
S_02	Ø16//0,150	Ø10//0,200
S_03	Ø12//0,100	Ø10//0,175
S_04	Ø10//0,200	Ø16//0,125
S_05	Ø12//0,200	Ø16//0,200
S_06	Ø10//0,125	Ø12//0,100
S_07	Ø10//0,200	Ø16//0,200
S_08	Ø10//0,200	Ø12//0,100
S_09	Ø10//0,200	Ø12//0,125
S_10	Ø10//0,200	Ø12//0,125
S_11	Ø10//0,200	Ø16//0,200
S_12	Ø10//0,200	Ø12//0,125
S_13	Ø10//0,125	Ø10//0,125
S_14	Ø10//0,200	Ø12//0,100
S_15	Ø10//0,200	Ø16//0,200
S_16	Ø12//0,200	Ø16//0,200
S_17	Ø8//0,175	Ø12//0,100
S_18	Ø10//0,200	Ø16//0,200
S_19	Ø12//0,200	Ø16//0,200
S_20	Ø10//0,200	Ø12//0,100
S_21	Ø10//0,200	Ø12//0,125
S_22	Ø12//0,200	Ø16//0,200
S_23	Ø10//0,200	Ø12//0,125
S_24	Ø10//0,200	Ø12//0,150
S_25	Ø16//0,125	Ø10//0,200
S_26	Ø10//0,250	Ø16//0,150
S_27	Ø10//0,200	Ø12//0,175
S_28	Ø16//0,200	Ø10//0,125
S_29	Ø10//0,200	Ø16//0,150
S_30	Ø10//0,200	Ø10//0,200
S_31	Ø12//0,150	Ø10//0,200
S_32	Ø10//0,200	Ø10//0,200
S_33	Ø10//0,200	Ø10//0,200

Sapata	$A_{s,sup X}$	$A_{s,sup Y}$
S_CX	Ø10//0,125	Ø10//0,200
	$A_{s,inf X}$	$A_{s,inf Y}$
	Ø10//0,125	Ø16//0,200+ Ø12//0,200

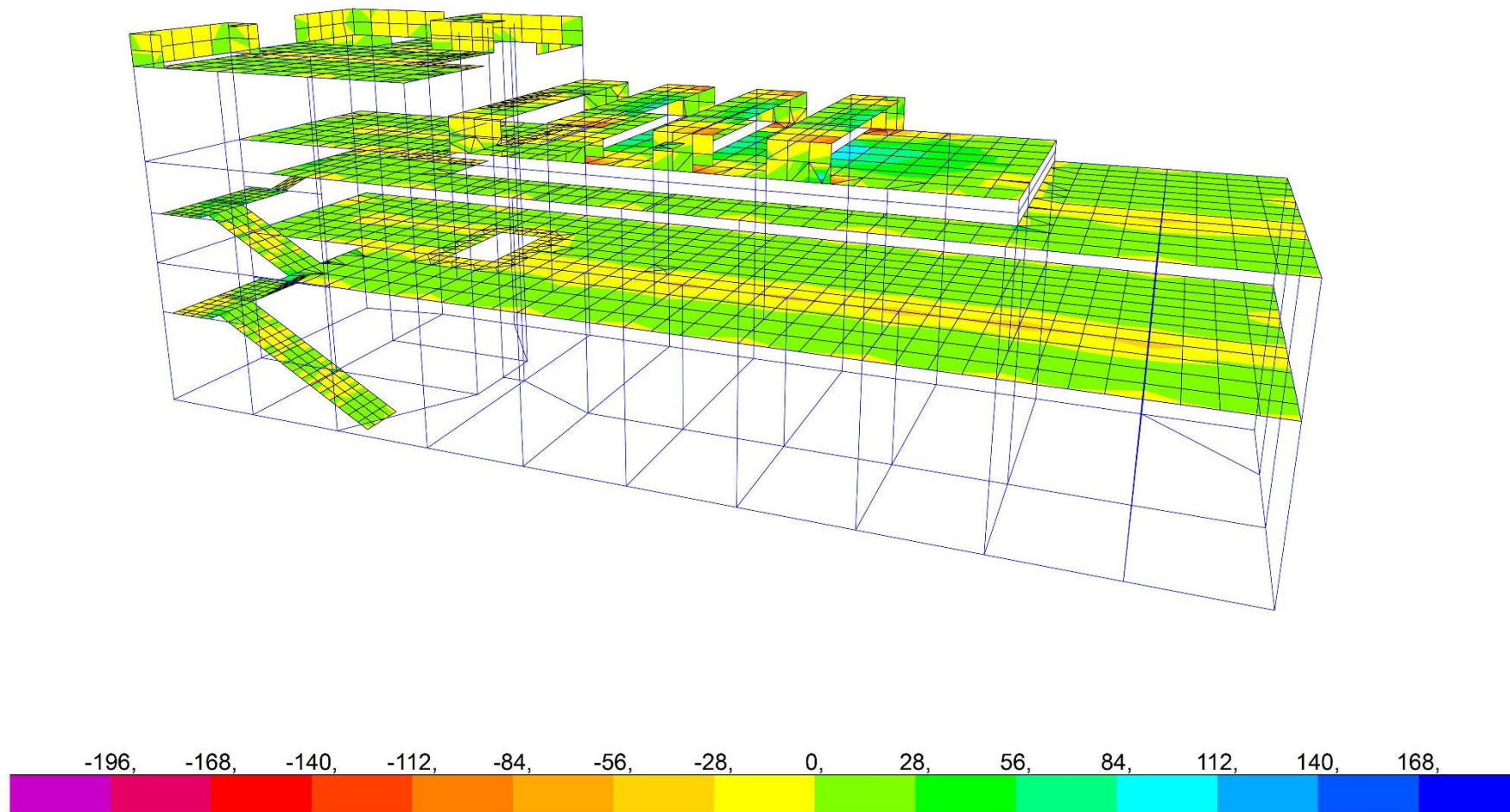
Anexo 23 - Deslocamento vertical para comb. de ações quase-permanentes (m)



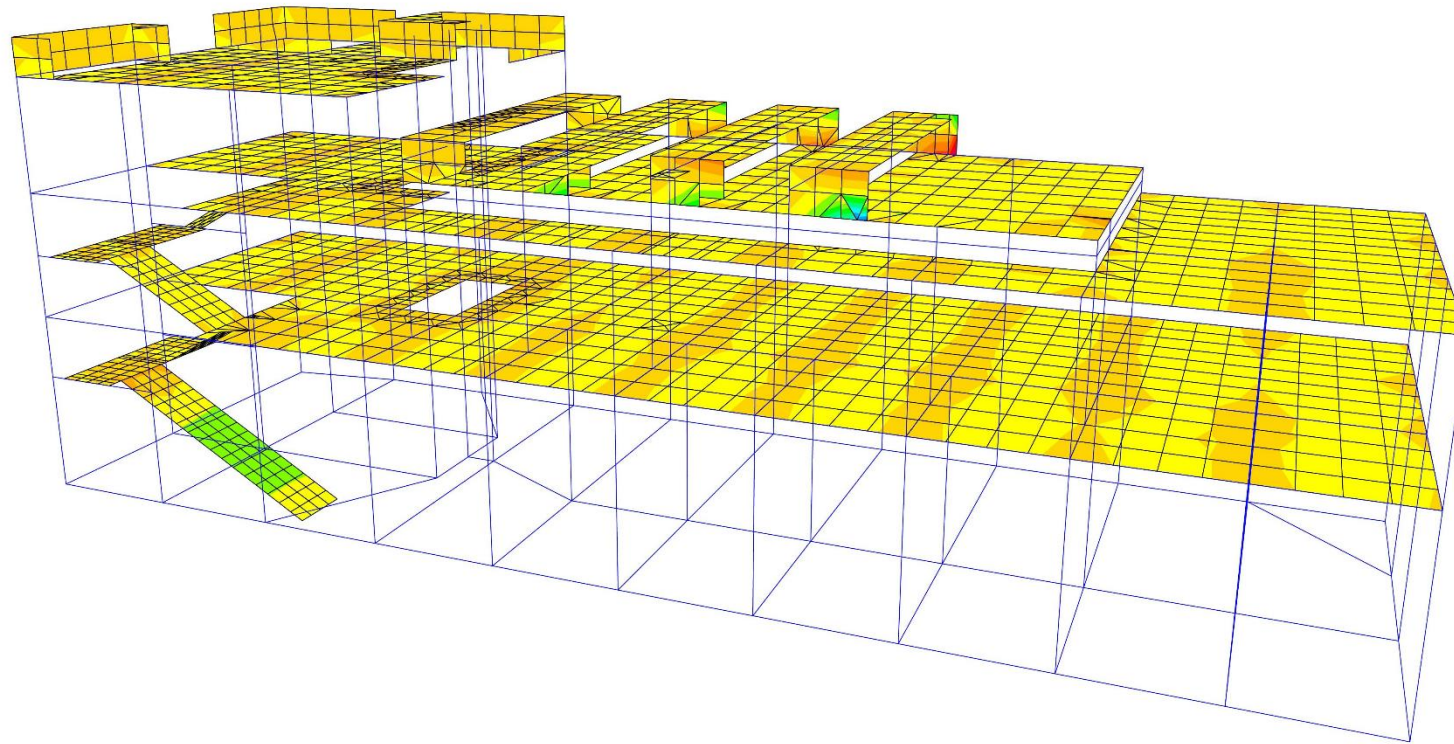
Anexo 24 - Momento fletor em lajes para comb. de ações quase-permanentes, em X (kN.m)



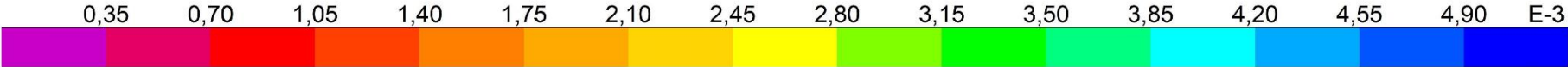
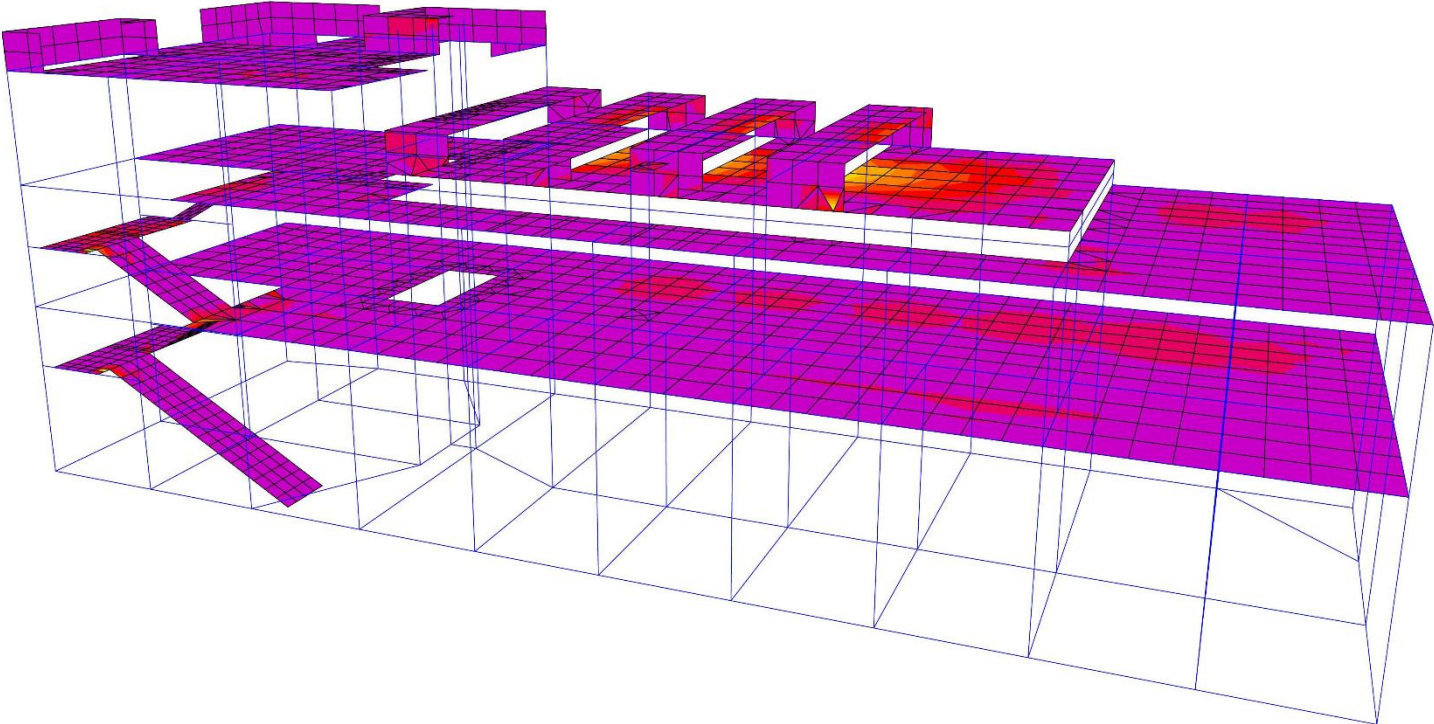
**Anexo 25 - Momento fletor em lajes para comb. fundamental de ações, em X (kN.m)**



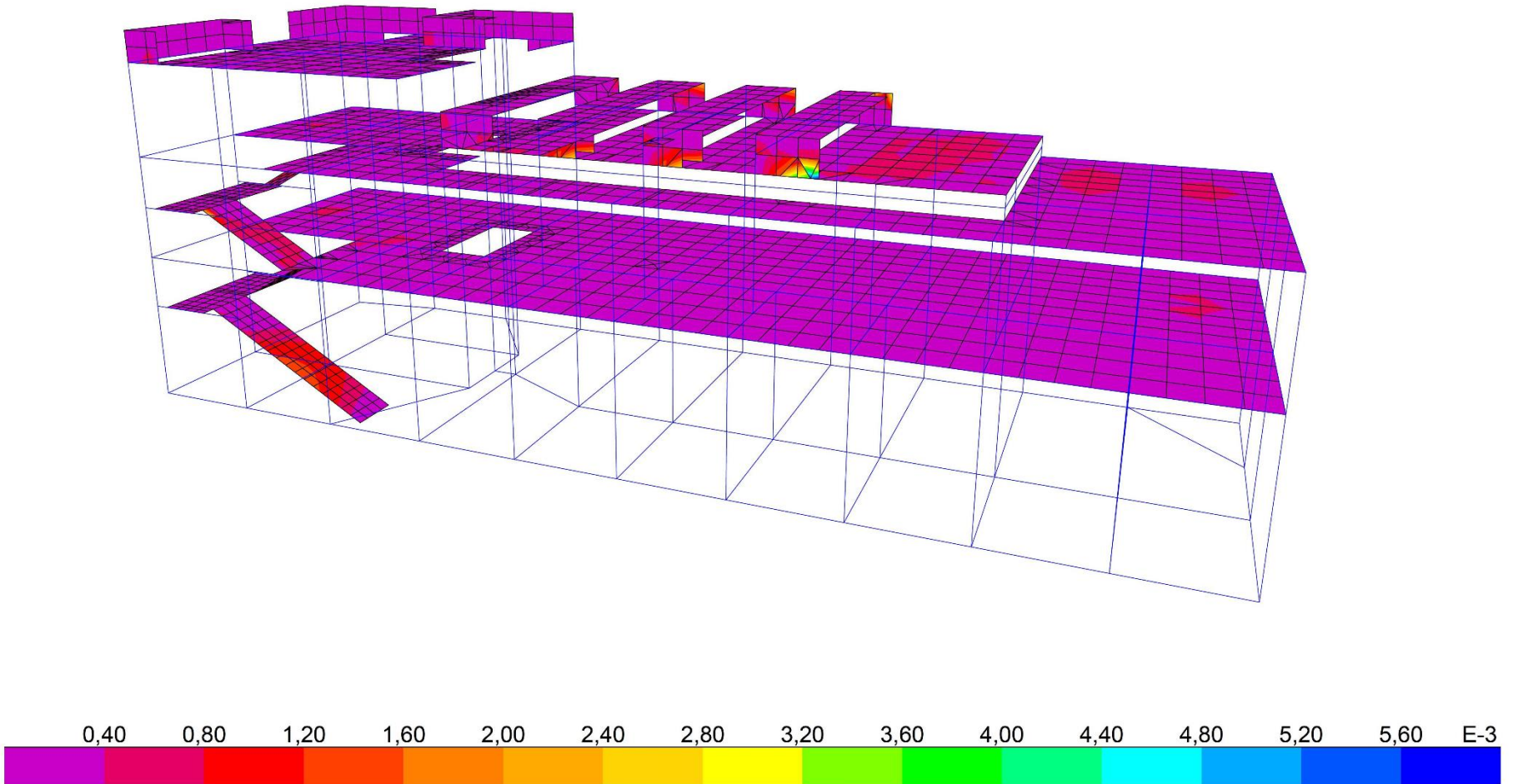
**Anexo 26 - Momento fletor em lajes para comb. fundamental de ações, em Y (kN.m)**



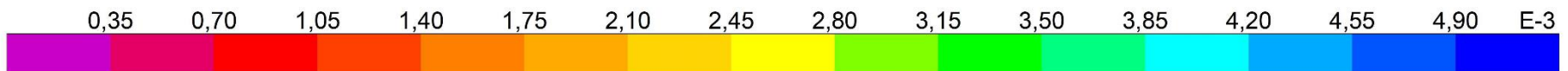
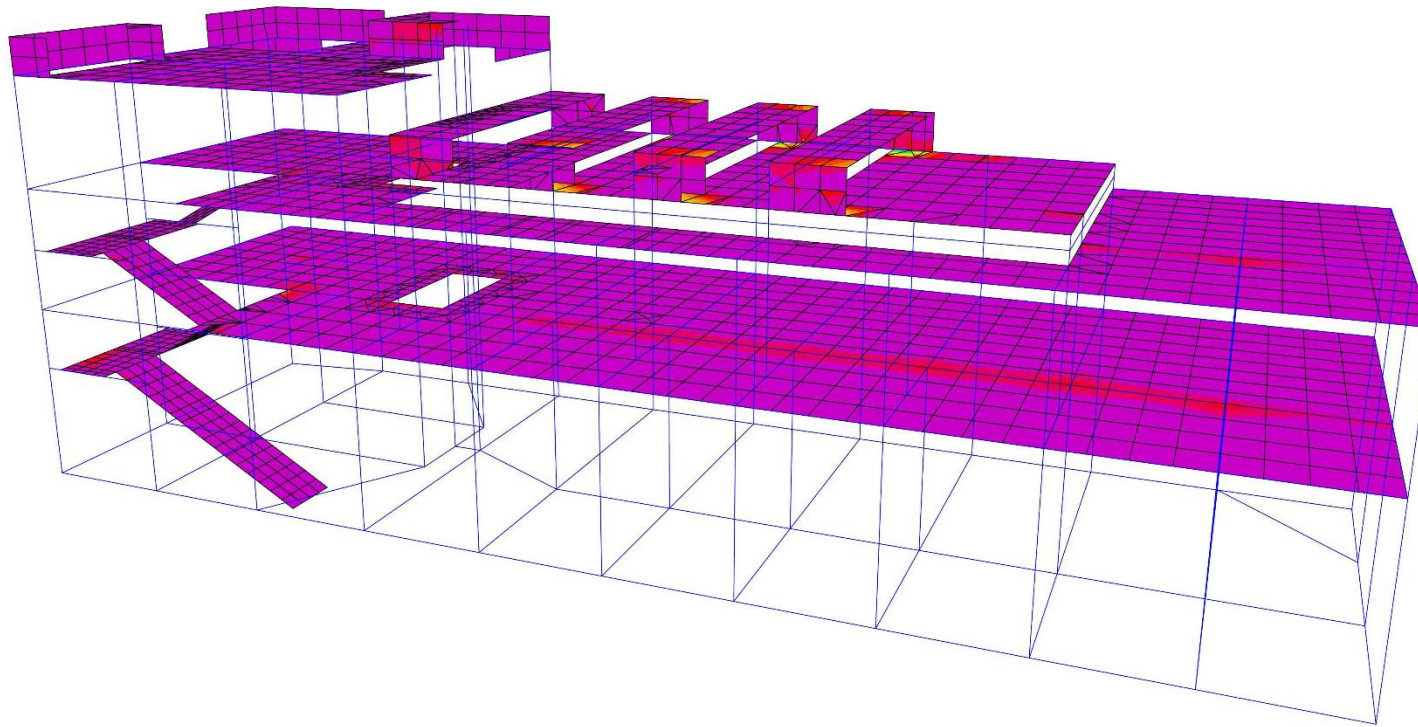
Anexo 27 - Área de armadura em lajes – Face inferior, em X (m<sup>2</sup>)



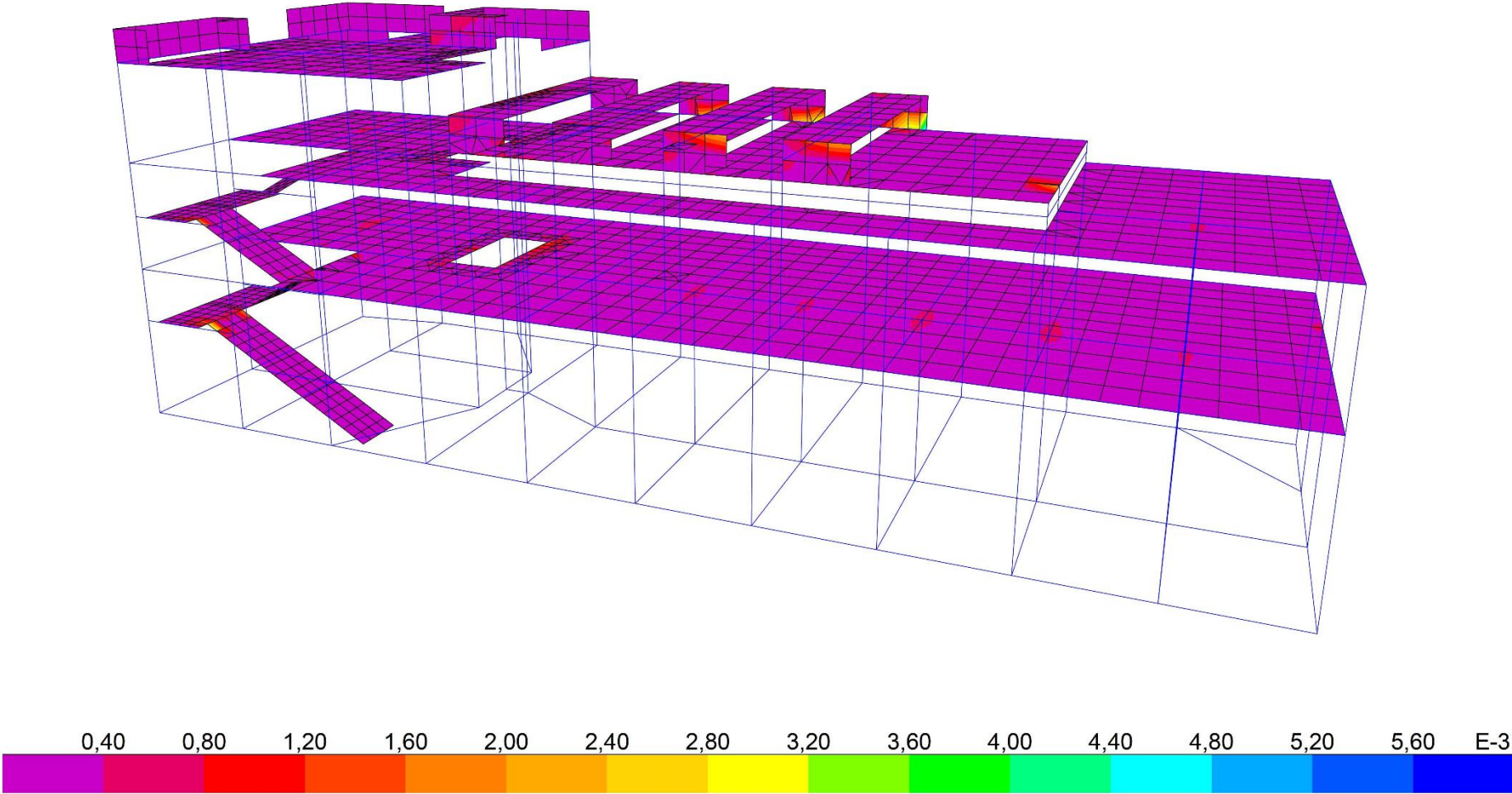
Anexo 28 - Área de armadura em lajes – Face inferior, em Y (m<sup>2</sup>)



Anexo 29 - Área de armadura em lajes – Face superior, em X (m<sup>2</sup>)



Anexo 30 - Área de armadura em lajes – Face superior, em Y (m<sup>2</sup>)



**Anexo 31 - Peças desenhadas**

<b>N.º de Ordem</b>	<b>Desenho</b>
01 a 04	ARQUITETURA
05	PLANTAS ESTRUTURAIS
06	PLANTA DE FUNDAÇÕES E PORMENORIZAÇÃO DE VIGAS DE FUNDAÇÃO
07	QUADRO DE PILARES
08 a 11	PORMENORIZAÇÃO DE ARMADURAS EM VIGAS DE PISO
12 e 13	PORMENORIZAÇÃO DE ARMADURAS EM LAJES DE PISO
14	PORMENORIZAÇÃO DE ARMADURAS EM LAJES DE ESCADA