



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica

Aplicação a um caso prático

Florentino Miguel Luz Coelho

Dissertação/Projecto para a obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Orientador: Professor José Manuel Matos Noronha da Camara

Vogais: Professor João Sérgio Nobre Duarte Cruz

Outubro 2010

Agradecimentos

Deixo aqui o meu agradecimento a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a elaboração desta dissertação:

Em primeiro lugar, quero agradecer de forma especial ao Professor José Camara pela orientação dada no âmbito deste trabalho, pelas muitas horas dedicadas, pelo contributo na minha aprendizagem sobre o tema e também pela grande disponibilidade manifestada para corrigir e rever o documento.

Quero agradecer à minha prima Marisa Silva pela sua disponibilidade.

Agradeço à Inga Santos, ao Miguel Couto.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à família pelo apoio e aos amigos mais chegados que têm privado comigo ao longo dos últimos tempos.

Resumo

O Eurocódigo 8, que substitui o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) na quantificação da acção sísmica, traz um conjunto de metodologias de concepção e dimensionamento mais detalhados que vem dar uma contribuição importante nesta matéria.

Neste trabalho abordam-se e explicam-se aspectos regulamentares relevantes para a aplicação a um caso prático do dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais verticais, de um edifício de escritórios localizado na região de Lisboa, com um sistema estrutural de parede e laje fungiforme.

Analisa-se os aspectos de natureza da propagação da acção sísmica no solo, realçando-se que a maior intensidade sísmica nos terrenos mais rijos, como previa o RSA passou para solos mais deformáveis. Analisa-se o porquê do Eurocódigo 8 prever que pode ser considerada metade da rigidez elástica dos elementos para a análise à acção sísmica. Clarificam-se os parâmetros que o referido regulamento define nas expressões da armadura de confinamento nos núcleos e apresentam-se situações do cálculo da mesma. Modelam-se os núcleos de um edifício de duas maneiras diferentes, explicando as diferenças sobre a forma como, no dimensionamento das armaduras, se podem considerar os esforços, para ambas as modelações. Explica-se como se procedeu ao dimensionamento de pilares que ligam directamente à laje. Por fim, refere-se a importância de dotar esta zona com ductilidade e capacidade de deformação inelástica, reduzindo a possibilidade de ocorrência de uma rotura frágil com a colocação de estribos bem cintados ao longo de um perímetro próximo do contorno do pilar.

Palavras-chave: Sismo, betão armado, paredes, confinamento, Eurocódigo 8

Abstract

The Eurocode 8 (EC8), which replaces Portuguese Standard “Regulamento de Segurança e Acções” (RSA) in the quantification of seismic action, brings a set of design methodologies, aiming to give an important contribute in this thematic.

This dissertation approaches normative standards applied to a case study considering the design and detail of vertical structural elements. The building under analysis is in use by offices and is located in Lisbon with a structural system of wall and flat slab.

Aspects of the nature of the seismic propagation in the soil are analyzed with one’s attention to the fact that the largest seismic intensity in the more stiff soils, as foreseen by RSA, is amended for deformable soils. Is also demonstrated the reason why the EC8 considers that, for the analysis to the seismic action, one can take into account 50% of the elastic stiffness. The parameters defined by the EC8 regarding the reinforcement confinement expressions, used in the core walls, are clarified and alternatives for its calculation are here presented. The core walls of the building were modeled in two different ways, pointing out the differences as though it may to design the forces obtained out from both models. It’s described the procedure for the design of pillars which are directly connected to the flat slab. Finally, it’s reported the importance to add ductility to this area, in order to reduce the possibility of a brittle rupture through the installation of closed stirrups over a perimeter around the edge the pillar.

Keywords: earthquake, reinforced concrete, reinforced walls, confinement, Eurocode 8

Índice

Lista de Figuras	vii
Lista de Tabelas	ix
Lista de Símbolos	xi
1 Enquadramento Geral	1
1.1 Introdução.....	1
1.2 Objectivo.....	2
1.3 Organização do trabalho	3
2 Aspectos gerais regulamentares.....	4
2.1 Acção Sísmica.....	5
2.1.1 Zonamento do território	5
2.1.2 Tipo de Terreno	7
2.1.3 Espectros de Resposta	8
2.2 Exigências de Desempenho Estrutural	12
2.2.1 Exigências de desempenho	12
2.3 Projecto de Estruturas	13
2.3.1 Princípios Básicos de concepção.....	13
2.3.2 Elementos primários e secundários	14
2.3.2.1 Elementos sísmicos primários.....	14
2.3.2.2 Elementos sísmicos secundários	15
2.3.3 Classes de ductilidade.....	16
2.3.4 Coeficiente de comportamento e Tipos de estrutura	17
2.3.5 Rigidez dos elementos	19
2.3.6 Combinação de acções.....	23
2.4 Modelação Estrutural.....	25
2.5 Verificações de Segurança dos elementos estruturais de parede.....	26
2.5.1 Armadura longitudinal e transversal.....	26
2.5.2 Armadura de confinamento	28
2.5.2.1 Confinamento da parede	29
2.5.2.2 Confinamento do núcleo.....	32
2.5.2.3 Dedução da expressão χu	33
2.6 Ligação Laje-pilar (Efeito de punçoamento)	34
3 Estudo do edifício	37
3.1 Descrição do edifício	37
3.2 Materiais	39
3.3 Acções permanentes.....	39

3.3.1	Peso próprio	39
3.3.2	Restantes cargas permanentes	39
3.3.3	Sobrecargas	39
3.3.4	Acção Sísmica.....	40
3.4	Condições Geotécnicas/Fundações.....	41
3.5	Modelação do edifício	41
3.6	Modelação dos núcleos.....	42
3.7	Presença de caves	44
3.8	Verificações do modelo	45
3.8.1	Quantificação das acções na Estrutura.....	45
3.8.2	Frequências e Modos de vibração	46
3.8.3	Forças de Corte Basal.....	49
3.8.4	Distribuição das forças de corte basal pelos elementos estruturais	51
3.9	Combinação Sísmica.....	53
3.10	Dimensionamento da parede PA	54
3.10.1	Cálculo da armadura de flexão da parede PA	55
3.10.2	Cálculo da armadura de esforço transverso da parede PA	55
3.10.3	Armadura de confinamento da parede PA	56
3.11	Núcleos.....	58
3.11.1	Distribuição dos esforços pelas paredes do núcleo.....	58
3.11.2	Dimensionamento dos núcleos	61
3.11.2.1	Cálculo da armadura longitudinal segundo o modelo A.....	61
3.11.2.2	Cálculo da armadura longitudinal segundo o modelo B.....	64
3.11.2.3	Cálculo da armadura transversal segundo o modelo A	66
3.11.2.4	Cálculo da armadura transversal segundo o modelo B	68
3.11.2.5	Armaduras de confinamento no núcleo N3	68
3.11.3	Pormenorização da armadura nos elementos de parede	73
3.11.4	Dimensionamento dos pilares	74
3.12	Lajes e ligação aos pilares	79
4	Conclusões.....	80
5	Bibliografia.....	82
6	Anexos.....	84
6.1	Anexo 1 – Diagramas de esforços nos núcleos pelo modelo A.....	85
6.2	Anexo 2 – Esforços nas paredes P_i do núcleo N3 segundo o modelo B.....	88
6.3	Anexo 3 – Diagramas de esforço axial devido às cargas verticais nos elementos de parede para a combinação sísmica	92
6.4	Anexo 4 – Peças desenhadas.....	94

Lista de Figuras

Figura 2-1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EUROCÓDIGO 8, 2010).....	5
Figura 2-2 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1) (EUROCÓDIGO 8, 2010)	6
Figura 2-3 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Acção sísmica Tipo 2) (EUROCÓDIGO 8, 2010)	6
Figura 2-4 – Espectro de resposta elástico segundo o EC 8 (PROENÇA, 2007/2008)	8
Figura 2-5 – Espectros de resposta normalizados segundo o RSA consoante o tipo de solo (do mais rijo, I, para o mais deformável, III). À esquerda: Sismo próximo; à direita: sismo afastado (ESTÊVÃO, SILVA, & SILVA, 2007)	11
Figura 2-6 – Espectros de resposta normalizados de referência do EC 8 segundo o RSA consoante o tipo de solo. À esquerda: Sismo próximo; à direita: sismo afastado (ESTÊVÃO, SILVA, & SILVA, 2007)	11
Figura 2-7 – Sismo de Chi-Chi, Formosa, 1999, registado em dois tipos de solo (Fonte: PEER citado por (GUERREIRO, "Acção Sísmica", Março de 2010))	11
Figura 2-8 – Transformação entre resposta linear e resposta não linear	18
Figura 2-9 Espectro de Resposta inelástico baseado nas Eqs. (2-6) e (2-7) normalizado para a aceleração de pico do solo (FARDIS, 2009)	18
Figura 2-10 – Representação esquemática da relação tensões para a análise estrutural (a utilização de $0,4 f_{cm}$ para a definição de E_{cm} é uma aproximação) (EUROCÓDIGO 2, 2004) ...	20
Figura 2-11 – Relação Momento-Curvatura para as várias fases da estrutura no caso de flexão simples (TAVARES, 2010))	21
Figura 2-12 – Relação entre as rigidezes dos Estados I e II em flexão simples para diferentes percentagens de armadura (CAMARA, 1988)	22
Figura 2-13 – Comportamento à flexão simples e composta com esforço axial constante (CAMARA, 1990)	22
Figura 2-14 – Envolvente de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos) (EUROCÓDIGO 8, 2010)	27
Figura 2-15 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto (EUROCÓDIGO 8, 2010)	27
Figura 2-16 – À esquerda: relação momento-curvatura; No meio: curvatura quando atinge a tensão de cedência; à direita: última curvatura (FERREIRA & MARTINS, 2006)	28
Figura 2-17 – Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (em cima: extensões na curvatura última; em baixo: secção transversal da parede) (EUROCÓDIGO 8, 2010)	29
Figura 2-18 – Confinamento do núcleo de betão (EUROCÓDIGO 8, 2010)	30
Figura 2-19 – Secção em T para cálculo de χ_u	33
Figura 2-20 – Exemplo de como deve ser distribuída a armadura de punçoamento (APPLETON & MARCHÃO, 2007/2008)	36

Figura 3-1 – Mapa de localização do edifício (Fonte: Google)	37
Figura 3-2 – Planta tipo dos pisos superiores do edifício em estudo	38
Figura 3-3 – Comparação entre os espectros de resposta segundo o RSA e o EC 8	40
Figura 3-4 – Vista geral do modelo do edifício (SAP2000).....	41
Figura 3-5 – Vista do modelo do edifício segundo outros ângulos de vista (SAP2000).....	42
Figura 3-6 – Vista em planta do piso tipo do modelo A (SAP2000).....	43
Figura 3-7 Vista em planta do piso tipo do modelo B (SAP2000).....	43
Figura 3-8 Vista 3D dos elementos de barra das paredes que compõem os núcleos N1 e N2 (SAP2000).....	44
Figura 3-9 – Diagrama de esforço transversal do núcleo N2 (modelo A) para a acção sísmica	45
Figura 3-10 – Primeiro modo de vibração, modelo B (SAP2000).....	47
Figura 3-11 – Segundo modo de vibração, modelo B (SAP2000).....	48
Figura 3-12 – Terceiro modo de vibração, modelo B (SAP2000).....	48
Figura 3-13 – Localização em planta dos núcleos.....	52
Figura 3-14 – Representação esquemática dos núcleos N1, N2 e N3.....	52
Figura 3-15 – Esforços de flexão e respectiva envolvente segundo a EN 1998-1	54
Figura 3-16 – Esforço transversal e respectiva envolvente segundo a EN 1998-1.....	54
Figura 3-17 – Armadura de confinamento da Parede PA.....	56
Figura 3-18 – Esquema 3D representativo do núcleo N3.....	59
Figura 3-19 – Diagrama de momento flector no núcleo N3 devido à acção sísmica	61
Figura 3-20 – Diagrama de esforço axial devido às cargas verticais no núcleo N3 para a combinação sísmica.....	62
Figura 3-21 – Esquema representativo do núcleo N3 e esforços relevantes segundo o modelo B	64
Figura 3-22 – Diagrama de esforço transversal no núcleo N3 para a combinação sísmica segundo o modelo A	67
Figura 3-23 – Pormenor da armadura de confinamento na secção 3 do núcleo N3.....	73
Figura 3-24 – Elemento de extremidade confinado desnecessário no caso do bordo da parede ter um banzo transversal de grandes dimensões (EUROCÓDIGO 8, 2010)	74
Figura 3-25 – À esquerda: Momento flector M33 do pilar P4; à direita: Esforço transversal V2 do pilar P4	76
Figura 3-26 – À esquerda: Momento flector M33 do pilar P6; à direita: Esforço transversal V2 do pilar P6	76
Figura 3-27 – Diagrama de esforço axial devido às cargas verticais para a combinação sísmica	77
Figura 3-28 – Diagrama de interacção N-M3.....	77
Figura 3-29 – Pormenorização transversal dos pilares P4 e P6.....	78
Figura 3-30 – Pormenorização da armadura de punçoamento de forma a aumentar a ductilidade	79

Lista de Tabelas

Tabela 2-1 – Aceleração máxima de referência $a_g R$ (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (EUROCÓDIGO 8, 2010)	7
Tabela 2-2 Tipos de terreno (EUROCÓDIGO 8, 2010)	7
Tabela 2-3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 1 (EUROCÓDIGO 8, 2010).....	9
Tabela 2-4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2 (EUROCÓDIGO 8, 2010).....	9
Tabela 2-5- Coeficientes de importância γ_1 (EUROCÓDIGO 8, 2010)	10
Tabela 2-6 Condições para os materiais nos elementos sísmicos primários.....	16
Tabela 2-7 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura (EUROCÓDIGO 8, 2010)	19
Tabela 2-8 – Valores de ϕ para calcular $\Psi_{E,i}$ (EUROCÓDIGO 8, 2010)	24
Tabela 2-9 – Valores recomendados para os coeficientes Ψ_i , para edifícios (EUROCÓDIGO, 2009)	24
Tabela 2-10 – Sobrecarga em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (EUROCÓDIGO 1, 2009)	25
Tabela 3-1 – Principais características dos materiais utilizados.....	39
Tabela 3-2 – Valores das restantes cargas permanentes adoptados	39
Tabela 3-3 – Valores para as sobrecargas adoptados	40
Tabela 3-4 – Cargas da estrutura obtidas manualmente.....	45
Tabela 3-5 – Cargas da estrutura obtidas pelo modelo.....	46
Tabela 3-6 – Características dinâmicas segundo o Modelo A.....	46
Tabela 3-7 – Características dinâmicas segundo o Modelo B.....	46
Tabela 3-8 – Frequência fundamental da estrutura calculada pelo método de Rayleigh	47
Tabela 3-9 – Forças de corte basal e coeficientes de referência, segundo o modelo A.....	49
Tabela 3-10 – Forças de corte basal e coeficientes de referência, segundo o modelo B.....	49
Tabela 3-11 – Esforços de corte basal analisados no modelo A.....	51
Tabela 3-12 – Esforços de corte basal analisados no modelo B.....	51
Tabela 3-13 – Comparação dos esforços transversos e respectiva percentagem.....	52
Tabela 3-14 – Esforços de cálculo da parede PA.....	55
Tabela 3-15 – Esforços de flexão dos núcleos ao nível do rés-do-chão	62
Tabela 3-16 – Valor da armadura longitudinal de flexão a colocar nos núcleos segundo o modelo A	64
Tabela 3-17 – Esforços nos elementos de barra ao nível do rés-do-chão	65
Tabela 3-18 – Valor da armadura longitudinal de flexão a colocar nos núcleos segundo o modelo B	66
Tabela 3-19 – Esforços de esforço transversal na base dos núcleos e respectiva armadura necessária	67

Tabela 3-20 – Esforços de esforço transverso na base dos núcleos e respectiva armadura necessária	68
Tabela 3-21 – Deslocamentos relativos entre pisos e sua verificação para a necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem	75
Tabela 6-1 – Esforços normais ao nível da base para a combinação sísmica dos elementos de parede	93

Lista de Símbolos

$(EI)_{Pi}$ – rigidez de flexão da parede P_i

$1/r_m$ – curvatura média

a – maior dimensão do edifício em planta

A_{Ed} – valor de cálculo de uma acção sísmica

a_g – aceleração de projecto em rocha para um terreno tipo A

a_{gR} - aceleração máxima de referência

A_s – área de armadura

A_{sv} – área total da armadura vertical de alma de uma parede

A_{sw}/s – área de armadura de esforço transverso por metro linear

b – menor dimensão do edifício em planta

b_0 – largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

b_c – largura bruta da secção transversal;

b_i – distância entre varões consecutivos abraçados (ver Figura 2-18; também b_0 , h_0 , s);

b_w – espessura das zonas confinadas de uma secção de parede ou largura da alma de uma viga

b_{w0} – espessura da alma de uma parede

$\cot(\theta)$ – co-tangente do ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento estrutural

C_u – resistência ao corte não drenada do solo

d – altura útil de uma secção

DC H – classe de ductilidade alta

DC L – classe de ductilidade baixa

DC M – classe de ductilidade média

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos

$E_{Edx} \equiv E_{xx}$ – esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

$E_{Edy} \equiv E_{yy}$ – esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura;

EI – rigidez de flexão

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço

f (Hz) – frequência

F_b – força de corte sísmica na base

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção

f_{syk} – valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

F_{xx} - força de corte sísmica na base segundo o eixo xx

$f_{yd} \equiv f_{syd}$ – valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$f_{yd,v}$ – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma

F_{yy} - força de corte sísmica na base segundo o eixo yy

$G_{k,j}$ – valor característico da acção permanente j

h – altura entre pisos

h_0 – altura do nucleo confinado (medido ao eixo das cintas);

h_c – altura bruta da secção transversal;

h_s – altura livre do piso

I – momento de inércia em relação ao centro de gravidade da secção

k_w – coeficiente que reflecte o modo de rotura predominantemente nos sistemas estruturais de paredes

l_c – comprimento da parede que deve ser confinado

l_{P_i} – comprimento da parede P_i

l_w – comprimento da secção transversal de uma parede

m – massa total do edifício, acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida,

$M_2 \equiv M_{22}$ – momento flector segundo o eixo 2

$M_3 \equiv M_{33}$ – momento flector segundo o eixo 3

M_{cr} – momento de fendilhação

M_{Ed} – valor de cálculo do momento actuante;

M_{Rd} – valor de cálculo do momento resistente;

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

N_{compr} – força axial de compressão devido às cargas verticais

N_{equiv} – força axial do binário equivalente ao momento flector

N_{spt} – número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica

N_t – esforço axial de tracção

N_t – força de tracção

p (rad/seg) – frequência angular

P_p – peso das cargas permanentes

P_{rcp} – peso das restantes cargas permanentes

P_{tot} – carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projecto sísmica

q – coeficiente de comportamento

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

q_k – valor da sobrecarga distribuída

Q_k – valor da sobrecarga pontual

RCP – restante carga permanente

S – factor do tipo de terreno de fundação;

SC – sobrecarga total

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

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástico;

T – período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

T_1 – período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direcção considerada;

T_B – limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C – limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D – valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

V'_{Ed} – esforço transversal de cálculo majorado

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço transversal

V_{Rd} – Esforço transversal resistente

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

w_v – taxa mecânica da armadura vertical de alma

w_{wd} – taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;

z – braço do binário das forças interiores

α – coeficiente de eficácia do confinamento;

α_1 – factor multiplicativo da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica

α_u – factor multiplicativo da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação de mecanismo plástico global

γ_1 – Coeficiente de importância

ϵ_c – extensão do betão à compressão

$E_c, E_{c,28}$ – Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade

ϵ_{cu} – extensão última do betão não confinado

$\epsilon_{cu2,c}$ – extensão última do betão confinado

$\epsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;

$\epsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência do aço

η – factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso)

θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

λ – factor de correcção

μ - momento flector reduzido

μ_{ϕ} – factor de ductilidade em curvatura;

v - fluência do betão

v_d – valor do esforço normal reduzido ($v_d = NEd / A_c \cdot f_{cd}$);

$v_{s,30}$ – valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}

ρ_v – taxa de armadura vertical de alma numa parede

χ_u – posição do eixo neutro correspondente à curvatura última

$\Psi_{2,i}$ – coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma acção variável i

$\Psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação para a acção variável i

1 Enquadramento Geral

1.1 Introdução

A criação de um modelo europeu de desenvolvimento integrado a nível político, social e económico veio ditar um conjunto de normas a serem aplicadas com o fim de conseguir uma maior uniformização das metodologias e práticas na União Europeia.

Tal uniformização passa, também a nível do dimensionamento das estruturas, pela adopção, por parte dos Estados-membros da União Europeia, de regras e normas comuns. No presente trabalho, lança-se um olhar analítico, baseado também na aplicação a um exemplo, sobre um conjunto de normas que pretendem unificar critérios e disposições de avaliação das acções, métodos de cálculo e dimensionamento de estruturas e que são designados por Eurocódigos.

Apesar da aplicação dos Eurocódigos exigir uma uniformização geral, é reconhecido que nem todas as regiões têm as mesmas características e, por essa razão, contempla um espaço para que cada país possa fazer adaptações de acordo com as suas especificidades. Esta questão é particularmente relevante no Eurocódigo 8 (EC 8), no qual se aborda a influência da acção sísmica nas estruturas. Neste regulamento existe ainda a chamada de atenção para a importância da localização geográfica e morfologia geológica, estabelecendo-se que cada país tem a possibilidade de quantificar parâmetros importantes.

Portugal localiza-se, no âmbito da tectónica de placas, na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, que corresponde à fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana e a oeste pela falha dorsal Médio-Atlântica, que separa as duas supra-referidas e a placa Americana que se lhes situa a ocidente.

Os dados disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica mostram que a actividade sísmica do Continente Português resulta de fenómenos localizados entre as placas Euro-Asiática e Africana e de ocorrências localizadas em falhas no interior da própria placa Euro-Asiática. O Insular Português, no caso dos Açores, apresenta-se como uma região tectonicamente crítica e complexa, onde afluem vários alinhamentos importantes, correspondendo à tripla junção das placas Euro-Asiática, Africana e Americana. (FERREIRA & MARTINS, 2006)

Os efeitos da actividade sísmica nas estruturas não podem ser menosprezados, e, como tal, cabe aos projectistas encontrar soluções estruturais eficazes que, sendo economicamente válidas, devem ter em vista um objectivo primordial, o de preservar as vidas humanas e os bens materiais mais importantes no caso de um sismo de grande intensidade.

Dada a dificuldade de prever a ocorrência de um sismo e de quantificar a sua intensidade e outras das suas características, aquando do projecto de uma estrutura, a regulamentação apresenta um conjunto de espectros representativos da resposta estrutural passível de ocorrer numa determinada região.

Este trabalho integra-se no contexto de aplicação prática das disposições acima mencionadas para o dimensionamento e verificações de segurança aplicados a um edifício, com um sistema estrutural de parede explicado com maior detalhe nos capítulos subsequentes. Considerou-se relevante dar um contributo para a compreensão das normas de verificação da segurança à acção sísmica, na aplicação prática ao dimensionamento dos elementos estruturais de parede de um edifício, tratando-se em particular da quantificação da armadura de confinamento.

Na análise estrutural do edifício, consideram-se os aspectos de natureza da propagação da acção sísmica no solo através dos espectros de resposta e analisa-se a razão pela qual o EC 8 prevê que possa ser considerada metade da rigidez elástica dos elementos estruturais.

Os núcleos do edifício são modelados de duas formas alternativas e explica-se as diferenças sobre como se pode/deve considerar a verificação da segurança em ambas as modelações. Dimensionam-se todas as armaduras longitudinais e transversais e clarificam-se os parâmetros do Eurocódigo 8 nas expressões da armadura de confinamento nos núcleos.

Por fim, e apesar da ausência de informação do EC 8 sobre a ligação laje-pilar, refere-se a importância de dotar esta zona com ductilidade e capacidade de deformação inelástica, reduzindo a possibilidade de ocorrência de uma rotura frágil com a colocação de estribos bem cintados ao longo de um perímetro próximo do contorno do pilar.

1.2 Objectivo

O objectivo principal deste trabalho prende-se com a aplicação a um caso prático dos aspectos relevantes da temática da concepção e dimensionamento de estruturas para a acção sísmica, tendo em consideração as disposições regulamentares mais relevantes.

Para tal, pretende-se analisar e dimensionar os elementos estruturais verticais de um edifício de escritórios localizado na região de Lisboa para a acção sísmica segundo o EC 8. O edifício em estudo corresponde a um bloco pertencente ao empreendimento de escritórios AlfraPark, sendo a sua localização em Alfragide, Amadora. O edifício é distribuído por sete pisos, sendo três deles enterrados destinados para o estacionamento e os superiores para escritórios. O mesmo apresenta nos pisos enterrados uma configuração rectangular em planta delimitada pelas paredes de contenção, com dimensões de 53x29 m², sendo reduzida nos pisos superiores para 43x17 m².

Na análise estrutural do edifício discutem-se algumas normas da regulamentação, que por ser recente, carecem ainda de alguma clarificação em termos da sua afinação. Dá-se particular ênfase à questão da modelação dos núcleos estruturais, do dimensionamento destes elementos para a acção sísmica e do cálculo da armadura de confinamento a adoptar nas regiões críticas.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos, efectuando-se no capítulo 1 um enquadramento geral e a definição do objectivo do documento.

No capítulo 2 é feita uma abordagem às normas e disposições regulamentares mais relevantes para a aplicação ao caso prático em estudo.

No capítulo 3 são postos em prática os conceitos abordados no capítulo anterior, incidindo o estudo sobre o dimensionamento dos elementos estruturais verticais de um edifício, com particular ênfase nos núcleos, para a acção sísmica.

No capítulo 4 realiza-se a apreciação geral do trabalho com as conclusões finais e, após a Bibliografia apresentada no capítulo 5, é finalizado o trabalho com a apresentação dos Anexos. Estes Anexos são constituídos pelos diagramas de esforços usados para a análise e também pelas peças desenhadas decorrentes da análise e dimensionamento efectuados.

2 Aspectos gerais regulamentares

O Eurocódigo 8 é o regulamento europeu que aborda as questões de segurança das estruturas de betão, metálicas, mistas e de alvenaria para a acção sísmica e, como tal, preconiza uma série de disposições.

Indicam-se neste capítulo várias disposições relevantes, postas em prática no capítulo seguinte.

Incluem-se nestas, a definição da **acção sísmica** através de espectros de resposta e da sua evolução, a nível regulamentar. Também se referem os parâmetros que são necessários para a sua definição (e.g. **zonamento**, **tipo de terreno**, **tipo de acção sísmica**, **classe de importância**).

Abordam-se resumidamente as **exigências de desempenho estrutural** prescritas no Eurocódigo 8 (EC 8) e também suas recomendações sobre os princípios básicos de concepção.

É referida e explicada a divisão dos elementos estruturais em **elementos sísmicos primários e secundários** e a principal razão para esta classificação.

Refere-se o conceito de **ductilidade** subjacente a todas as disposições de projecto no EC 8 e a relação existente entre o **coeficiente de comportamento** e o **tipo de estrutura**. Nesse contexto analisa-se também o facto de se considerar na análise elástica do comportamento da estrutura metade da **rigidez dos elementos** não fendilhados, apresentando-se a sua justificação.

Estabelece-se a **combinação de acções** usada no presente trabalho e compilam-se os vários parâmetros indicados nos Eurocódigos para a sua quantificação.

Procura-se dar um contributo no dimensionamento e pormenorização de armaduras, principalmente no que diz respeito aos **elementos de parede** compostos por mais de uma parede rectangular (e.g. núcleo de elevadores).

Um dos temas que tem principal ênfase no presente trabalho é o da quantificação da **armadura de confinamento**, tentando-se clarificar alguns dos parâmetros referidos no EC 8. Explica-se a razão pela qual o regulamento considera não ser necessário o cálculo daquela armadura quando são verificados certos requisitos e definem-se os parâmetros de cálculo da armadura de confinamento a adoptar nas regiões críticas. O caso de um sistema de parede composto por conjuntos de secções com a forma de T, L, U ou outras formas é discutido fazendo-se a dedução da **expressão de χ_{ui}** de forma a tentar clarificar a sua origem.

Aborda-se ainda a temática da **ligação laje-pilar** referindo a necessidade de dotar esta região de ductilidade de forma a ter alguma capacidade de deformação plástica e a minimizar o risco de ocorrência de uma rotura com carácter frágil por punçoamento.

2.1 Acção Sísmica

A acção sísmica, sendo dependente de factores como o zonamento do território, o tipo de terreno, a fonte sismogénica, pode ser definida através de espectros de resposta, espectros de potência, acelerogramas artificiais, registado ou simulados (GUERREIRO, "Definição da Acção Sísmica"). O Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e o Eurocódigo 8 dão particular relevo aos espectros de resposta na definição da acção sísmica, pelo que é segundo este método que será definida a acção sísmica no presente trabalho.

2.1.1 Zonamento do território

Para o zonamento do território, tal como já acontecia no RSA, prevê-se a diferenciação geográfica em função da natureza e intensidade sísmica de uma região. Esta delimitação está definida no Anexo Nacional por cidades e também de uma forma gráfica (vide Figura 2-1, Figura 2-2 e Figura 2-3), sendo que a intensidade sísmica se vai reduzindo da zona 1 para a zona 6, caso se trate da acção sísmica Tipo 1 (sismo afastado) ou da zona 1 para a zona 5, no caso da acção sísmica Tipo 2 (sismo próximo).

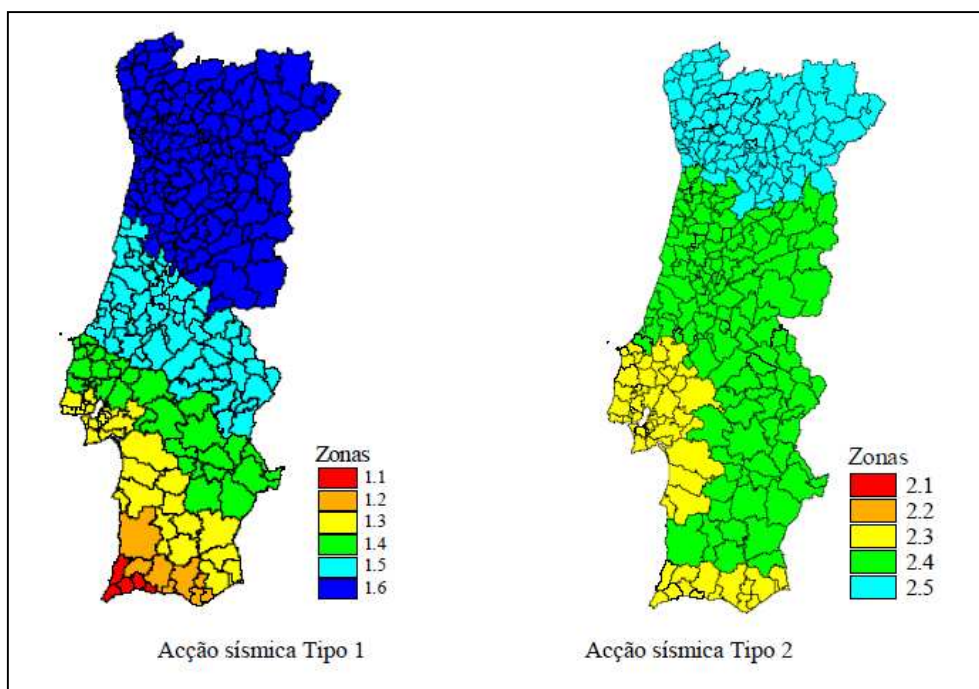


Figura 2-1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EUROCÓDIGO 8, 2010)

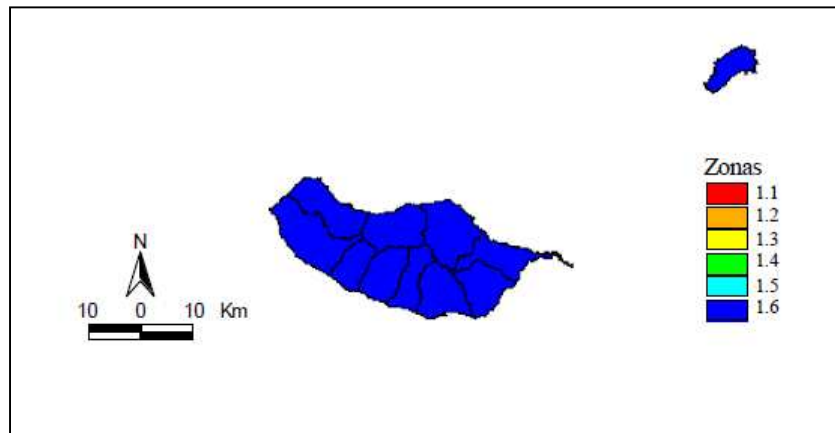


Figura 2-2 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1) (EUROCÓDIGO 8, 2010)

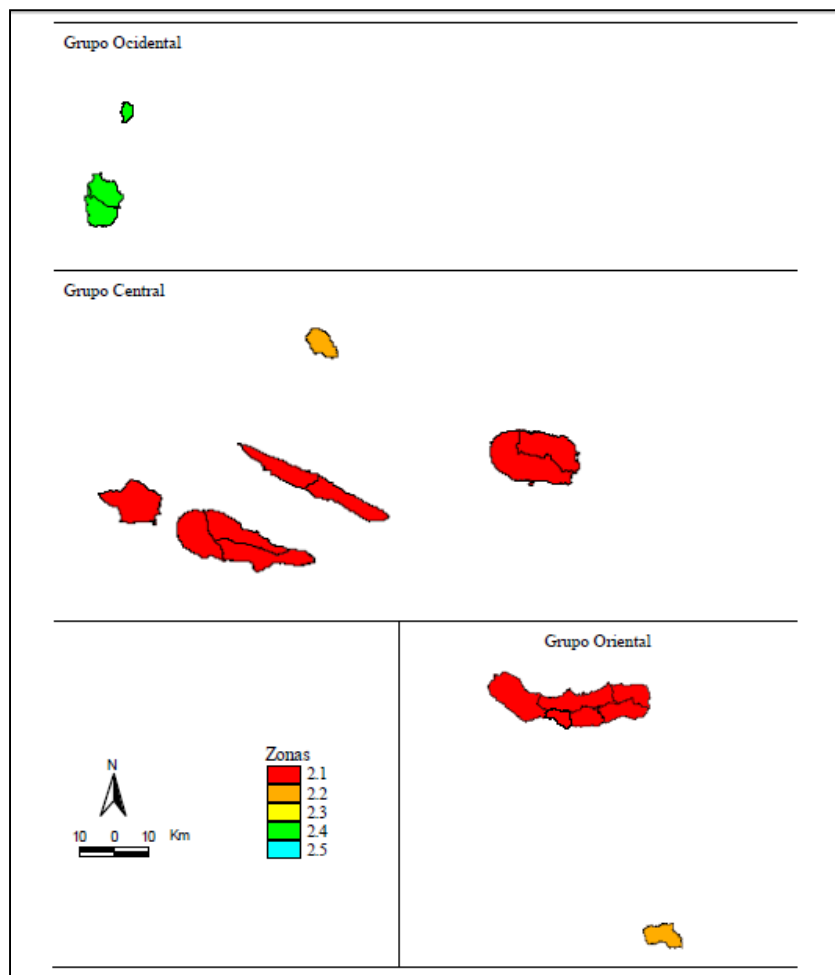


Figura 2-3 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Acção sísmica Tipo 2) (EUROCÓDIGO 8, 2010)

Este zonamento tem que ver, sobretudo, com um aspecto importante que é descrito na Tabela 2-1 e que diz respeito aos dois tipos de acção sísmica considerados no território português, trata-se do valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (ver descrição do terreno na Tabela 2-2), também contemplado no Anexo Nacional.

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_gR [m/s^2]	Zona Sísmica	a_gR [m/s^2]
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Tabela 2-1 – Aceleração máxima de referência a_gR (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (EUROCÓDIGO 8, 2010)

2.1.2 Tipo de Terreno

Uma vez conhecida a localização, também é necessário definir o tipo de terreno (ver Tabela 2-2 a descrição) em que se vai implantar a estrutura, pois a acção sísmica também depende deste elemento.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	Nspt (pancadas/30cm)	C_u (Kpa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1			

Tabela 2-2 Tipos de terreno (EUROCÓDIGO 8, 2010)

2.1.3 Espectros de Resposta

Definido o zonamento do território e os tipos de terreno a considerar apresenta-se seguidamente a quantificação da acção sísmica num formato quantitativo passível de análise. Para tal, e de uma forma análoga ao RSA, o EC 8 prevê que a acção sísmica seja descrita e quantificada através de espectros de resposta que se assumem como a representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do seu período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado. (GUERREIRO, 1999)

O espectro de resposta elástico considerado no EC 8 tem a forma gráfica indicada na Figura 2-4, correspondendo analiticamente às expressões abaixo descritas onde serão aplicados os parâmetros que influenciam a acção sísmica.

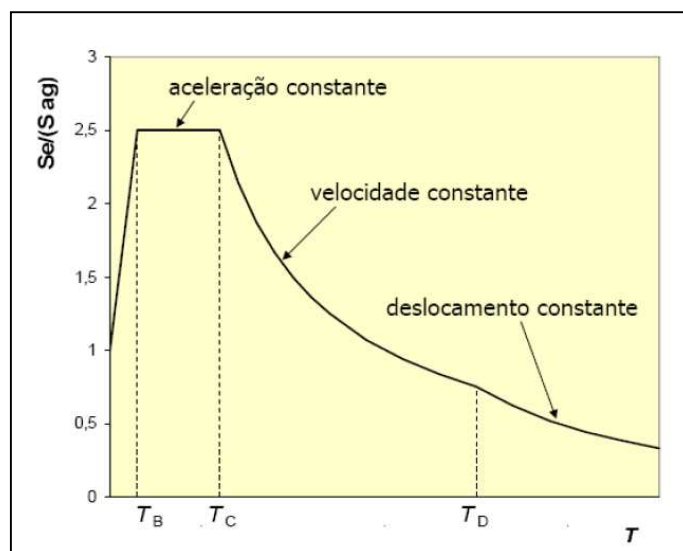


Figura 2-4 – Espectro de resposta elástico segundo o EC 8 (PROENÇA, 2007/2008)

Analiticamente:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2-3)$$

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

Em que:

- $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

- a_g é a aceleração de projecto em rocha para um terreno tipo A;
- T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;
- S é o factor do tipo de terreno de fundação;
- η é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso)

Considerados os parâmetros do espectro de resposta adoptado pelo EC 8, as autoridades nacionais definem os sismos passíveis de ocorrer e que são, no caso de Portugal, os seguintes:

- Acção Sísmica Tipo 1 (correspondente ao sismo afastado) e que segundo o Anexo Nacional a Tabela 2-3, indica os valores dos parâmetros a adoptar no espectro de reposta.

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,4	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 2-3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 1
(EUROCÓDIGO 8, 2010)

- Acção Sísmica Tipo 2 (correspondente ao sismo próximo) e que apresenta segundo o mesmo Anexo Nacional os parâmetros a adoptar no espectro de reposta.

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Tabela 2-4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2
(EUROCÓDIGO 8, 2010)

Outro aspecto relevante, sem o qual o espectro de resposta não pode ser definido, passa pelo nível de importância do edifício, sendo este nível definido no EC 8 da seguinte forma:

- Classe I – Edifícios de pouca importância para a segurança pública (e.g. edifícios agrícolas);

- Classe II – Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes;
- Classe III – Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade (e.g. escolas, centros culturais, etc);
- Classe IV – Edifícios de importância vital cuja operacionalidade deve ser assegurada mesmo para um sismo muito forte (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de produção de energia, etc.).

Os coeficientes de importância γ_1 estão indicados no Anexo Nacional (vide Tabela 2-5) e são considerados no espectro de resposta através da seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (2-5)$$

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção 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

Tabela 2-5- Coeficientes de importância γ_1 (EUROCÓDIGO 8, 2010)

Definido o espectro de resposta segundo a EN 1998-1, comparam-se os espectros apresentados pelo RSA com os espectros acima referidos do novo regulamento (EC 8) para os vários tipos de terreno. Do RSA para o EC 8 existe uma clara mudança de conceito sobre a influência do solo no espectro. Verifica-se em ambos os espectros de resposta do RSA (sismo afastado e sismo próximo), na Figura 2-5, que a densidade espectral é maior num terreno rijo, diminuindo a sua intensidade para terrenos com características mais deformáveis. Ao invés, segundo o EC 8, os espectros tomam valores mais acentuados para terrenos mais fracos (Figura 2-6). Ora, esta inversão resulta da percepção da necessidade de considerar correctamente a amplificação da aceleração que o sismo provoca em solos mais deformáveis e que se exemplifica seguidamente.

São representados na Figura 2-7 dois registos do mesmo sismo (Chi-Chi, Formosa, 1999), recolhidos quase à mesma distância do epicentro (cerca de 25 km) mas em solos com características diferentes. O primeiro registo é efectuado num solo do tipo B de acordo com os tipos de terreno definidos na Tabela 2-2 e que corresponde a um solo com velocidades de propagação das ondas de corte entre 360 e 750 m/s. O segundo registo reporta-se a um solo do tipo D, e segundo a mesma convenção corresponde a velocidades de propagação das ondas de corte inferiores a 180 m/s. É clara a diferença de amplificação do sinal em função do tipo de solo, com maiores amplificações em solos mais deformáveis, tal como preconiza o EC 8 (GUERREIRO, "Acção Sísmica", Março de 2010).

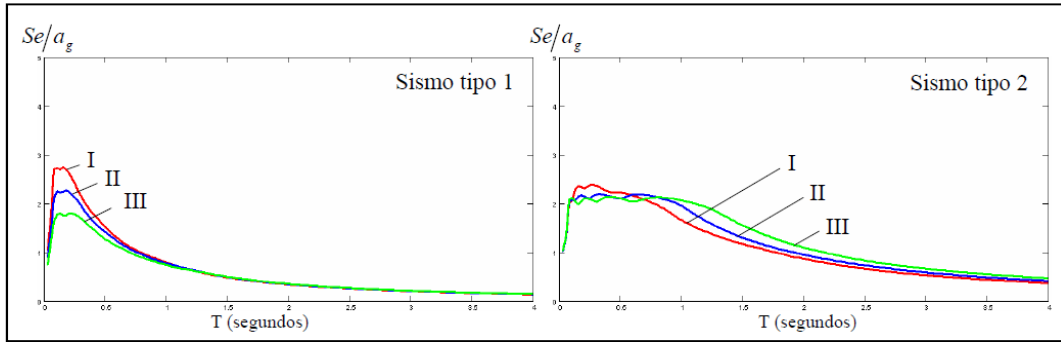


Figura 2-5 – Espectros de resposta normalizados segundo o RSA consoante o tipo de solo (do mais rijo, I, para o mais deformável, III). À esquerda: Sismo próximo; à direita: sismo afastado (ESTÊVÃO, SILVA, & SILVA, 2007)

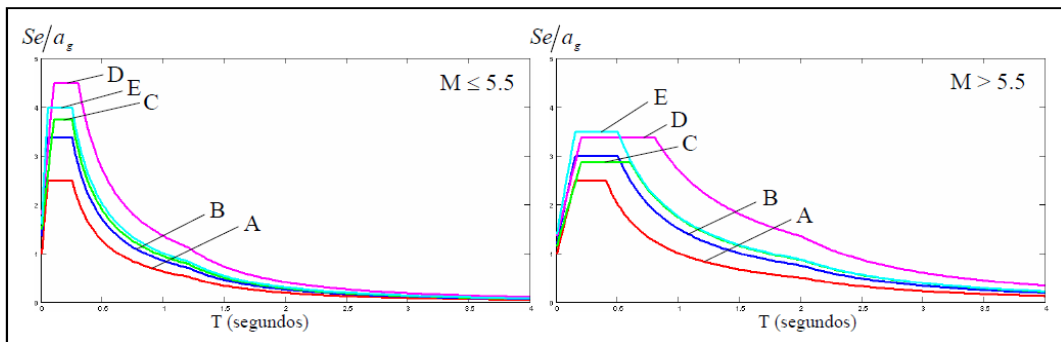


Figura 2-6 – Espectros de resposta normalizados de referência do EC 8 segundo o RSA consoante o tipo de solo. À esquerda: Sismo próximo; à direita: sismo afastado (ESTÊVÃO, SILVA, & SILVA, 2007)

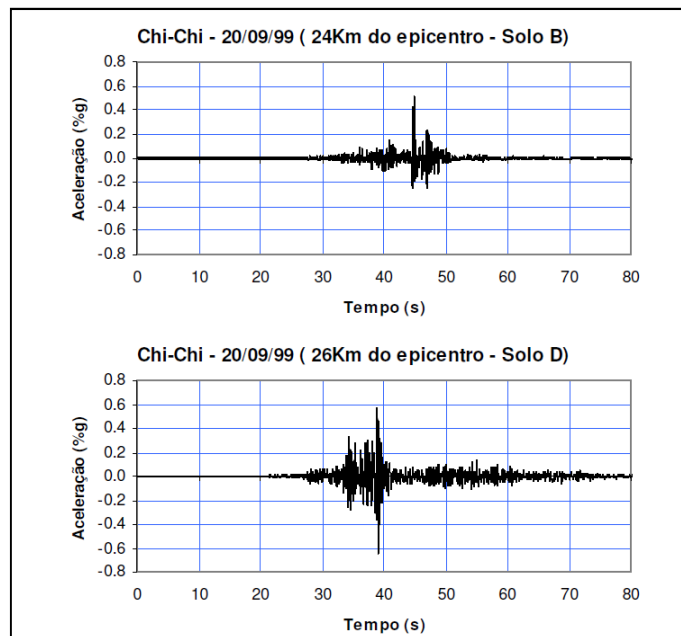


Figura 2-7 – Sismo de Chi-Chi, Formosa, 1999, registado em dois tipos de solo (Fonte: PEER citado por (GUERREIRO, "Acção Sísmica", Março de 2010))

2.2 Exigências de Desempenho Estrutural

O Eurocódigo 8 tem indicações sobre aspectos de concepção das estruturas para que estas tenham condições para assegurarem suficiente capacidade resistente e com ductilidade para terem uma resposta adequada a uma acção sísmica. Pretende a regulamentação garantir o não colapso do edifício na ocorrência de um sismo raro e limitar os danos face a um sismo frequente.

Como objectivos principais, o Eurocódigo 8 preconiza que, em caso de ocorrência de um sismo forte, o dimensionamento da estrutura deve garantir os seguintes aspectos:

- As vidas humanas estejam protegidas;
- Os danos sejam limitados;
- As instalações de superior interesse (e.g. hospitais, serviços de protecção civil) são mantidas operacionais.

2.2.1 Exigências de desempenho

- EXIGÊNCIA DE NÃO COLAPSO

No caso da ocorrência de um sismo raro (baixa probabilidade de ocorrência) as estruturas não devem colapsar (local ou globalmente) e deverão apresentar uma capacidade residual de resistência após o sismo. Com este requisito pretende-se garantir a protecção de vidas humanas e limitar os danos graves.

A acção a considerar corresponde para à acção sísmica de projecto com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, sendo equivalente a um período de retorno de 475 anos. Esta é a situação geral, podendo ser definida maior de acordo com as especificidades da obra através das classes de importância referidas acima.

- EXIGÊNCIA DE LIMITAÇÃO DE DANOS

No caso da actuação de um sismo com maior probabilidade de ocorrência que o sismo de projecto, os danos na construção devem ser limitados. Embora se admitam danos, os custos relativos à sua reparação e à limitação do uso da construção não devem ser muito elevados (custos desproporcionalmente elevados face ao custo da estrutura). Com este requisito pretende-se evitar danos estruturais e limitar os danos em elementos não estruturais.

A acção a considerar corresponde à acção sísmica “frequente” ou de “serviço” com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 10 anos, sendo equivalente a um período de retorno de 95 anos. Esta acção sísmica é quantificada no Anexo Nacional da EN 1998-1, correspondendo a 40% da acção sísmica de projecto Tipo 1 e 55% da acção sísmica de projecto Tipo 2.

2.3 Projecto de Estruturas

2.3.1 Princípios Básicos de concepção

O EC 8 preconiza um conjunto de princípios básicos a ter em conta aquando da concepção de uma estrutura por forma a dotar à partida de um melhor comportamento face à acção sísmica. Segue-se uma breve descrição dos princípios básicos de concepção.

Simplicidade estrutural

A transmissão de forças deve ser feita através de trajectos claros e directos, com o intuito de se garantir uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico da estrutura.

Uniformidade, simetria e redundância

Devem-se distribuir os elementos estruturais de forma regular tanto em planta como em altura, de modo a que a transmissão das forças sísmicas seja curta e directa evitando zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar o colapso prematuro.

Resistência e rigidez bi-direccionais

Devem-se dispor os elementos estruturais de forma a que a estrutura resista a acções horizontais em qualquer direcção (o movimento sísmico é um fenómeno bidireccional). A escolha da rigidez deve ser feita por forma a minimizar os efeitos da acção e limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos (controlar danos e o efeito P- Δ)

Resistência e rigidez de torção

Deve-se procurar que o centro geométrico e o centro de rigidez de um edifício não distem muito um do outro de modo a limitar o desenvolvimento de movimentos de torção que conduzem a esforços não uniformes.

Acção de diafragma ao nível dos pisos

Deve-se assegurar a transmissão das forças sísmicas aos elementos estruturais verticais e garantir que esses elementos actuem em conjunto na resistência a essas forças. Para além disso, os pisos rígidos previnem a ocorrência de excessivas deformações relativas desses elementos. É igualmente aconselhável que as aberturas nos pisos sejam limitadas.

Fundação adequada

Sendo a acção sísmica uma acção geotécnica, deve-se assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo. Para tal, deve-se fundar a estrutura no mesmo tipo de solo, utilizar o mesmo tipo de fundação e eventualmente, introduzir juntas para separar corpos com diferentes fundações

Regularidade estrutural

São estabelecidas no artigo 4.2.3 da EN 1998-1-1 regras de regularidade estrutural em planta e em altura de modo a realizar simplificações na análise do modelo estrutural, no entanto, presentemente a modelação é feita recorrendo a software que permite uma análise tridimensional e por isso, do ponto de vista prático, não terá grande interesse.

2.3.2 Elementos primários e secundários

A EN 1998-1 permite que numa estrutura para além dos elementos sísmicos primários se possam considerar alguns como secundários, sem papel importante no sistema resistente à acção sísmica.

Esta possibilidade tem particular interesse quando o projectista pretende adoptar elementos estruturais que estão fora do âmbito das regras estabelecidas no EC 8, podendo definir esses elementos como elementos sísmicos secundários (por exemplo os pilares com ligação fungiforme às lajes). Também podem ser considerados elementos sísmicos secundários aqueles que, por restrições arquitectónicas, não podem ser projectados em conformidade com as regras definidas no regulamento. No entanto, e retirando o caso em que os elementos estruturais não entram no âmbito das normas para a resistência à acção sísmica, é preferível que todos os elementos sejam considerados como elementos sísmicos primários pelas seguintes razões (FARDIS, 2009):

- A acção sísmica intervém na estrutura de um modo global sem ter em conta as suposições feitas nos cálculos de dimensionamento. Assim os elementos primários têm uma boa performance devido às exigências de resistência e ductilidade a conferir no dimensionamento e os elementos secundários poderão ficar com fragilidade inconveniente;
- Um sistema estrutural que não possa ser utilizado na íntegra para a resistência à acção sísmica estará a ser subaproveitado, sobretudo se considerarmos algumas das indicações de dimensionamento do artigo 5.7 da EN 1998-1 para esses elementos.

2.3.2.1 Elementos sísmicos primários

Segundo o EC 8, são elementos integrantes do sistema estrutural resistente à acção sísmica, modelados na análise para a situação de projecto sísmica e totalmente projectados e pormenorizados para resistência aos sismos de acordo com as regras da EN 1998-1.

Os elementos sísmicos primários são todos os elementos estruturais que, não sendo escolhidos como elementos secundários, devem ser calculados e pormenorizados, de acordo com o preconizado pelas secções 5 a 9 da EN 1998-1 e têm como função resistir às forças

laterais de projecto da acção sísmica. Estas regras passam por estabelecer e identificar as zonas críticas onde se poderão formar rótulas plásticas e assegurar a não excedência da resistência para todos os tipos de rotura com comportamento não dúctil, em particular por esforço transverso. Deve-se também dotar estes elementos de capacidade de deformação significativa (ductilidade) sem perda de resistência.

2.3.2.2 Elementos sísmicos secundários

Segundo o EC 8, são elementos que não fazem parte do sistema resistente à acção sísmica e cuja resistência e rigidez às acções sísmicas são desprezadas. Não tendo que obedecer a todas as regras da EN 1998-1 devem contudo ser projectados e pormenorizados para manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitas aos deslocamentos provocados pela situação de projecto sísmico.

Os elementos sísmicos secundários têm, todavia, que obedecer a algumas regras descritas pela EN 1998-1. A contribuição de todos os elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral não deverá ser superior a 15% da rigidez lateral dos elementos sísmicos primários. Não é permitido escolher certos elementos sísmicos secundários com o propósito de alterar a classificação da estrutura de não regular para regular, como se descreve em 4.2.3 da EN 1998-1. Não sendo necessário que estes elementos obedeçam aos requisitos dos elementos primários considera-se, segundo a EN 1998-1, que cumprem os seus requisitos quando os momentos flectores e os esforços transversos, calculados devido às deformações a que estão sujeitos na situação de projecto sísmico, não excedem respectivamente os valores de cálculo da sua resistência à flexão e ao esforço transverso M_{Rd} e V_{Rd} , determinados com base na EN 1992-2-2:2004.

Esta última parte definida pelo EC 8 é discutível, pois, considera que a rigidez lateral destes elementos deve ser negligenciada e no entanto indica que devem ter resistência em regime elástico linear considerando a sua rigidez fendilhada (50% da rigidez de flexão do elemento) para a máxima deformação provocada pela acção sísmica.

Considera-se que esta opção é pouco consistente, pois está a admitir que os elementos secundários não intervêm na rigidez lateral, mas no entanto devem ser dimensionados para um nível de esforços “elásticos”. Considera-se que, no fundo, estes elementos não precisam de ser dotados de uma sobre-resistencia elástica mas sim de ductilidade conferida através da pormenorização da armadura e de confinamento adequado de forma a terem um comportamento suficientemente dúctil.

2.3.3 Classes de ductilidade

O EC 8 refere, com um certo grau de incerteza sobre o efeito da acção sísmica nos diferentes elementos da estrutura, que “A estrutura deve possuir suficientes elementos que permitam uma dissipação de energia por toda a estrutura, sem perda da capacidade resistente... A estrutura deve, portanto, ser dúctil e não permitir situações de fragilidade” (Oliveira, C. S, 1989). O mesmo EC 8 também defende que deve-se dotar os elementos estruturais frágeis de uma resistência de tal modo que, a capacidade resistente seja atingida nos elementos dúcteis.

As classes de ductilidade definidas pelo EC 8 para o dimensionamento correspondem às relações consideradas entre resistência – ductilidade nos elementos estruturais e respectivas regras para o seu dimensionamento e pormenorização. As classes preconizadas pela EN 1998-1 definem-se por:

- **Classe de ductilidade baixa (DCL)**, classe em que virtualmente toda a estrutura responde em regime elástico, ou seja, a resistência à acção sísmica é feita através da resistência dos elementos estruturais e não através da sua ductilidade. Neste caso o coeficiente de comportamento é pouco superior à unidade.
- **Classe de ductilidade média ou (DCM)** – classe de ductilidade onde a estrutura apresenta altos níveis de plasticidade e onde prescrições para o dimensionamento e a pormenorização dos elementos são impostas. Neste caso, os coeficientes em questão são já elevados (do que resulta menor resistência à flexão) mas associados às exigências de não rotura pelo esforço transversal e de confinamento que são elevadas.
- **Classe de ductilidade alta ou (DCH)** – classe de ductilidade em que a estrutura exhibe elevados níveis de plasticidade através da implementação de requisitos ainda mais complexos que a classe anterior.

A EN 1998-1 estabelece critérios sobre as características mínimas que os materiais estruturais usados nos elementos primários devem possuir, consoante o tipo de ductilidade que se considera no dimensionamento da estrutura. Essas características estão sintetizadas na Tabela 2-6.

Classe de Ductilidade	DC L	DC M	DC H
Classe do betão	Sem limite	$\geq C16/20$	$\geq C20/25$
Classe do aço (EN 1992-1-1)	B ou C	B ou C	C
Varões longitudinais		Nervurados	Nervurados
Sobre-resistência do aço	Sem limite	Sem limite	$f_{yk,0.95} \leq 1,25 f_{yk}$

Tabela 2-6 Condições para os materiais nos elementos sísmicos primários

2.3.4 Coeficiente de comportamento e Tipos de estrutura

Para serem cumpridas as exigências de não colapso relativamente à acção sísmica, a estrutura não precisa ficar elástica no âmbito desta acção. Se assim fosse seria necessária uma resistência lateral de aproximadamente 50% do peso do edifício, que não faz sentido face ao que se conhece das acções desenvolvidas durante o sismo. De facto, devido à capacidade de dissipação de energia do comportamento não linear dos elementos estruturais, os esforços desenvolvidos são significativamente inferiores.

Os actuais regulamentos que tratam a resistência à acção sísmica permitem que as estruturas possam desenvolver significativas deformações inelásticas como resposta à acção sísmica, não comprometendo a integridade dos elementos individuais e a estrutura como um todo. Esta abordagem baseia-se na garantia de um certo nível de resistência mas com capacidade de dissipação de energia, possível com características de ductilidade.

Há uma tendência a nível de investigação em engenharia sísmica para que o controlo da resposta às acções sísmicas se faça pelos deslocamentos. No entanto, os regulamentos sísmicos estabelecem bem a acção sísmica baseada nas forças, porque (FARDIS, 2009):

- os engenheiros de estruturas estão mais familiarizados com o dimensionamento baseado em outros tipos de acções, como as sobrecargas e o vento;
- o equilíbrio estático do conjunto das forças externas que se desenvolvem corresponde a uma base segura e robusta de análise;
- as ferramentas para o controlo directo das deformações na estrutura provocadas pela acção sísmica não são consideradas ainda como plenamente desenvolvidas para aplicação corrente.

Este último ponto refere-se aos métodos de análise não-linear para o cálculo das deformações.

Por estas razões é de prever que o dimensionamento para a acção sísmica baseada no modelo actual, tendo em conta a dissipação de energia e ductilidade, se manterá na prática corrente. (FARDIS, 2009)

A EN 1998-1 define coeficiente de comportamento (q), como sendo um coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projecto. O gráfico da Figura 2-8 sintetiza o que acaba de ser descrito, e mostra também o factor de comportamento em deslocamentos na estrutura, μ_{δ} .

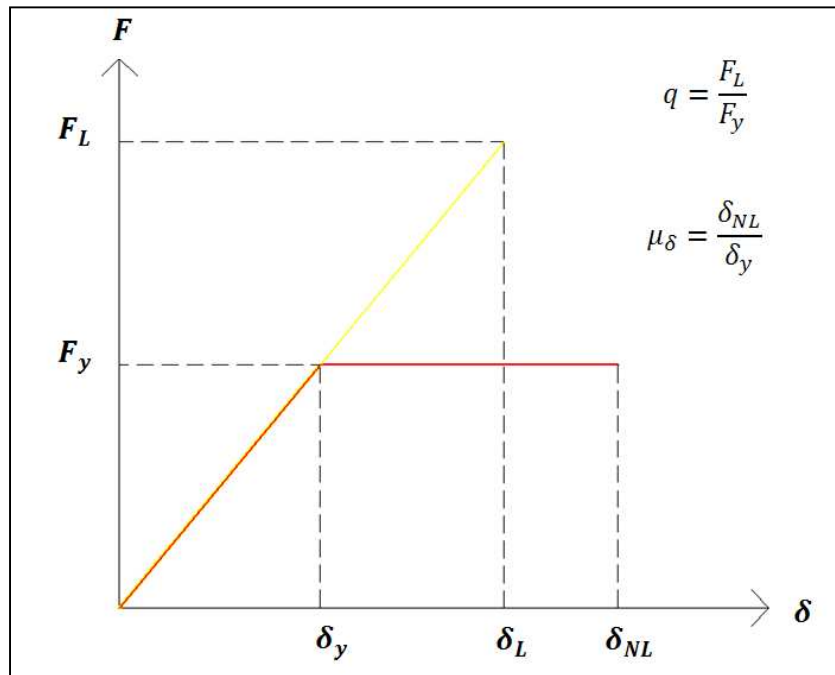


Figura 2-8 – Transformação entre resposta linear e resposta não linear

O gráfico da Figura 2-9 mostra então como se relaciona o espectro de resposta adoptado pela EN 1998-1 para diferentes valores de μ_δ , sendo que para $\mu_\delta = 1$ corresponde ao espectro de resposta elástico adoptado pela EN 1998-1 e referido no presente trabalho no sub-capítulo 2.1.3.

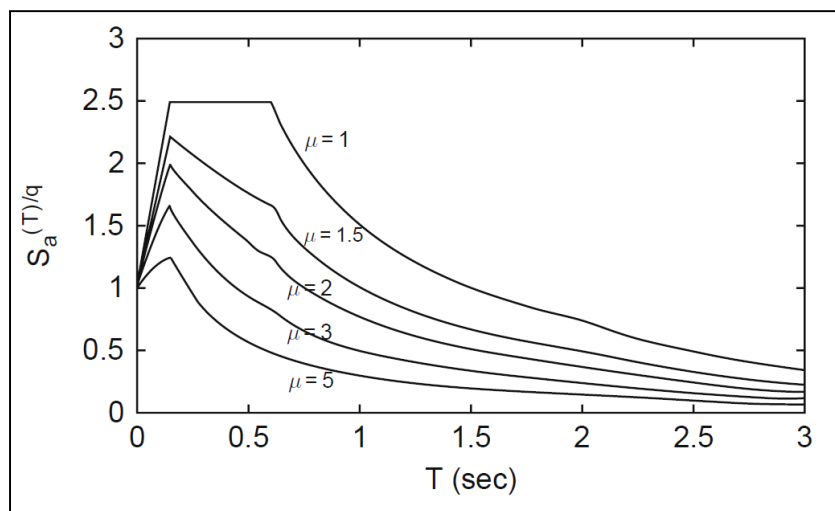


Figura 2-9 Espectro de Resposta inelástico baseado nas Eqs. (2-6) e (2-7) normalizado para a aceleração de pico do solo (FARDIS, 2009)

$$\mu_\delta = q \quad \text{se } T \geq T_c \quad (2-6)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T} \quad \text{se } T < T_c \quad (2-7)$$

Verifica-se assim, como ilustrado na Figura 2-8, que o coeficiente de comportamento em deslocamentos pode ser expresso ou referido em paralelo com o coeficiente de comportamento em termos de força.

Uma vez definido o coeficiente de comportamento, a EN 1998-1 estipula, consoante o tipo de estrutura (ver secção 5.1.2 da EN 1998-1 a sua definição) e a classe de ductilidade considerada, valores para o valor básico do coeficiente de comportamento:

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

Tabela 2-7 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura (**EUROCÓDIGO 8, 2010**)

Sendo α_1 definido como o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. E α_u corresponde ao valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. Estes parâmetros estão explicitados na EN 1998-1.

A EN 1998-1 estipula que o valor superior do coeficiente de comportamento, q , para ter em conta a capacidade de dissipação de energia, deve ser determinado para cada direcção de cálculo da seguinte forma:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2-8)$$

Em que:

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

k_w – coeficiente que reflecte o modo de rotura predominantemente nos sistemas estruturais de paredes, definido no artigo 5.2.2.2 (11)P da EN 1998-1

2.3.5 Rigidez dos elementos

O valor do módulo de elasticidade do material dos elementos estruturais adoptado no projecto para a situação sísmica é outro factor a ter em consideração. Isto porque, no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, é estabelecido que a rigidez do betão pode ser

estimada, no caso de deformações muito rápidas, aumentando em 25% o seu valor médio (artigo 17.º do REBAP), usando então um módulo de rigidez correspondente à tangente na origem e não o valor secante como indicado na Figura 2-10. No entanto e apesar da acção sísmica provocar deformações muito rápidas, a EN 1998-1 estabelece na norma 4.3.1 (7) que, na ausência de dados mais detalhados, se pode considerar metade da rigidez não fendilhada de todos os elementos estruturais.

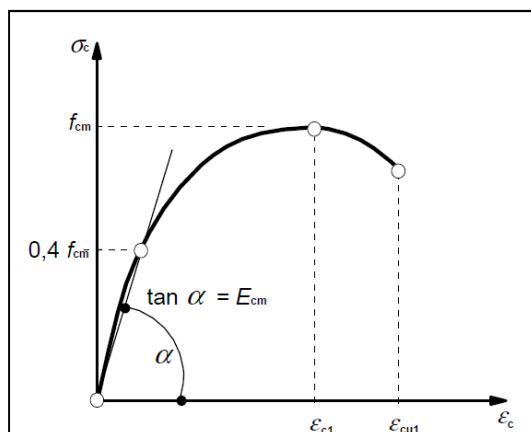


Figura 2-10 – Representação esquemática da relação tensões para a análise estrutural (a utilização de $0,4 f_{cm}$ para a definição de E_{cm} é uma aproximação) (EUROCÓDIGO 2, 2004)

No presente sub-capítulo, pretende-se analisar, com base no comportamento do betão armado, qual a principal razão que justifica a definição de rigidez adoptada, na análise simplificada das estruturas.

O regulamento português justifica o aumento da rigidez com o facto da acção sísmica ser caracterizada por uma acção rápida. Assim sendo, considera que a rigidez da estrutura deveria ser tomada como sendo superior à elástica. No entanto, sabe-se que a acção sísmica fendilha as estruturas e que actuando ciclicamente os elementos da estrutura respondem em regime fendilhado, com rigidezes reduzidas. Esta situação de estrutura fendilhada durante a acção sísmica acentua-se também porque só com os carregamentos verticais, especialmente as vigas já têm fendas.

Perante o exposto há quem defenda que, ao usar-se a rigidez aumentada - como preconiza o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, se está a valorizar a segurança pois a sua frequência fundamental será superior e conseqüentemente os esforços obtidos pelo espectro de resposta serão maiores. Este raciocínio até poderá ser correcto no caso da frequência fundamental da estrutura se situar entre o ramo constante e a curva descendente do espectro de resposta indicado na Figura 2-4. No entanto, há que perceber que o que se pretende é a definição do modelo mais adequado para simular a estrutura, em termos médios, até começar a haver cedência nas armaduras. Por outro lado a consideração de maior rigidez

não é realista em termos de deformada, dado que é um aspecto fundamental também para a avaliação de qualidade da resposta das estruturas à acção sísmica em serviço.

Procurando definir que valores médios se devem utilizar para a rigidez, procede-se então a uma breve apresentação do comportamento do elemento estrutural de betão armado.

Na Figura 2-11 representa-se o comportamento de um elemento estrutural sujeito à flexão simples, mostrando-se a evolução da curvatura em função do aumento do momento flector. Observa-se que, até atingir o momento de fendilhação (M_{cr}), o comportamento é elástico linear, encontrando-se por isso em estado não fendilhado (estado I), em que as características de rigidez do elemento coincidem com as da secção.

No entanto, assim que o momento flector atinge o momento de fendilhação dá-se a abertura da primeira fenda, ocorrendo um aumento de curvatura e modificação do estado de tensão nessa mesma secção com a conseqüente subida da linha neutra para uma posição correspondente ao estado fendilhado (estado II). Esse incremento do momento flector acontecerá também nas secções vizinhas, repetindo-se comportamento até se atingir a fendilhação estabilizada.

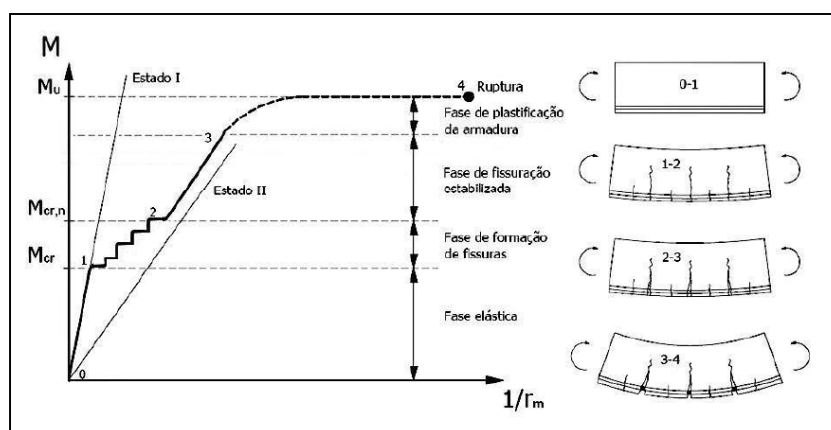


Figura 2-11 – Relação Momento-Curvatura para as várias fases da estrutura no caso de flexão simples (TAVARES, 2010)

A curvatura média do elemento pode assim ser estimada pela equação (2-9) proposta por Jacoud e Favre, citado por (TAVARES, 2010):

$$\frac{1}{r_m} = \frac{M}{EI_m} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}}{d} \cong (1 - \tau) \frac{1}{r_I} + \tau \frac{1}{r_{II}} \quad (2-9)$$

$$\tau = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (2-10)$$

Por outro lado, a rigidez de flexão do Estado II de uma viga de betão armado depende da quantidade de armadura da secção (vide Figura 2-12). Verifica-se na mesma figura que para uma percentagem de armadura de 1% (valor significativo) para acções de curto prazo a relação de rigidezes à flexão dos Estados I e II é de aproximadamente 30%.

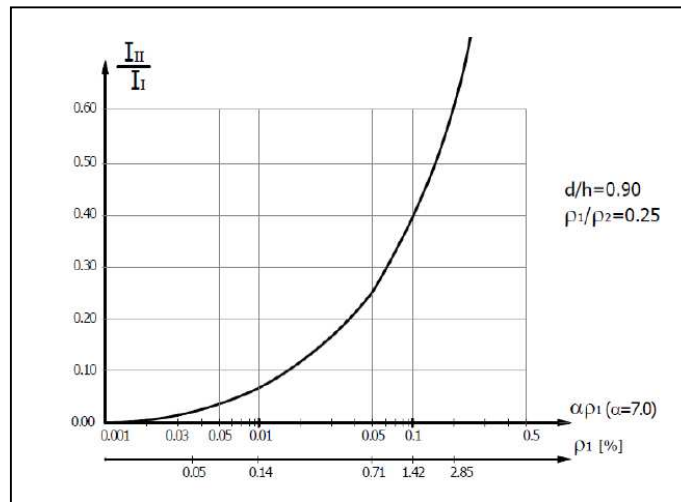


Figura 2-12 – Relação entre as rigidezes dos Estados I e II em flexão simples para diferentes percentagens de armadura (CAMARA, 1988)

No caso da flexão composta (flexão associada a esforço normal), o comportamento de um elemento de betão estrutural apresenta diferenças em termos globais, consoante o esforço normal seja de compressão ou de tracção. No caso da flexão associada à compressão, situação dos pilares, compreende-se que a compressão faça com que a linha neutra do elemento desça (aumenta a área de secção comprimida), levando a que a perda de rigidez seja menos acentuada devido à menor perda de secção e por conseguinte a rigidez média do elemento estará mais próxima do estado I. O sentido inverso verifica-se na flexão associada à tracção que contribui para diminuir mais a rigidez do elemento. A Figura 2-13 representa a relação Momento-Curvatura para um elemento sujeito a flexão composta com esforços axiais de compressão e tracção moderados.

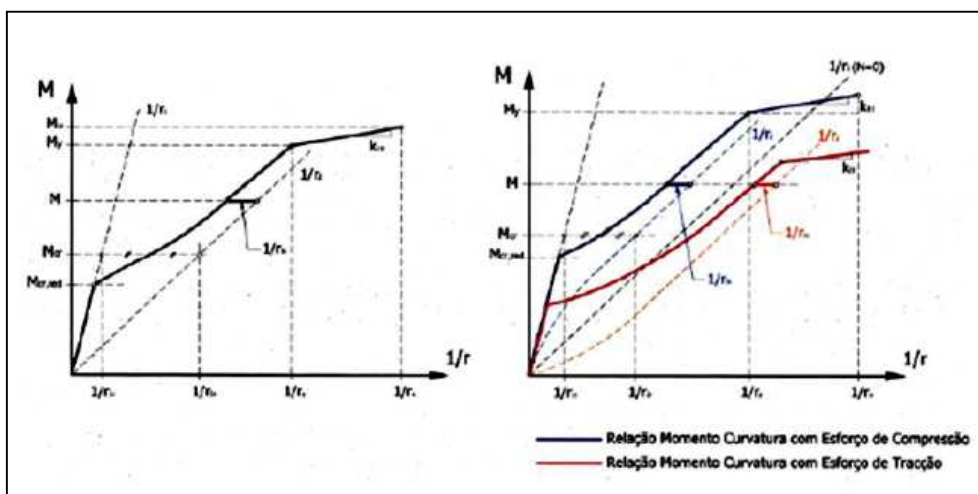


Figura 2-13 – Comportamento à flexão simples e composta com esforço axial constante (CAMARA, 1990)

Resumindo, quer para elementos sujeitos à flexão pura quer para elemento sujeitos à flexão composta, chega-se à conclusão que a rigidez média desses elementos será variável entre as curvaturas dos estados I e II. Para os elementos sujeitos a flexão simples rondará, segundo quantidades de armadura correntes, os 30% da rigidez não fendilhada enquanto que, para os elementos sujeitos a flexão composta com esforço axial de compressão, rondará um valor mais próximo da rigidez não fendilhada. Perante o exposto conclui-se que a EN 1998-1, ao estipular a redução da rigidez dos elementos para metade na ausência de uma avaliação mais precisa de distribuição de rigidezes, considera uma boa e realista avaliação do comportamento.

2.3.6 Combinação de acções

Para se verificar a segurança estrutural e proceder ao dimensionamento de um edifício é necessário ter em consideração que as acções não se desenvolvem isoladamente nem todas em simultâneo com os seus valores característicos. Deve-se então considerar as várias combinações de acções preconizadas pelos regulamentos, quer para os estados limites últimos, quer para os estados limites de utilização e, de acordo com as combinações mais condicionantes, proceder ao seu dimensionamento e respectivas verificações de segurança.

No âmbito do presente trabalho apenas será abordada a combinação de acções para o estado limite último em que a acção sísmica é a acção condicionante.

A EN 1998-1 remete no artigo 3.2.4 da mesma para o artigo 6.4.3.4 da EN 1990 a combinação de acções a considerar para a acção sísmica como acção variável de base, sendo esta combinação expressa pela seguinte expressão (2-11):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-11)$$

Em que “+” significa combinar e não o sentido literal do símbolo de somar.

Um outro aspecto a ter em consideração e estipulado pela EN 1998-1 prende-se com os efeitos de inércia da acção sísmica que devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de acções:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2-12)$$

Sendo $\Psi_{E,i}$, o coeficiente de combinação para a acção variável i e que tem em conta a possibilidade de as cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Estes coeficientes também poderão cobrir o efeito de uma participação reduzida das massas no movimento da estrutura devida à ligação rígida entre elas (artigo 3.2.4 da EN 1998-1).

O coeficiente $\Psi_{E,i}$ é determinado pela expressão (2-13):

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (2-13)$$

Todos estes parâmetros encontram-se nas normas europeias, compilando-se nos seguintes quadros:

Tipo de acção variável	Piso	ϕ
Categorias A - C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D - F e arquivos		1,0

Tabela 2-8 – Valores de ϕ para calcular $\Psi_{E,i}$ (EUROCÓDIGO 8, 2010)

Acção	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reuniões de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 KN < peso dos veículos ≤ 160 KN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3)			
- Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
- Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizada à altitude $H > 1000$ m acima do mar	0,70	0,50	0,20
- Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizada à altitude $H \leq 1000$ m acima do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifício (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Tabela 2-9 – Valores recomendados para os coeficientes Ψ_i , para edifícios (EUROCÓDIGO, 2009)

As sobrecargas a considerar variam e estão indicadas na Tabela 2-10, sendo os valores a tracejado os recomendados pela NP EN 1991-1-1:2009.

Categorias de zonas carregadas	q _k [KN/m ²]	Q _k [KN]
Categoria A		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoria B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoria D		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

Tabela 2-10 – Sobrecarga em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (EUROCÓDIGO 1, 2009)

2.4 Modelação Estrutural

Com o avanço da tecnologia e a evolução da informática, passou a ser possível utilizar programas de cálculo automático que modelam a estrutura através de métodos numéricos e que, há uns anos atrás, ou não existiam ou eram pouco utilizados por exigirem um processo muito demorado e pouco prático. Nesta evolução, o cálculo automático passou a ser um importante aliado como ferramenta de cálculo para o dimensionamento de estruturas. Actualmente é perfeitamente normal e corrente o recurso a modelações para o dimensionamento das estruturas. No entanto, é preciso chamar a atenção para a necessidade de se interpretar de forma crítica os mesmos. A tentação para aceitar os resultados provenientes do programa é grande, quaisquer que sejam esses resultados, uma vez que se considera que o software escolhido tem elevada qualidade. Os potenciais perigos de uma utilização pouco crítica são a não percepção de eventuais erros na introdução dos dados, a ausência de correspondência entre o modelo seleccionado e a estrutura a ser analisada, a desvalorização de importantes condicionantes, etc. É fundamental avaliar o que se pode denominar “de qualidade dos resultados” adoptando verificações, por comparação com resultados de pré-avaliação da resposta.

Um outro aspecto relacionado com este é a passagem dos resultados da modelação, por exemplo por elementos finitos para o dimensionamento e pormenorização do betão armado, que em certas zonas exige o recurso à interpretação dos modelos de transmissão de forças próximo da rotura e não com modelos elásticos. Nestes casos há que modelar, nessas zonas

específicas, com recurso a modelos de escoras e tirantes para que se possa ter um correcto encaminhamento das forças próximo da rotura e proceder a um dimensionamento e pormenorização correctos.

Neste contexto é interessante referir a seguinte citação, vinda de um matemático:

"Qualquer descrição matemática do mundo real é um modelo. Manipulando o modelo esperamos compreender algo da realidade. E já não perguntamos se o modelo é verdadeiro, perguntamos unicamente se as suas implicações podem ser verificadas experimentalmente".
(Ian Stewart)

A questão da modelação e de interpretação dos valores obtidos na passagem para o dimensionamento e pormenorização é precisamente um dos aspectos focados no presente trabalho, mais concretamente na modelação dos núcleos do edifício e a interpretação dos resultados obtidos na passagem para a verificação de segurança à rotura e pormenorização do betão armado.

2.5 Verificações de Segurança dos elementos estruturais de parede

2.5.1 Armadura longitudinal e transversal

O cálculo da armadura de flexão dos elementos de parede deverá ser feito de acordo com uma envolvente do diagrama dos momentos flectores obtido da análise, com uma “translação vertical” para ter em conta o efeito conhecido do esforço transversal no desenvolvimento das forças de tracção ao longo do banzo traccionado. Este deslocamento vertical, a_1 , deve ser consistente com a inclinação das escoras considerada na verificação do estado limite último em relação ao esforço transversal, sendo definido por:

$$a_1 = z \cdot \cot g(\theta) \quad (2-14)$$

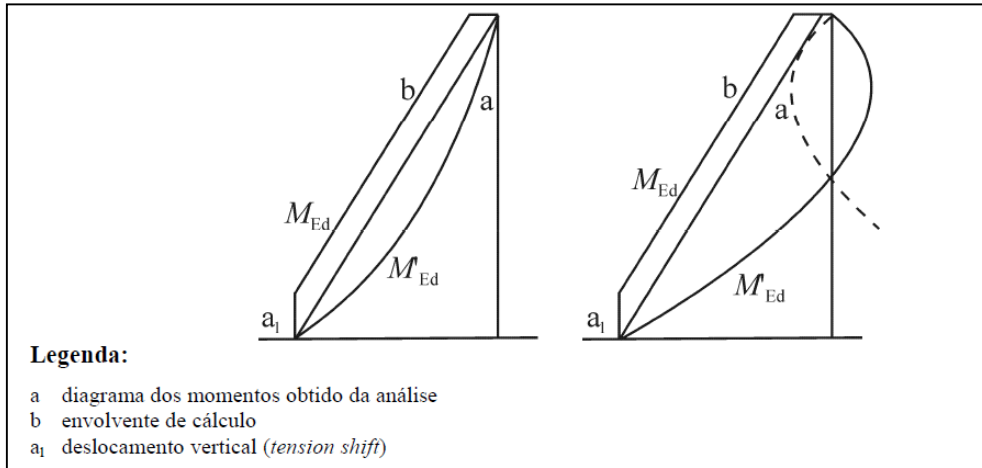


Figura 2-14 – Envoltório de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos) (EUROCÓDIGO 8, 2010)

Relativamente ao dimensionamento para o esforço transversal, este deve ser feito usando a envoltória do diagrama de esforço transversal obtido através da análise com os seus valores aumentados em 50% no caso do dimensionamento para a classe de ductilidade média. Desta forma está-se a garantir uma sobre-resistência em relação a uma eventual rotura por esforço transversal e fazendo com que caso a parede seja solicitada mobiliza-se primeiro a cedência das armaduras longitudinais, favorecendo a ductilidade.

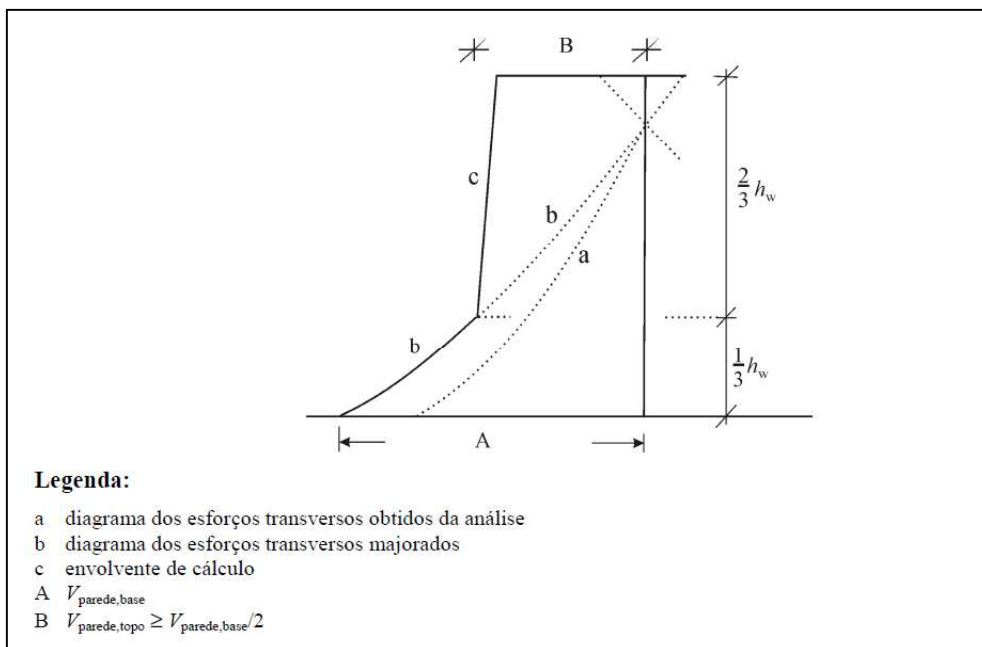


Figura 2-15 – Envoltório de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto (EUROCÓDIGO 8, 2010)

2.5.2 Armadura de confinamento

É interessante verificar que o EC 8 estipula quantitativamente a armadura de confinamento que se deve adoptar nas secções comprimidas dos elementos sísmicos primários ao longo de uma altura crítica h_{cr} definida no artigo 5.4.3.4.2 da EN 1998-1 e horizontalmente, ao longo de um comprimento l_c . Seguindo então a metodologia de cálculo da armadura de confinamento, verifica-se que o mesmo regulamento preconiza no artigo 5.4.3.4.2, secção (12), que este cálculo pode ser dispensado quando:

- O valor do esforço normal reduzido de cálculo, v_d , não é superior a 0,15;
- O valor v_d não é superior a 0,20 e o coeficiente η utilizado na análise é reduzido de 15%

Esta dispensa do cálculo da armadura de confinamento prende-se com o facto de, quando o esforço axial reduzido é relativamente baixo, o comportamento do elemento vertical aproxima-se ao comportamento em flexão simples. Em geral, as vigas são dimensionadas para terem um comportamento dúctil considerando a sua extensão comprimida com um máximo igual à extensão não confinada do betão dada pela EN 1992-1-1, correspondente a 0,0035, e que se atingir a rotura, a extensão da armadura é muito elevada. Já no caso dos pilares ou elementos de parede nas zonas críticas, aceita-se que o betão exterior à zona confinada possa entrar em rotura, mas que na zona de confinamento se possa ter a extensão máxima do betão bem maior, em função do nível de confinamento (FARDIS, 2009).

A Figura 2-16 representa uma relação simplificada da relação momento-curvatura de uma secção, que realça o comportamento entre o início de cedência e a extensão última, quer no caso de flexão simples como da flexão associada a um esforço axial de compressão.

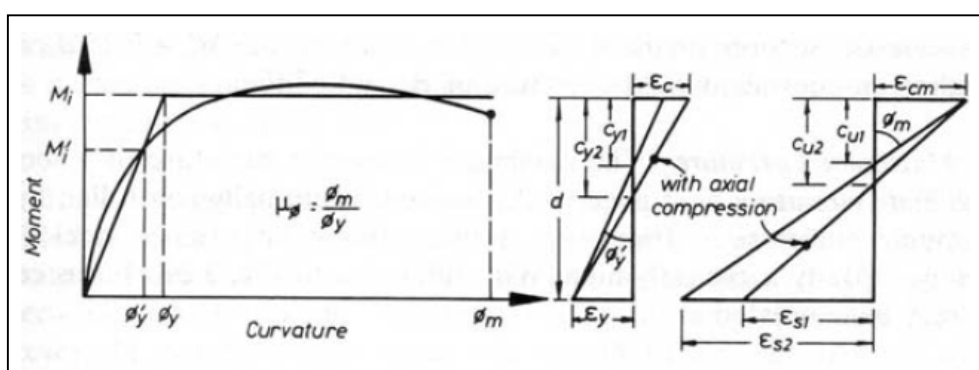


Figura 2-16 – À esquerda: relação momento-curvatura; No meio: curvatura quando atinge a tensão de cedência; à direita: última curvatura (FERREIRA & MARTINS, 2006)

No entanto e, apesar da EN 1998-1 dispensar o cálculo da armadura quando verificados os requisitos acima referidos, a EN 1992-1-1 estipula uma armadura mínima de confinamento a ser adoptada.

2.5.2.1 Confinamento da parede

De acordo com o EC 8, para se calcular a armadura de confinamento a adoptar nas paredes (vide Figura 2-17) nas zonas críticas, deve-se ter em atenção uma série de parâmetros, destacando-se os seguintes:

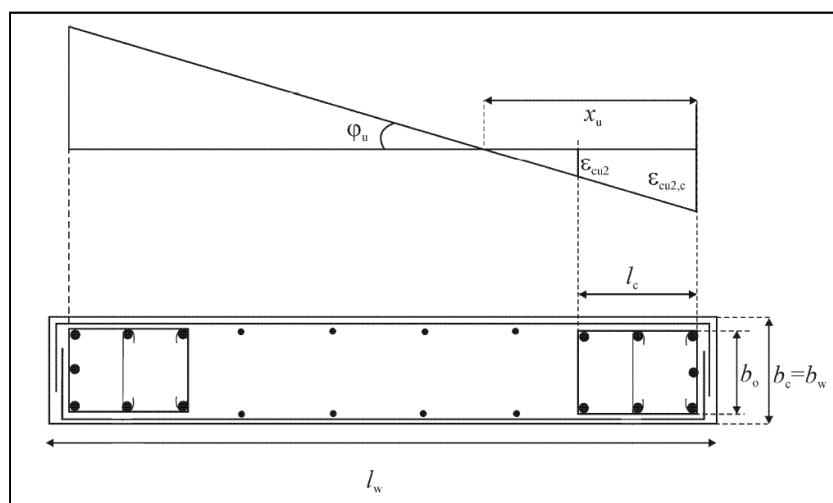


Figura 2-17 – Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (em cima: extensões na curvatura última; em baixo: secção transversal da parede) (EUROCÓDIGO 8, 2010)

Em primeiro lugar há que avaliar o comprimento da parede que deve ser confinado, l_c , sendo calculado pela expressão (2-15):

$$l_c = X_u \left(1 - \left[\frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right] \right) \quad (2-15)$$

O EC 8, no entanto, limita l_c a um valor mínimo de:

$$l_c \geq \begin{cases} 0,15 \times l_w \\ 1,5 \times b_w \end{cases} \quad (2-16)$$

Com,

$$X_u = (v_d + w_v) l_w \frac{b_c}{b_0} \quad (2-17)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha w_{wd} \quad (2-18)$$

A seguinte condição, para o cálculo da armadura de confinamento, tem de ser satisfeita:

$$\alpha w_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + w_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (2-19)$$

Com w_{wd} maior que 0,08 para DCM e maior que 0,12 para DCH, dado por:

$$w_{wd} = \frac{\text{vol.armadura}}{\text{vol.betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2-20)$$

Em que, μ_{φ} , factor de ductilidade em curvatura, é dado por:

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 2q_0 - 1; \text{ caso } T_1 > T_c \\ 1 + \frac{2(q_0-1)}{T_1} T_c; \text{ caso } T_1 < T_c \end{cases} \quad (2-21)$$

q_0 deve ser substituído por $q_0 \times \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$

$$w_v = \frac{\rho_v f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (2-22)$$

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_c} \quad (2-23)$$

$$M_{Rd} = z \left(A_s f_{syd} + \frac{N_{comp}}{2} \right) \quad (2-24)$$

$$\alpha = \alpha_s \alpha_n \quad (2-25)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \quad (2-26)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \quad (2-27)$$

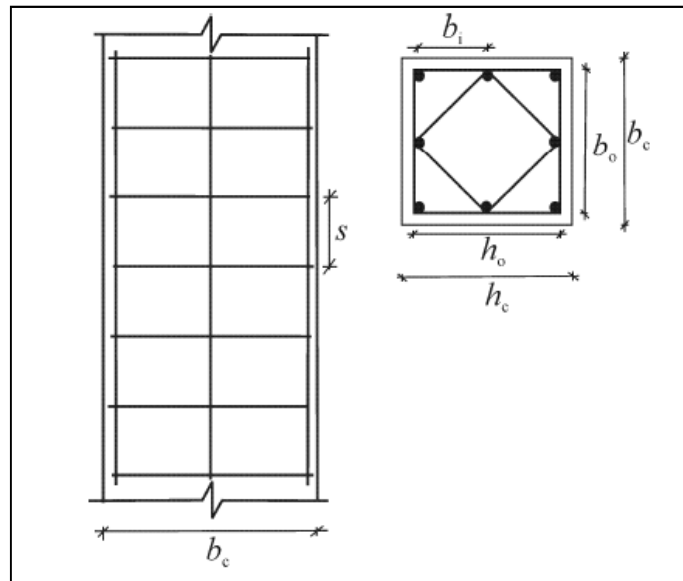


Figura 2-18 – Confinamento do núcleo de betão (EUROCÓDIGO 8, 2010)

w_{wd} – taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;
 χ_u – posição do eixo neutro correspondente à curvatura última
 μ_φ - factor de ductilidade em curvatura
 w_v - taxa mecânica da armadura vertical de alma
 ρ_v - taxa de armadura vertical de alma numa parede
 A_{sv} - área total da armadura vertical de alma de uma parede
 M_{ED} – valor de cálculo do momento flector obtido da análise, sendo o momento actuante;
 M_{RD} – valor de cálculo do momento resistente;
 μ_φ – factor de ductilidade em curvatura;
 v_d – esforço normal reduzido ($v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$);
 $\epsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;
 h_c – altura bruta da secção transversal;
 h_0 – altura do nucleo confinado (medido ao eixo das cintas);
 b_c – largura bruta da secção transversal;
 b_0 – largura do nucleo confinado (em relação ao eixo das cintas);
 α – coeficiente de eficácia do confinamento;
 n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;
 b_i – distância entre varões consecutivos abraçados (ver Figura 2-18; também b_0 , h_0 , s);

O factor de ductilidade em curvatura, μ_φ , correspondente à capacidade de rotação da secção é então relacionado, segundo o EC 8, em função do factor de ductilidade em deslocamento μ_δ (ver Figura 2-9). Por sua vez, este depende do coeficiente de comportamento adoptado para a estrutura. Esta relação é dada por uma aproximação prevista na EN 1998-1 de forma conservativa para os elementos de betão pela expressão:

$$\mu_\varphi = 2\mu_\delta - 1 \quad (2-28)$$

Substituindo a equação (2-28) nas equações (2-6) e (2-7) obtém-se de forma similar a equação (2-21). Quer isto dizer que, quando se está a adoptar um valor do coeficiente de

comportamento para a estrutura, está-se implicitamente a considerar um valor mínimo para o factor de ductilidade em curvatura a conferir nessa região do elemento.

O parâmetro α , corresponde ao coeficiente de eficácia do confinamento, sendo α_s o coeficiente que tem em conta o afastamento s dos estribos em altura (vide Figura 2-18) e α_n o coeficiente que tem em conta o espaçamento entre varões longitudinais cintados (vide Figura 2-18).

2.5.2.2 Confinamento do núcleo

Muitas vezes o sistema de parede é composto, não por simples paredes, mas sim por conjuntos de secções com a forma de T, L, duplo T, U, ou outras, formadas por um conjunto de secções rectangulares. Nestes casos, w_{wd} deve ser determinado separadamente para cada parte rectangular da secção que pode servir como banzo de compressão sobre qualquer direcção da acção sísmica. A equação (2-19) deve ser primeiramente aplicada tomando a largura b_c igual à largura do banzo comprimido na extremidade em que as fibras estão comprimidas. Isto aplica-se também à normalização de, N_{Ed} , e à área vertical de armadura entre os banzos de compressão e tracção.

Sendo l_w o comprimento da secção transversal e b_c a largura do banzo comprimido adoptado para confinamento (como se a secção fosse rectangular, com largura b_c e profundidade l_w , ver Figura 2-19). Considera-se a equação (2-17) da parede rectangular e para esta situação verifica-se a posição do eixo neutro de profundidade na curvatura última (χ_u).

O resultado da equação (2-17) é então comparado com a espessura do banzo. Se esta dimensão exceder o χ_u , é aplicada a fórmula de w_{wd} para a armadura de confinamento a adoptar nesta zona considerada. Se o valor de χ_u exceder consideravelmente a espessura do banzo comprimido, pode-se considerar as seguintes hipóteses: (FARDIS, 2009)

1. Aumentar a dimensão da zona comprimida considerada no banzo para o confinamento. Segue-se uma diminuição do valor de χ_u até que este seja inferior à espessura do banzo (opção usada no trabalho no sub-capítulo 3.11.2.5);
2. Providenciar confinamento para além da secção rectangular definida acima por b_c e a espessura do banzo, ou seja, confina-se também parte da alma em vez do banzo comprimido por si só. A Equação (2-17) deve ser aplicada então com a largura b_c igual à espessura da alma (tal como a normalização de N_{Ed} e A_{sv} em v_d e w_{wd}). O valor de w_{wd} da equação (2-19) deve ser implementado através de estribos na alma, sacrificando o banzo em termos do confinamento. No entanto, é mais prudente colocar no banzo a mesma armadura de confinamento que é colocada na alma.

2.5.2.3 Dedução da expressão χ_u

Para se compreender o significado da expressão (2-17), definida pela EN 1998-1 para o cálculo de χ_u , apresenta-se a análise para uma secção genérica (ver Figura 2-19) que mostra a justificação da expressão quer para uma parede rectangular, quer para um elemento estrutural de parede composto por paredes interligadas (e.g. núcleos de elevadores). Identificam-se os termos e respectivos significados, de forma a clarificar o que no regulamento não está explícito para as secções compostas por mais de uma parede.

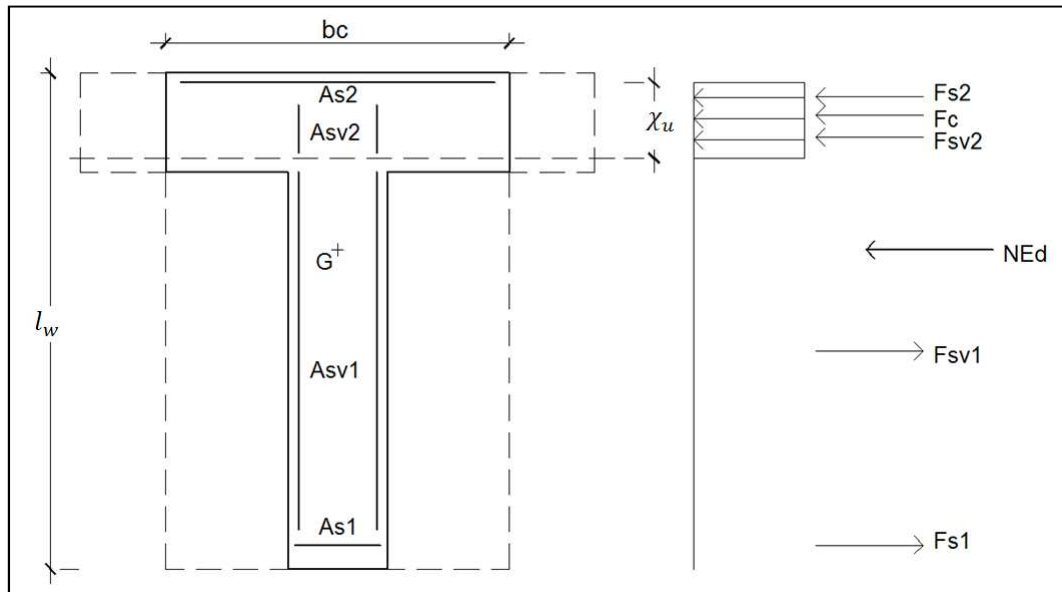


Figura 2-19 – Secção em T para cálculo de χ_u

Para um esforço axial de compressão sobre a secção, a equação de equilíbrio é dado por:

$$F_{s2} + F_c + F_{sv2} - F_{sv1} - F_{s1} = N_{Ed} \quad (2-29)$$

Considerando:

$$F_c = f_{cd} \cdot b_c \cdot \chi_u$$

$$w_v = \frac{A_{sv} f_{yd,v}}{l_w b_c f_{cd}} \Leftrightarrow A_{sv} = \frac{w_v f_{cd} l_w b_c}{f_{yd,v}}$$

$$F_{svi} = A_{svi} f_{yd,v}$$

Se

$$A_{s2} = A_{s1}$$

Então,

$$F_{s2} = F_{s1}$$

Resulta:

$$F_c + F_{sv2} - F_{sv1} = N_{Ed}$$

$$f_{cd}b_c\chi_u + A_{sv2}f_{yd,v} - A_{sv1}f_{yd,v} = N_{Ed}$$

$$f_{cd}b_c\chi_u + f_{yd,v}(A_{sv2} - A_{sv1}) = N_{Ed}$$

$$f_{cd}b_c\chi_u + f_{yd,v}\left(\frac{w_{v2}f_{cd}l_w b_c}{f_{yd,v}} - \frac{w_{v1}f_{cd}l_w b_c}{f_{yd,v}}\right) = N_{Ed}$$

$$f_{cd}b_c\chi_u + f_{cd}l_w b_c(w_{v2} - w_{v1}) = N_{Ed}$$

Dividindo todos os termos por $f_{cd}l_w b_c$, resulta:

$$\frac{\chi_u}{l_w} + (w_{v2} - w_{v1}) = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}l_w b_c}$$

$$\frac{\chi_u}{l_w} + (w_{v2} - w_{v1}) = v_d$$

Em que v_d , é o esforço normal reduzido em função da área fictícia dada por $l_w b_c$, e não a área verdadeira do elemento, excepto nos casos particulares em que a secção é rectangular.

$$\chi_u = (v_d - w_{v2} + w_{v1})l_w$$

Considerando $w_{v2} \cong 0$ e $w_{v1} \cong w_v$ por se considerar que a linha neutra se encontra no banzo e toda a armadura de alma está traccionada, tem-se:

$$\chi_u = (v_d + w_v)l_w$$

Que corresponde praticamente à expressão da EN 1998-1, apenas com a diferença que não se considera um coeficiente definido na norma e que multiplica a expressão anterior por um coeficiente ≥ 1 que tem em conta o facto da largura da zona confinada ser menor.

De referir que a dedução anterior só é válida quando χ_u é inferior à espessura do banzo comprimido.

2.6 Ligação Laje-pilar (Efeito de punçoamento)

É reconhecido que a ligação laje-pilar corresponde à zona crítica das lajes fungiformes. É nesta zona da laje imediatamente adjacente ao pilar que são transmitidos efeitos de corte e de flexão elevados entre a laje e o pilar, podendo-se dar uma rotura por punçoamento.

Em zonas sísmicas, esta ligação deve ser dotada da ductilidade necessária para que possa ter deformações inelásticas sem rotura, ou seja, que tenha a capacidade de submeter-se aos

deslocamentos entre pisos (ERBERIK & ELNASHAI, 2003) mantendo a capacidade determinante ao esforço axial.

A EN 1998-1 não aborda esta ligação laje-pilar, referindo-se apenas no Anexo Nacional que, embora não estando abrangidas na norma não correspondem a uma exclusão da utilização deste tipo de estruturas, sugerindo prudência na sua utilização e a sua não consideração como elementos participantes de resistência sísmica, considerando-os, portanto, como elementos sísmicos secundários.

Como alternativa, os edifícios com lajes fungiformes podem ser projectados considerando todos os elementos como elementos sísmicos primários, mas apenas para uma resposta quase elástica para a acção sísmica de projecto, ou seja, para uma classe de ductilidade L e um valor do coeficiente de comportamento q não superior a 1,5. Sendo esta alternativa recomendada na EN 1998-1 apenas para regiões de baixa sismicidade.

Apesar das exigências do Eurocódigo 8 para as lajes fungiformes serem restritivas, há referências a comportamentos positivos nos grandes sismos ocorridos ao longo dos últimos 20 anos na Grécia (PINTO, TAUCER, & DIMOVA, 2007), mesmo sem cuidados específicos de concepção e pormenorização para a resistência à acção sísmica. Neste contexto, este tipo de lajes não deve ser, à partida, descartado em zonas sísmicas, devendo ser feitos esforços de investigação para o alargamento do âmbito da norma EN 1998-1 para se poder considerar de uma forma fiável as lajes fungiformes em zonas sísmicas, eventualmente mesmo como elementos sísmicos primários, em benefício da economia e da segurança sísmica. (PINTO, TAUCER, & DIMOVA, 2007)

A EN 1998-1 não prevê qualquer tipo de pormenorização específica para a ligação entre a laje e o pilar, no entanto e através dos vários acontecimentos históricos de ocorrência de sismos em estruturas e também de ensaios de rotura de lajes fungiformes, sabe-se que se trata de uma zona com características frágeis em que a superfície de rotura com a horizontal varia em média entre os 25° e os 35° . Este ângulo de rotura corresponde a uma distância da face do pilar em média de $1,4*d$ a $2,1*d$. (RAMOS & LÚCIO, 2006)

Mesmo sem necessidade de armadura de resistência para o punçoamento, recomenda-se o uso de estribos ao longo do perímetro indicado na Figura 2-20 com o objectivo de aumentar a ductilidade desta região.

Como definido pelo orientador, a adopção de estribos não muito espaçados e bem amarrados, que garantam o confinamento do betão comprimido é a forma de melhorar a ductilidade disponível e, por conseguinte, também aumentar a capacidade de deformação plástica destas zonas da estrutura.

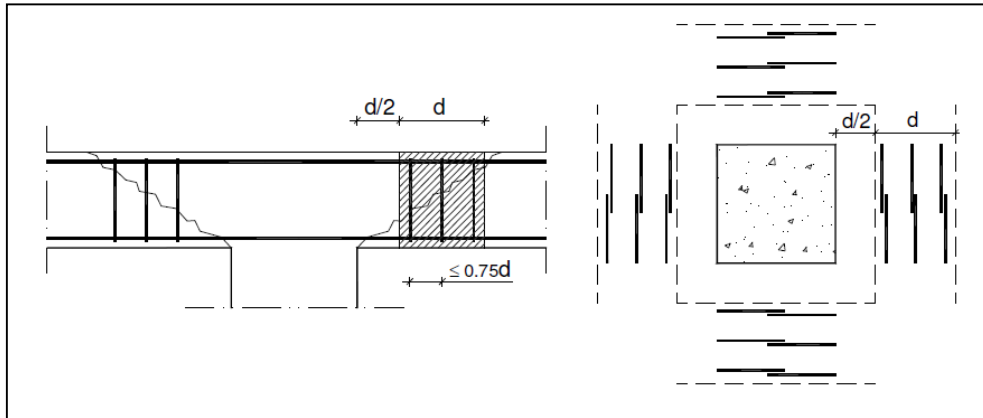


Figura 2-20 – Exemplo de como deve ser distribuída a armadura de punçoamento (APPLETON & MARCHÃO, 2007/2008)

contenção, com dimensões de 53x29 m², sendo reduzida nos pisos superiores para 43x17 m² (ver planta da Figura 3-2). O edifício não apresenta descontinuidades relevantes em altura, excepto ao nível do rés-do-chão a partir do qual passa a ter uma área de implantação muito inferior à dos pisos enterrados, mas que não afecta a classificação do mesmo em termos do coeficiente de comportamento para a análise sísmica. Isto deve-se ao facto de os pisos enterrados encontrarem-se praticamente encastrados no solo, não tendo grande influência na resposta à acção sísmica.

A solução estrutural teve como condicionamentos o facto de ser pretendido para o interior do edifício um espaço aberto tipo “open space”. Para tal minimizou-se a presença dos elementos estruturais verticais através de uma malha rectangular de 7,50x8,50 m² com poucos pilares. Nos extremos do edifício foram usados elementos de parede de grandes dimensões, os quais garantem quase na sua totalidade a resistência da estrutura à acção sísmica. A solução estrutural considerada adequada a esta exigência foi a de recorrer a uma solução de laje fungiforme com uma espessura de 20 cm sendo aumentada na zona das bandas para uma espessura de 35 cm. Permitindo assim uma maior readaptação do espaço interior sem ter os cuidados da localização de paredes divisórias quando se adopta um sistema vigado. Os pilares centrais apresentam dimensões consideráveis quase podendo ser caracterizados por elementos de parede e por fim, a solução para os pilares laterais passou por serem de reduzida secção transversal por exigências da arquitectura. No desenho 1 do anexo 6.4 verificam-se com maior detalhe estes aspectos estruturais.

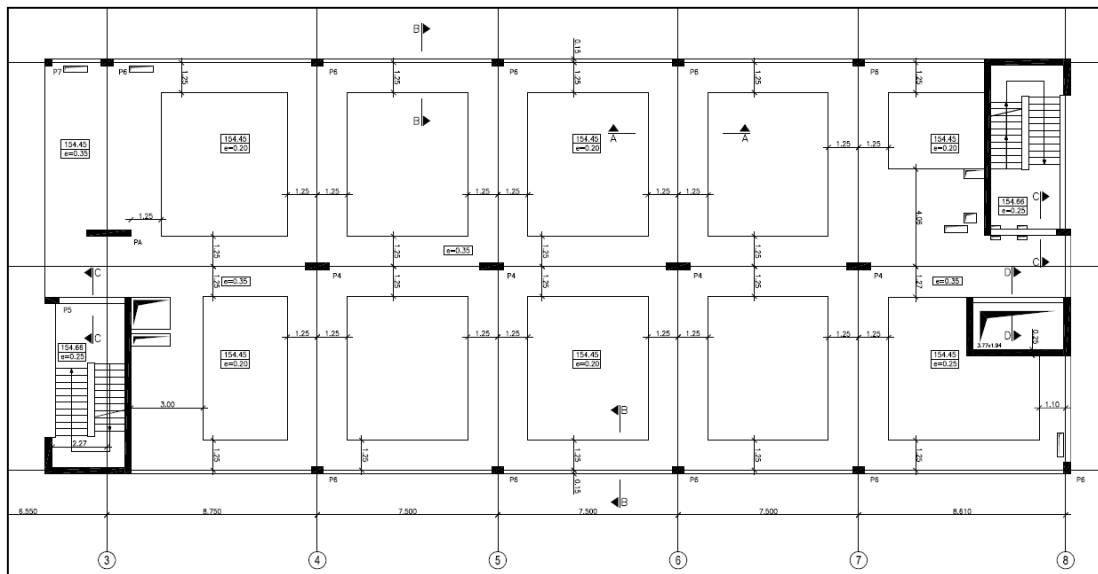


Figura 3-2 – Planta tipo dos pisos superiores do edifício em estudo

3.2 Materiais

Os materiais adoptados no edifício tiveram em consideração as prescrições segundo a EN 1998-1 para as características mínimas dos materiais a usar nos elementos estruturais consoante a classe de ductilidade para o qual se procedeu ao dimensionamento.

Os materiais usados são os indicados na Tabela 3-1:

Material	Características	
Betão C 30/37	f_{cd} [Mpa]	20,0
	f_{ck} [Mpa]	30,0
	f_{ctm} [Mpa]	2,9
	$E_{c,28}$ [Gpa]	33,0
	ν	0,2
Aço A500 NR	f_{syk} [Mpa]	500,0
	f_{syd} [Mpa]	435,0
	E_s [Gpa]	200,0
	$\epsilon_{sy,d}$	$217,5 \times 10^{-5}$

Tabela 3-1 – Principais características dos materiais utilizados

3.3 Acções permanentes

3.3.1 Peso próprio

No que diz respeito ao peso próprio, considera-se que para os elementos estruturais de betão armado este assume o valor de 25 KN/m^3 . (EUROCÓDIGO 1, 2009)

3.3.2 Restantes cargas permanentes

Os valores para as restantes cargas permanentes são as indicadas na Tabela 3-2 para os vários tipos de piso:

Piso	$q_{r,p}$ [KN/m ²]
Pisos de estacionamento	0,5
Pisos de escritório	2,5
Terraço	2,0

Tabela 3-2 – Valores das restantes cargas permanentes adoptados

3.3.3 Sobrecargas

Os valores de sobrecargas correspondem aos valores intermédios preconizados pela EN 1991-1-1 e também indicados na Tabela 3-3.

Piso	q_k [KN/m ²]
Pisos de estacionamento	5,0
Pisos de escritório	3,0
Terraço	1,0

Tabela 3-3 – Valores para as sobrecargas adoptados

3.3.4 Acção Sísmica

A acção sísmica é traduzida na forma de espectros de resposta indicados na Figura 3-3. Verifica-se na mesma figura a diferença entre os espectros de resposta elásticos considerados pelo RSA e pelo EC 8 para a zona de Lisboa, tipo de solo B de acordo com a euro norma e seu equivalente no RSA, verificando-se que no caso do sismo próximo o RSA é mais gravoso na acção sísmica que o EC 8, passando-se exactamente o inverso no caso do espectro de resposta para o sismo afastado.

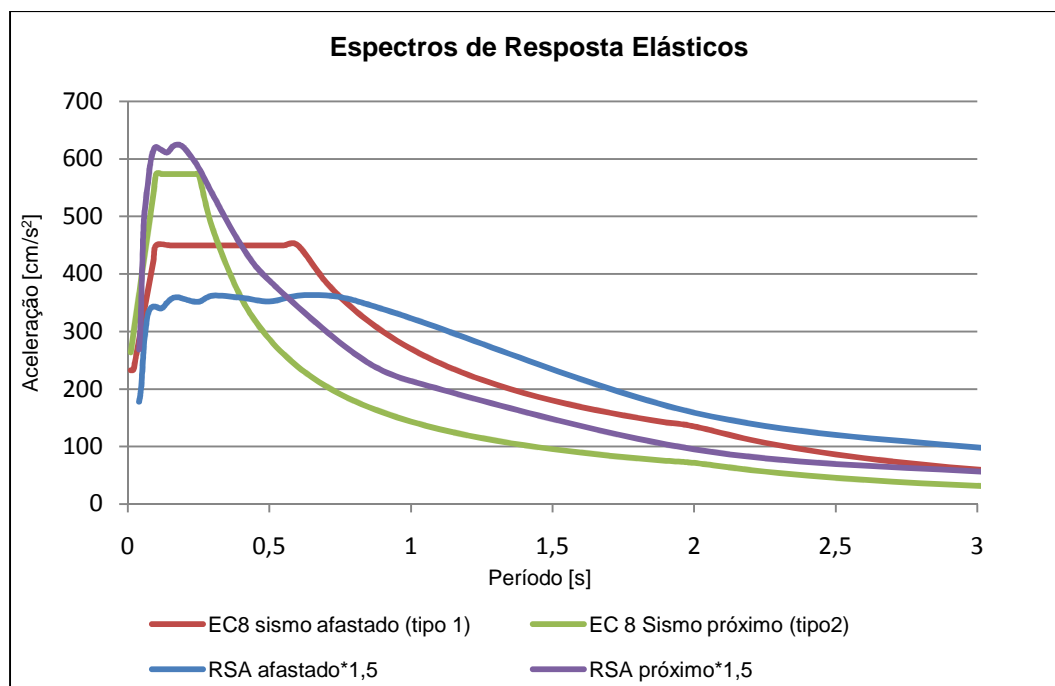


Figura 3-3 – Comparação entre os espectros de resposta segundo o RSA e o EC 8

De referir que os parâmetros que influenciam os espectros de resposta e que estão neste momento no Anexo Nacional foram sofrendo ligeiras correcções pelo que os mesmos parâmetros utilizados no presente trabalho diferem ligeiramente dos que foram publicados no Anexo Nacional. Principalmente o parâmetro S que foi alterado de 1,2 para 1,35 para o sismo tipo 1, zona B.

3.4 Condições Geotécnicas/Fundações

A implantação do edifício situa-se num terreno tipo B de acordo com capítulo 2.1.2, com características de resistência adequadas para que as fundações possam ser directas, através de sapatas.

3.5 Modelação do edifício

O edifício foi modelado de acordo com a teoria dos elementos finitos, através de um software de cálculo automático – SAP2000, recorrendo então a dois tipos de elementos finitos para o mesmo. Os elementos finitos considerados são os elementos de barra que simulam os pilares e os núcleos dos edifícios e os elementos de shell que são elementos planos de simulação das lajes. Existem outros tipos de elementos finitos que poderiam ter sido usados (e.g. elementos finitos de volume) mas que não se considera apropriado para a modelação em causa.

A Figura 3-4 e a Figura 3-5 mostram uma perspectiva geral do modelo estrutural para análise do comportamento do edifício.

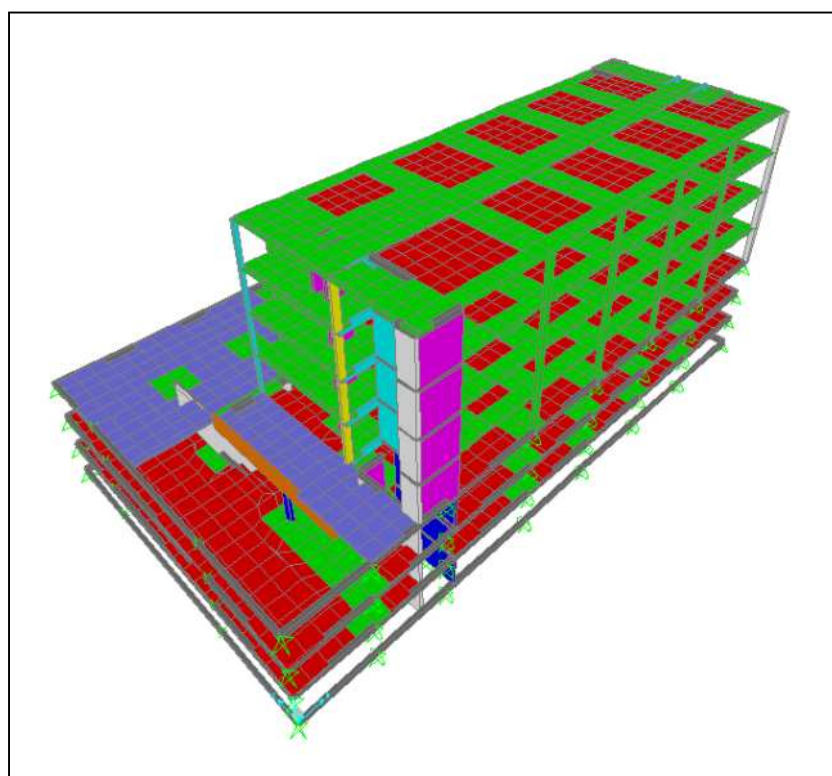


Figura 3-4 – Vista geral do modelo do edifício (SAP2000)

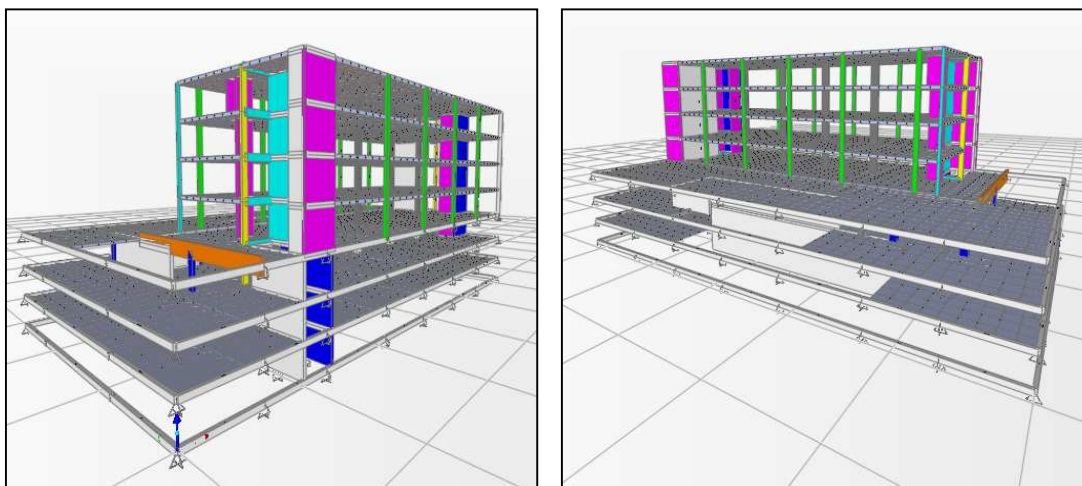


Figura 3-5 – Vista do modelo do edifício segundo outros ângulos de vista (SAP2000)

3.6 Modelação dos núcleos

A modelação dos núcleos, utilizando apenas elementos finitos de barra, realizou-se de duas formas distintas. A primeira consistiu em definir um elemento de barra localizado no centro geométrico do núcleo e com as características e propriedades da secção real do elemento estrutural (de agora em diante designado por modelo A). A segunda forma passou por subdividir o núcleo em paredes distintas e no centro geométrico de cada coloca-se um elemento de barra com as propriedades dessa parede (modelo B). No entanto, para uniformizar os deslocamentos entre estes elementos que modelam as paredes, foram colocados elementos, designados por “vigas rígidas”, com uma rigidez elevada de modo a compatibilizar os deslocamentos entre as paredes que constituem o núcleo.

Pretende-se com esta duplicação de modelos do núcleo, em primeiro lugar, avaliar e confirmar que as diferenças de modelação não afectam significativamente os resultados finais obtidos e em segundo lugar clarificar o modo como se analisam os esforços obtidos dos núcleos com estas opções de modelação, sendo certo que se poderia ter acrescentado uma terceira alternativa de modelação (através de elementos finitos de placa ou mesmo volume). Não se seguiu por esta via pois o presente trabalho não se cinge à comparação entre formas de modelação dos núcleos.

O modelo A no seu conjunto em pouco difere do modelo B, com excepção da modelação dos núcleos. A Figura 3-6 mostra a planta do piso tipo do modelo onde a laje está modelada por elementos de shell a verde onde a espessura é superior (correspondente às bandas) e a vermelho às zonas onde a espessura da laje é inferior. Os núcleos estão nesta figura modelados por elementos de barra que correspondem ao ponto onde os elementos de barra a branco, vigas de compatibilização dos deslocamentos (vigas rígidas), se juntam, sendo esse o ponto correspondente ao centro de gravidade da secção dos núcleos. Estas vigas de

compatibilização foram modeladas considerando rótulas nas suas extremidades de forma a não se transmitirem esforços de flexão à laje.

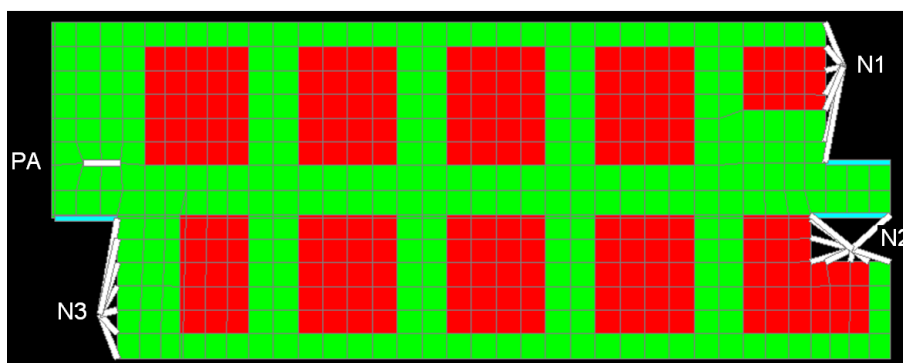


Figura 3-6 – Vista em planta do piso tipo do modelo A (SAP2000)

Os parâmetros necessários para a definição das propriedades geométricas do núcleo, segundo o modelo A, são: a área da secção, os momentos de inércia e a área de corte para cada direcção que se pode considerar aproximadamente a 5/6 da área da secção relevante para cada eixo.

O modelo B, idêntico na modelação ao modelo A, excepto nos núcleos que são modelados por elementos de barra com as dimensões das paredes do núcleo. Estes são ligados entre si por elementos de barra com um módulo de rigidez muito elevado e sem massa, designados por “vigas rígidas” e têm como função compatibilizar os deslocamentos relativos do núcleo. Na Figura 3-7 que corresponde à vista em planta de um piso tipo do modelo verifica-se que os núcleos estão ligados pelas vigas “rígidas” (modeladas como no modelo A com rótulas nas extremidades afim de não se transmitirem momentos entre si). Na Figura 3-8 ilustra-se a utilização dos elementos de barra a modelarem cada parede com cor diferente, sendo ligados ao nível de cada piso pelas vigas “rígidas”. Segundo esta modelação não é necessário definir as propriedades geométricas do núcleo pois o modelo tem em consideração automaticamente a inércia das secções rectangulares.

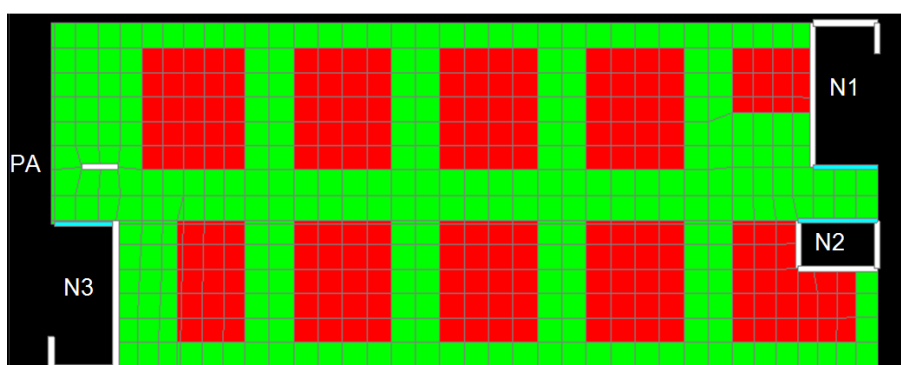


Figura 3-7 Vista em planta do piso tipo do modelo B (SAP2000)

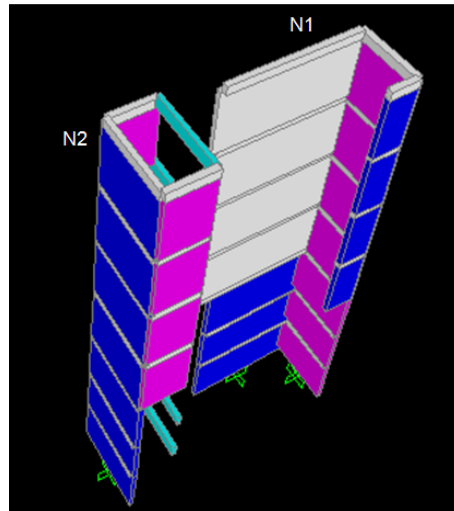


Figura 3-8 Vista 3D dos elementos de barra das paredes que compõem os núcleos N1 e N2 (SAP2000)

3.7 Presença de caves

A existência de caves num edifício é vista de um ponto de vista sísmico como um factor positivo de melhoria do comportamento do mesmo. As caves permitem que o edifício se encastre com certa firmeza no solo e que a resposta à acção sísmica seja mais previsível. Considera-se que os elementos estruturais estão encastrados no topo das caves, sem a necessidade de se quantificar a rigidez de rotação do solo.

Numa análise sísmica poderia não se modelar os pisos enterrados, bastando para tal considerar na cota de soleira uma restrição de encastramento nos elementos verticais. Ao não se modelar as caves deixa de se colocar a questão de como introduzir no modelo de cálculo, de forma simples, a interacção do terreno com as paredes de contenção das caves.

Esta situação é um exemplo, como referido no capítulo 2.4 da necessidade de tomar opções de modelação. Os resultados obtidos pelo modelo não são os da estrutura mas devido às hipóteses de modelação e às condições de fronteira que também são uma aproximação introduzida. Um exemplo desta situação corresponde ao esforço transversal devido à acção sísmica que apresenta o seu valor máximo não no primeiro piso mas sim no primeiro piso enterrado (vide gráfico da Figura 3-9). Este efeito advém do efeito de grande variação do momento, transmitido ao rés-do-chão pela parede, na altura correcta da cave. Esta chamada de atenção destina-se essencialmente a analisar com cuidado os esforços provenientes da modelação para compreender os efeitos que o modelo está a simular. Neste caso concreto o encastramento é talvez exagerado levando eventualmente a um sobredimensionamento de armadura transversal nos núcleos, o que não representa um problema.

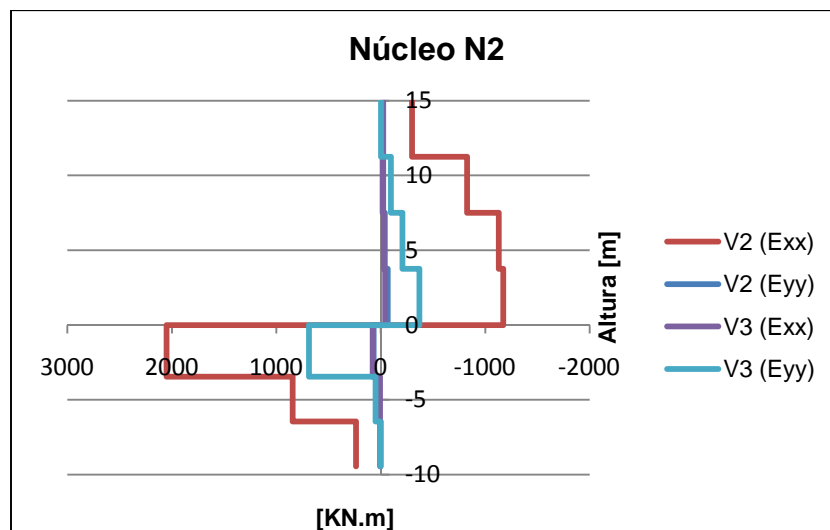


Figura 3-9 – Diagrama de esforço transverso do núcleo N2 (modelo A) para a acção sísmica

3.8 Verificações do modelo

Sabendo que num programa de cálculo automático de elementos finitos é relativamente fácil cometer erros na colocação das cargas gravíticas, rigidez dos elementos, etc., é importante conceber métodos de verificação de resposta tendo-se para tal procedido a cálculos expeditos para aferir da fiabilidade do modelo, descritos seguidamente.

3.8.1 Quantificação das acções na Estrutura

Uma primeira forma de averiguar o modelo é averiguar se as acções consideradas na totalidade da estrutura são semelhantes entre na estimativa simples e pelo modelo de cálculo. Verifica-se que assim acontece como mostra a Tabela 3-4 e a Tabela 3-5.

Piso	Utiliz.	a [m]	b [m]	Área [m ²]	q_{rcp} [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	P_{sd} [kN]	SC [kN]	RCP [kN]
-3	estacionamento	0	0	0	0,5	5,0	0	0	0
-2	estacionamento	52,9	28,95	1531,5	0,5	5,0	10720	7657	766
-1	estacionamento	52,9	28,95	1531,5	0,5	5,0	10720	7657	766
0		52,9	28,95	1531,5	2,5	5,0	10720	7657	3829
1	escritório	42,6	17	724,2	2,5	3,0	5069	2173	1811
2	escritório	42,6	17	724,2	2,5	3,0	5069	2173	1811
3	escritório	42,6	17	724,2	2,5	3,0	5069	2173	1811
4	terraço	42,6	17	724,2	2,0	1,0	5069	724	1448
Total							52438,2	30213,8	12240,0

Tabela 3-4 – Cargas da estrutura obtidas manualmente

Somatório das acções pelo modelo	
P _{sd} [KN]	52214,5
SC [KN]	26731,2
RCP [KN]	11169,3

Tabela 3-5 – Cargas da estrutura obtidas pelo modelo

3.8.2 Frequências e Modos de vibração

Procedeu-se a uma análise modal da estrutura, considerando metade da rigidez elástica, tendo-se obtido as características dinâmicas dos três principais modos de vibração para a caracterização do comportamento da estrutura às acções horizontais.

Apresentam-se na Tabela 3-6 e Tabela 3-7, as características dinâmicas da estrutura do edifício modelado segundo o modelo A e modelo B respectivamente, chegando-se mais uma vez à conclusão que os valores obtidos são aproximados.

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Modos Individuais [%]		Valores Acumulados [%]	
			UX	UY	UX	UY
1	0,58	1,73	36,20%	0,03%	36,20%	0,03%
2	0,47	2,12	0,02%	36,31%	36,22%	36,34%
3	0,41	2,43	0,00%	0,03%	36,23%	36,36%

Tabela 3-6 – Características dinâmicas segundo o Modelo A

Modo	Período [s]	Freq. [Hz]	Modos Individuais [%]		Valores Acumulados [%]	
			UX	UY	UX	UY
1	0,54	1,84	34,10%	2,25%	34,10%	2,25%
2	0,42	2,37	1,81%	34,99%	35,91%	37,24%
3	0,33	3,05	0,48%	1,59%	36,39%	38,83%

Tabela 3-7 – Características dinâmicas segundo o Modelo B

Procedeu-se a um cálculo aproximado da frequência fundamental da estrutura pelo método de Rayleigh e que também é referido no EC 8. Este corresponde a aplicar uma força equivalente à massa de cada piso na direcção que se pretende calcular a frequência e com base na deformada obtida é possível avaliar esse valor. De referir que, em geral, o cálculo da frequência por métodos mais simplistas resulta num valor ligeiramente superior, o que se verifica no presente caso mas que a sua aproximação aos valores obtidos acima é bastante boa.

Verificação frequência fundamental: método de rayleigh				
	F_{xx}	U_{xx}	$f_i d_i$	$f_i d_i^2$
piso 4	7390,6	0,0474	350,233	16,597
piso 3	7965,6	0,0363	289,518	10,523
piso 2	7965,6	0,0238	189,390	4,503
piso 1	7965,6	0,0111	88,092	0,974
Σ	31287,4		917,233	32,597
50% da rigidez elástica	p (rad/seg)	11,742		
	f (Hz)	1,869		

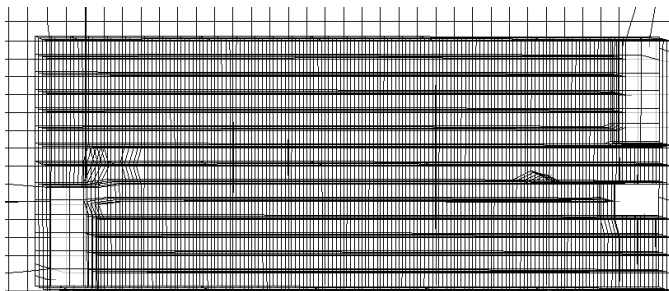
Tabela 3-8 – Frequência fundamental da estrutura calculada pelo método de Rayleigh

Relativamente aos factores de participação de massa, contabilizaram-se os modos de ordem superior, até se obterem factores de participação de massa em cada direcção suficientes para a correcta caracterização do comportamento da estrutura. Saliente-se que, o facto destes factores de participação de massa serem bastante inferiores a 100% se deve ao facto de uma parte considerável da estrutura estar enterrada, não participam nesse caso na vibração da estrutura.

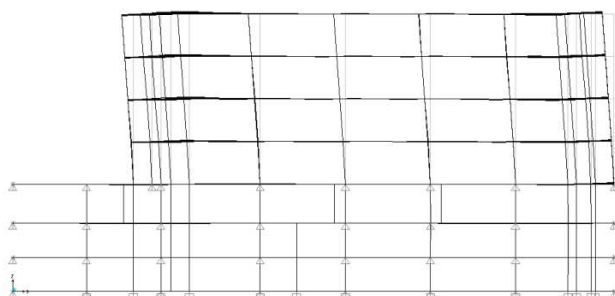
Apresentam-se a seguir as imagens correspondentes aos três primeiros modos de vibração da estrutura.

1º MODO

VISTA XY



VISTA XZ



VISTA YZ

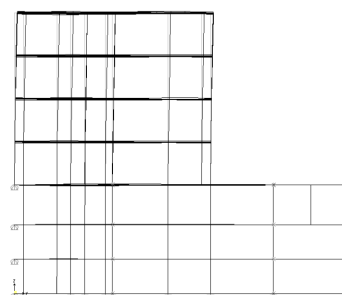
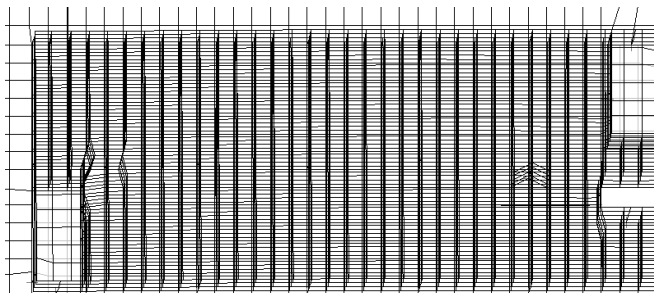


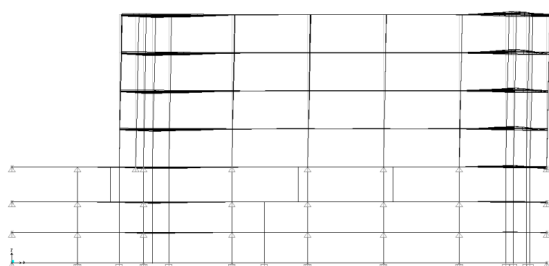
Figura 3-10 – Primeiro modo de vibração, modelo B (SAP2000)

2º MODO

VISTA XY



VISTA XZ



VISTA YZ

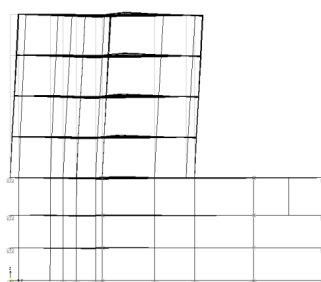
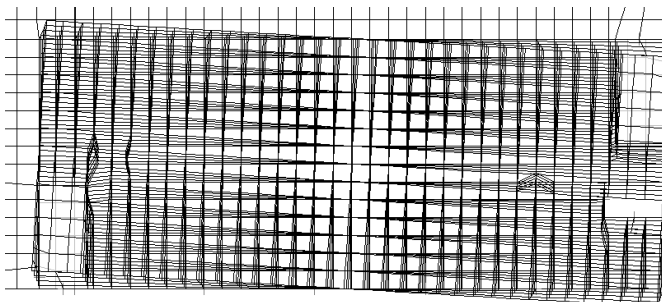


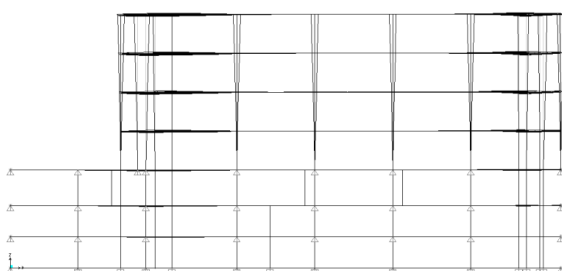
Figura 3-11 – Segundo modo de vibração, modelo B (SAP2000)

3º MODO

VISTA XY



VISTA XZ



VISTA YZ

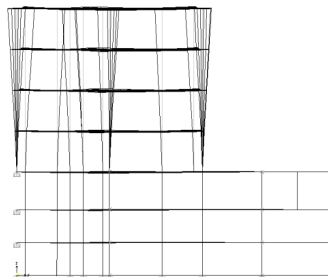


Figura 3-12 – Terceiro modo de vibração, modelo B (SAP2000)

3.8.3 Forças de Corte Basal

Ainda na aferição do modelo de cálculo, passa-se para a verificação das forças de corte basal que correspondem às resultantes forças laterais que vão actuar na base da estrutura em resposta aos deslocamentos que a acção sísmica impõe. Estas forças dependem, para além do sismo e das componentes que o caracterizam nos espectros de resposta referidos nos sub-capítulos anteriores, das massas acima do solo, ou seja, das forças gravíticas que vibram e também da frequência fundamental do edifício.

Estes valores são relativamente fáceis de avaliar de uma forma simples, procedendo-se a uma comparação com os valores obtidos no modelo. Estes valores estão indicados na Tabela 3-9 (modelo A) e na Tabela 3-10 (modelo B), em que se procedeu também a uma análise com o espectro de resposta mais condicionante do RSA e comparou-se com os espectros de resposta do EC 8. De salientar que o espectro de resposta do RSA foi majorado em 1,5 porque na combinação para acção sísmica estabelecida pela EN 1990, esta acção já não é majorada e como tal, os espectros de resposta do EC 8 já têm isso em consideração, o que não acontece no RSA.

Modelo A	F _{xx} [KN]	F _{yy} [KN]	F _{xx} /Peso	F _{yy} /Peso	q	Beta	RCP+P _p +0,3*SC [KN]
RSAx1,5 direcção xx	8936,9	286,5	29%		2,5	11%	31287,4
RSAx1,5 direcção yy	286,5	8853,6		28%	2,5	11%	
Sismo EC 8 afastado direcção xx	11164,4	360,2	36%		3,0	12%	
Sismo EC 8 afastado direcção yy	360,2	11240,7		36%		12%	
Sismo EC 8 próximo direcção xx	6197,8	222,9	20%			7%	
Sismo EC 8 próximo direcção yy	222,9	7662,0		24%		8%	
método simplificado direcção xx	12211,7		39%			13%	

Tabela 3-9 – Forças de corte basal e coeficientes de referência, segundo o modelo A

Modelo B	F _{xx} [KN]	F _{yy} [KN]	F _{xx} /Peso	F _{yy} /Peso	q	Beta	RCP+P _p +0,3*SC [KN]
RSA*1,5 afastado direcção xx	8495,2	2751,7	27%		2,5	11%	31287,4
RSA*1,5 afastado direcção yy	2751,7	8837,3		28%	2,5	11%	
Sismo EC 8 afastado direcção xx	10712,7	3465,8	34%		3,0	11%	
Sismo EC 8 afastado direcção yy	3465,7	11116,9		36%		12%	
Sismo EC 8 próximo direcção xx	6363,0	2357,0	20%			7%	
Sismo EC 8 próximo direcção yy	2357,0	8473,3		27%		9%	
método simplificado direcção xx	12211,7		39%			13%	

Tabela 3-10 – Forças de corte basal e coeficientes de referência, segundo o modelo B

Como parte do edifício se encontra enterrado e sem influência na acção sísmica, apenas se considera para as forças de corte basal as forças gravíticas acima do piso da cota de soleira e apenas estas entram para o cálculo.

Estas forças gravíticas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e apenas uma percentagem das sobrecargas, pois considera-se que estará a

actuar na estrutura na ocorrência de um sismo só uma pequena parcela das sobrecargas. Este valor é estipulado pelo EC 8 e já foi alvo de abordagem no capítulo 2.3.6 do presente trabalho.

Os valores da Tabela 3-9 e Tabela 3-10 são facilmente compreensíveis, sendo que F_{xx} corresponde à força segundo o eixo xx e F_{yy} o correspondente para a direcção yy . A percentagem de força segundo um eixo e o peso do edifício corresponde à divisão entre esses dois valores. O coeficiente de comportamento adoptado já foi referido no capítulo 2.3.4 e os valores adoptados são retirados dos regulamentos em questão, RSA e EC 8. Finalmente, o valor Beta corresponde à percentagem do peso do edifício acima da cota de soleira que actua para a acção sísmica na horizontal ao nível do referido nível de soleira.

Verifica-se que a acção sísmica condicionante do EC 8 corresponde à acção sísmica tipo 1 (sismo afastado) para as duas direcções e que apesar da diferença dos espectros de resposta correspondente à mesma acção sísmica entre o RSA e o EC 8, não são muito relevantes pois o coeficiente de comportamento adoptado no EC 8 é superior.

O método simplificado adoptado corresponde ao método das forças laterais preconizado pelo EC 8 no artigo 4.3.3.2 do mesmo.

No âmbito deste trabalho apenas se quis mostrar da possibilidade de calcular a força de corte basal de um modo expedito e seguro. Para tal usou-se a seguinte expressão do EC 8:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3-1)$$

Com:

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo (ver 3.2.2.5 da EN 1998-1) para o período T_1 ;

T_1 – período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direcção considerada;

m – massa total do edifício, acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida, calculada de acordo com 3.2.4(2) da EN 1998-1;

λ – factor de correcção, cujo valor é igual a: $\lambda=0,85$ se $T_1 \leq 2T_C$ e se o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda=1$ nos outros casos

Nota: o factor λ traduz o facto de nos edifícios com pelo menos três pisos e com graus de liberdade de translação em cada direcção horizontal, a massa modal efectiva do primeiro modo (fundamental) ser menor em média 15% do que a massa total do edifício.

O que resulta no presente caso:

$$F_b = 4,5 \times \frac{31287,4}{9,8} \times 0,85 = 12211,7 \text{ KN}$$

Procedeu-se ao mesmo cálculo para o modelo B e verificou-se, como seria de esperar, que os valores obtidos não diferem significativamente dos cálculos para o modelo A.

3.8.4 Distribuição das forças de corte basal pelos elementos estruturais

Com os dados da Tabela 3-11 e da Tabela 3-12 pretende-se verificar a distribuição das forças de corte basal pelos elementos estruturais de parede da estrutura. Serve esta verificação para classificar o tipo de estrutura (vide Tabela 2-7) num sistema de paredes, que o EC 8 define como um sistema estrutural no qual a resistência é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, cuja resistência à força de corte basal é superior a 65% da resistência total. Com esta classificação adopta-se o coeficiente de comportamento correspondente (vide capítulo 2.3.4).

Os dois modelos reflectem valores aproximados para os esforços de corte dos elementos parede em que claramente o esforço total é praticamente resistido pelos núcleo e pela parede PA, na ordem dos 86% na direcção xx e de 97% na direcção yy, o que significa que os restantes elementos verticais se podem considerar como elementos estruturais pouco relevantes na resistência à acção sísmica, ver capítulo 2.3.2 do presente trabalho.

De salientar que os esforços das tabelas referidas já têm em consideração o coeficiente de comportamento adoptado nesta estrutura ($q=3,0$).

Modelo A	F_{xx} [KN]	F_{yy} [KN]	perc(%) xx	perc(%) yy
Total	3721,5	3746,9	100%	100%
Núcleos	3054,7	3597,9	82%	96%
PA	159,4	28,5	4%	1%

Tabela 3-11 – Esforços de corte basal analisados no modelo A

Modelo B	F_{xx} [KN]	F_{yy} [KN]	perc(%) xx	perc(%) yy
Total	3570,9	3705,6	100%	100%
Núcleos	2959,2	3573,3	83%	96%
PA	165,0	30,1	5%	1%

Tabela 3-12 – Esforços de corte basal analisados no modelo B

Na Tabela 3-13 analisam-se os esforços transversos na base dos núcleos e como estes se distribuem segundo os dois eixos, sendo o esforço transversal segundo xx absorvido pelas paredes definidas a tracejado azul na Figura 3-14 e o esforço transversal segundo o eixo yy pelas paredes a vermelha da mesma figura.

Verificou-se que a diferença na modelação dos núcleos não influenciou significativamente a distribuição dos mesmos.

Na última linha da Tabela 3-13 quantificou-se a percentagem que cada núcleo deveria absorver segundo cada direcção em função da sua rigidez de flexão. Efectuou-se o cálculo da inércia da secção dos núcleos segundo cada eixo e, em função desse valor, distribuiu-se a percentagem que deveria resistir cada elemento caso as forças de corte basal provocassem apenas translação, notando que os efeitos de torção global agravam os esforços segundo yy do núcleo N3 em relação ao núcleo N1 apesar de terem a mesma secção.

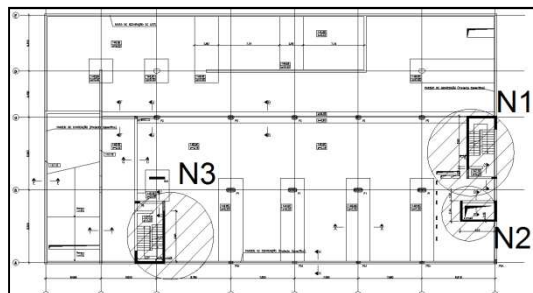


Figura 3-13 – Localização em planta dos núcleos

Esforço transverso núcleos	N1		N2		N3		Total (xx)	Total (yy)
	xx	yy	xx	yy	xx	yy		
Modelo A [KN]	942,4	1300,1	1173,1	371,3	939,2	1926,5	3054,7	3597,9
% do total	31%	36%	38%	10%	31%	54%	100%	100%
Modelo B [KN]	852,1	1223,8	1257,6	389,0	849,5	1960,5	2959,2	3573,3
% do total	29%	34%	42%	11%	29%	55%	100%	100%
% em função da rigidez	27%	48%	47%	4%	27%	48%	100%	100%

Tabela 3-13 – Comparação dos esforços transversos e respectiva percentagem

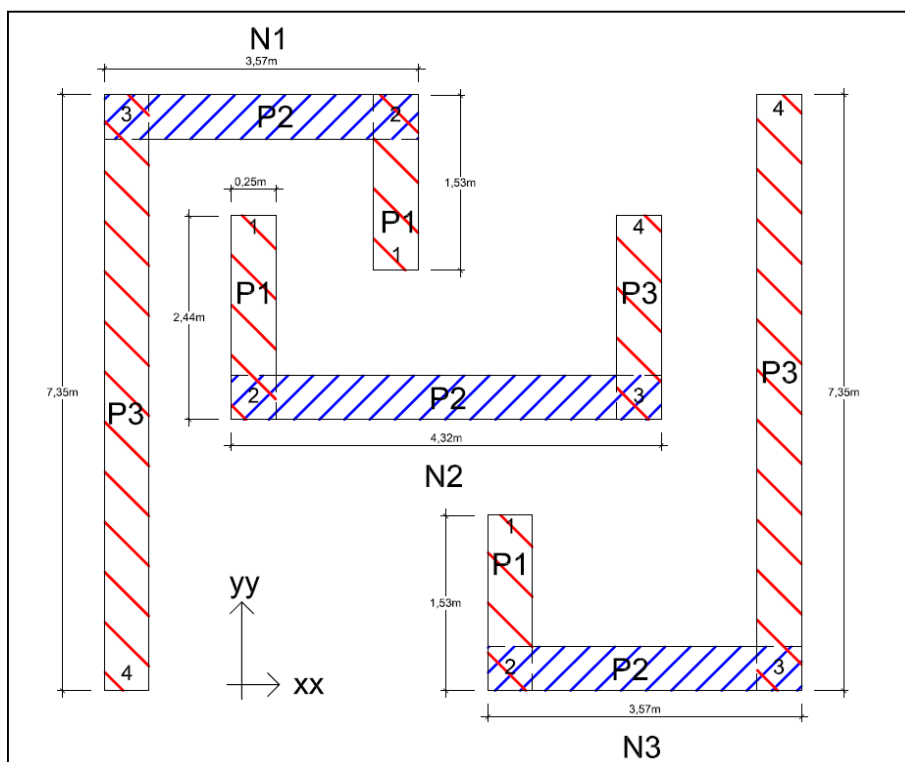


Figura 3-14 – Representação esquemática dos núcleos N1, N2 e N3

3.9 Combinação Sísmica

Na análise sísmica consideraram-se os dois tipos de espectro definidos pelo Anexo Nacional para o EC 8, referidos no sub-capítulo 2.1.3, e através das forças de corte basal calculadas no sub-capítulo 3.8.3, chegou-se à conclusão que o sismo condicionante é o afastado para as duas direcções horizontais. A EN 1998-1 admite a não necessidade de se considerar a acção do sismo na vertical para estruturas em que a sensibilidade segundo esta mesma direcção é desprezável (norma 4.3.3.5.2 da EN 1998-1).

O EC 8 preconiza que a combinação das componentes horizontais da acção sísmica pode ser considerada calculando a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (3-2)$$

Como alternativa e opção adoptada no presente trabalho, a EN 1998-1 prevê que os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da acção sísmica possam ser calculados considerando a acção sísmica a actuar a cem por cento numa direcção e trinta por cento na outra e vice-versa, dimensionando-se para a combinação mais desfavorável:

$$\mathbf{Comb1: } E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + P_p + P_{rcp} + \Psi_2 \cdot SC \quad (3-3)$$

$$\mathbf{Comb2: } 0,3E_{Edx} + E_{Edy} + P_p + P_{rcp} + \Psi_2 \cdot SC \quad (3-4)$$

Em que:

“+” – significa “a combinar”;

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura;

E_{Edx} e E_{Edy} têm em consideração a contribuição de todas as respostas modais importantes calculadas através da raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada modo de vibração relevante, quando $T_j \leq 0,9 \times T_i$ (eq. 4.15 da EN 1998-1). Caso não se verifique esta condição, deve adoptar-se um método mais rigoroso para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a “Combinação Quadrática Completa”.

3.10 Dimensionamento da parede PA

O dimensionamento da parede PA corresponde ao caso particular do dimensionamento dos núcleos porque apenas apresenta rigidez elevada segundo um eixo, sendo a rigidez perpendicular desprezável e por esse motivo não se considera.

Para a análise dos esforços na parede PA considerou-se a análise dos diagramas de momento flector e esforço transverso (Figura 3-15 e Figura 3-16) obtidos na análise sísmica segundo o modelo A, procedendo ao dimensionamento para os valores máximos indicados na Tabela 3-14.

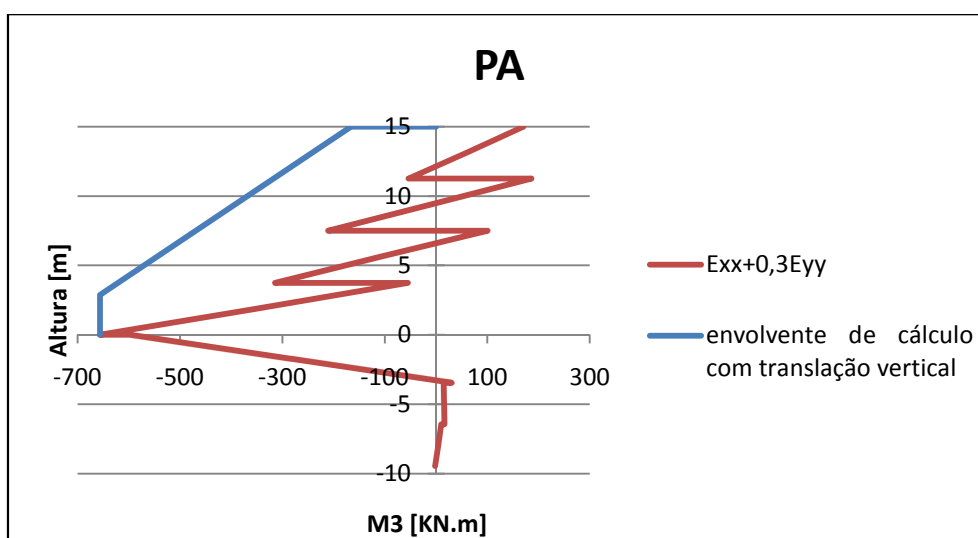


Figura 3-15 – Esforços de flexão e respectiva envoltório segundo a EN 1998-1

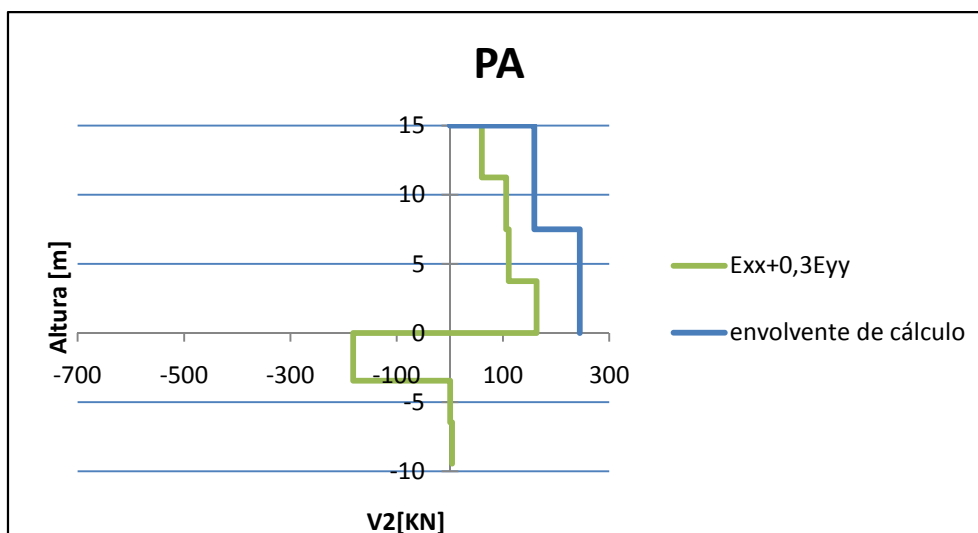


Figura 3-16 – Esforço transverso e respectiva envoltório segundo a EN 1998-1

Elemento (modelo A)	Esforços na base	Sismo direc. xx	Sismo direc. yy	Combinação Sísmica		Máximo
				0,3E _{xx} +E _{yy}	E _{xx} +0,3E _{yy}	
PA	M3 [KN.m]	647,7	30,0	224,3	656,7	656,7
	V2 [KN]	159,4	11,9	59,7	163,0	163,0

Tabela 3-14 – Esforços de cálculo da parede PA

3.10.1 Cálculo da armadura de flexão da parede PA

Adoptando o mesmo procedimento dos núcleos mas de forma simplificada, usou-se a seguinte expressão, para os esforços axiais devidos à flexão:

$$N_{equiv} = \frac{M}{z} = \frac{656,7}{1,45} = 452,9 \text{ KN} \quad (3-5)$$

M corresponde ao momento flector máximo para a acção sísmica e z o braço da força. Tendo a parede PA uma secção transversal de 1,85x0,25 m², considerou-se adequado usar um valor z = 1,45 m.

E o esforço axial de tracção para o dimensionamento das armaduras, por:

$$N_t = N_{equiv} - N_{compr} = 452,9 - \frac{1904,7}{2} \leq 0 \quad (3-6)$$

N_{compr} é o valor do esforço axial devidos às cargas verticais que se considera que actua nessa região no estado limite último.

O facto do resultado da equação acima obtido ser negativo significa que o peso próprio, considerado metade em cada extremidade, compensa a tracção resultante do momento flector devido à acção sísmica e como tal, em termo de dimensionamento, não seria necessária armadura longitudinal. Naturalmente que será adoptada uma armadura superior aos valores mínimos regulamentares e que assegura a robustez necessária a um elemento vertical importante de obra.

3.10.2 Cálculo da armadura de esforço transverso da parede PA

O máximo esforço transverso indicado na Tabela 3-14 corresponde ao esforço obtido da análise para a combinação sísmica condicionante. A EN 1998-1 estipula que se majore este esforço transverso em 50% para o dimensionamento segundo a classe DCM.

O esforço transverso que tem de ser resistido pela parede é dado por:

$$V'_{Ed} = 163,0 \times 1,50 = 244,5 \text{ KN}$$

Adoptando a expressão da EN 1992-1-1 para o cálculo da armadura de esforço transverso, obtém-se uma armadura:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot(\theta)} = \frac{244,5}{1,45 \times 435 \times 10^3 \times \cot(26^\circ)} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3-7)$$

Considerando dois ramos de armadura transversal resulta:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{1/2} = \frac{1,89}{2} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dado que o valor de armadura para resistir ao esforço transversal é reduzido, considera-se adequado o uso de uma armadura de $\Phi 8\text{mm}/0,20 \text{ m}$.

3.10.3 Armadura de confinamento da parede PA

Procede-se ao cálculo da armadura de confinamento segundo a EN 1998-1 para a parede PA (ver Figura 3-17).

- Cálculo do comprimento l_c (eq. 2-15) a confinar:

$$l_c = 0,70 \times \left(1 - \left[\frac{0,0035}{0,0061}\right]\right) = 0,30 \text{ m}$$

$$l_c \geq \begin{cases} 0,15 \times 1,40 = 0,21 \text{ m} \\ 1,5 \times 0,25 = 0,38 \cong 0,40 \text{ m} \end{cases}$$

Com a posição do eixo neutro correspondente à curvatura última (eq. 2-17) igual a:

$$\chi_u = (0,211 + 0,09831) \times 1,80 \times \frac{0,25}{0,20} = 0,70 \text{ m}$$

E a extensão última do betão confinado (eq. 2-18):

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,328 \times 0,08 = 0,0061$$

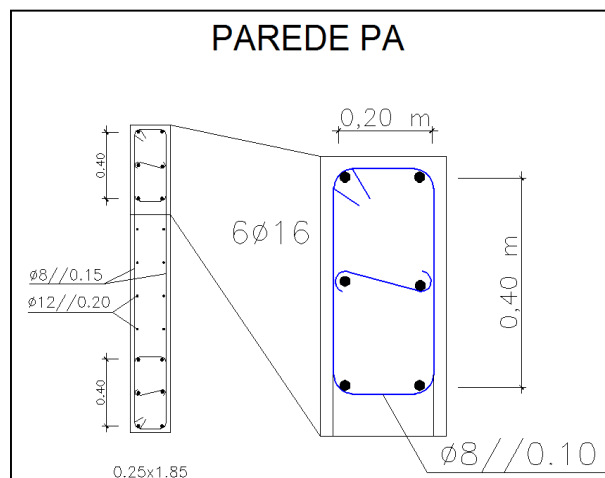


Figura 3-17 – Armadura de confinamento da Parede PA

- Cálculo da percentagem mecânica de armadura de confinamento (eq. 2-19):

$$w_{wd} \geq \frac{30 \times 1,0 \times (0,211 + 0,09831) \times 2,18 \times 10^{-3} \times \frac{0,25}{0,20} - 0,035}{0,328} = -0,0553$$

Com os parâmetros necessários para a sua quantificação dados por:

- 1) Coeficiente de ductilidade em curvatura (eq. 2-21),

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{2(0,9066 - 1)}{0,5775} \times 0,60 = 0,806 \approx 1,0 \text{ m.e. } \mu_\varphi \geq 1,0$$

Em que,

$$q_0 \text{ é substituído por } 3,0 \times \frac{656,7}{2173,0} = 0,9066$$

$$M_{Rd} = 1,45 \times \left(6 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 + \frac{1948}{2} \right) = 2173,0 \text{ KN.m}$$

- 2) Taxa mecânica da armadura vertical de alma (eq. 2-22),

$$w_v = \frac{0,00452 \times 435}{20} = 0,09831$$

Com:

$$\rho_v = \frac{2 \times 1,13 \times 10^{-4}}{0,25 \times 0,20} = 0,00452$$

- 3) Coeficiente de eficácia do confinamento (eq.2-25),

$$\alpha = 0,656 \times 0,50 = 0,328$$

Com:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0,10}{2 \times 0,20} \right) \left(1 - \frac{0,10}{2 \times 0,40} \right) = 0,656$$

$$\alpha_n = 1 - 6 \times \frac{0,20^2}{6 \times 0,20 \times 0,40} = 0,50$$

Caso w_{wd} calculado acima seja inferior ao mínimo estipulado pelo regulamento (0,08 para DCM e 0,12 para DCH), usa-se na seguinte expressão o maior destes valores.

$$\text{máx}[-0,0553; 0,08] = \frac{\text{vol. armadura}}{0,40 \times 0,20 \times 1} \times \frac{435}{20} \Leftrightarrow \text{vol. armadura} = 2,94 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{área cinta} = \frac{2,94 \times 10^{-4}}{10 \times (0,40 \times 2 + 0,20 \times 3)} \times 10^4 = 0,21 \text{ cm}^2$$

Verificando-se ser suficiente a adopção de armadura de confinamento de $\Phi 8$ mm, como indicado na Figura 3-17.

3.11 Núcleos

Os núcleos, ao contrário das paredes que funcionam basicamente numa direcção, apresentam inércias ou rigidezes elevadas em ambas as direcções horizontais. Ora isto faz com que existam secções do núcleo que têm de ter resistência sísmica consoante este actua numa direcção ou na sua perpendicular. O EC 8 prevê contudo que em caso de um sismo, este não actuará, de acordo com o espectro de resposta adoptado, simultaneamente na totalidade nas duas direcções, preconizando que se considere que o sismo actua na totalidade numa direcção e 30% na outra.

3.11.1 Distribuição dos esforços pelas paredes do núcleo

Outro aspecto a considerar, e tal como no núcleo da Figura 3-18, os esforços não se distribuem de igual forma pelas paredes do mesmo, pois estas podem ter dimensões diferentes e como tal a capacidade resistente também é diferente.

Como então distribuir a resistência à flexão pelas paredes que compõem o núcleo?

Sendo um núcleo genérico, como o da Figura 3-18, conclui-se de um modo simplificado que o momento flector M_{33} será resistido basicamente pela parede que apresenta maior inércia segundo o eixo yy (parede P2 da Figura 3-18).

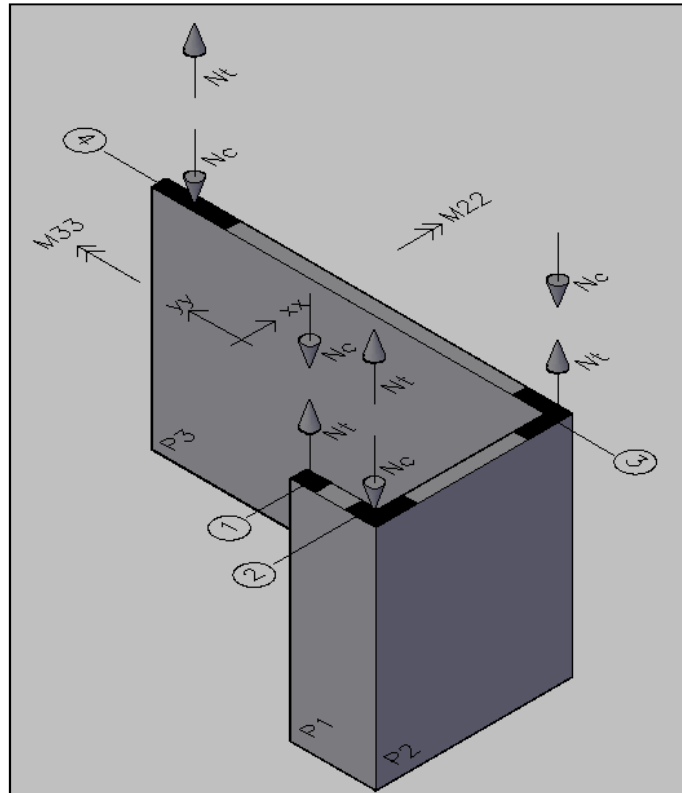


Figura 3-18 – Esquema 3D representativo do núcleo N3

O momento flector M_{22} será repartido pelas duas paredes do núcleo que têm a sua maior direcção perpendicular a este eixo, no caso concreto pelas paredes P1 e P3 da Figura 3-18. No entanto, as suas dimensões são bastante diferentes e há que adoptar um valor adequado para as parcelas dos momentos flectores a serem resistidos por cada parede do núcleo.

Pode-se prever duas hipóteses para considerar o esforço resistente de cada parede, passando por:

1. Considerar a rigidez das paredes e, em função da sua proporção, distribuir o momento pelas mesmas. Resulta na seguinte expressão:

$$M_{P1} = \frac{(EI)_{P1}}{(EI)_{P1} + (EI)_{P2}} \times M_{total} \quad (3-8)$$

$$M_{P3} = M_{total} - M_{P1} \quad (3-9)$$

Sendo a inércia de uma secção rectangular dada por:

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} \quad (3-10)$$

No caso do núcleo N1 e N3 em que as paredes têm o mesmo módulo de rigidez e largura chega-se a uma relação apenas em função de h, dada por:

$$M_{P1} = \frac{h_{p1}^3}{h_{p1}^3 + h_{p3}^3} \times M_{total} \quad (3-11)$$

Tendo a parede P1 um valor de h_c de 1,53 m e a parede P3 um h_c de 7,35 m, o momento a resistir na parede P1 seria:

$$M_{P1} = \frac{1,53^3}{1,53^3 + 7,35^3} \times M_{total} = 0,9\% \times M_{total}$$

O que significaria que o momento total M22 será praticamente todo resistido pela parede P2.

2. Esta segunda hipótese de distribuição do momento flector passa por, num estado limite último, considerar um valor de momento reduzido equivalente para as duas paredes.

O momento flector reduzido corresponde a um parâmetro adimensional normalizado que permite comparar para secções de dimensões diferentes o nível de esforço dessa secção.

Este parâmetro é dado por:

$$\mu = \frac{M}{b_c h_c^2 f_{cd}} \quad (3-12)$$

Pretendendo-se então que:

$$\mu_{P1} = \mu_{P3}$$

Resulta:

$$M_{P1} = \frac{h_{p1}^2}{h_{p1}^2 + h_{p3}^2} \times M_{total} \quad (3-13)$$

$$M_{P1} = \frac{1,53^2}{1,53^2 + 7,35^2} \times M_{total} = 4,2\% \times M_{total}$$

Esta segunda hipótese parece mais razoável, no entanto, no caso concreto dos núcleos N1 e N3, a componente do momento que actua na parede de menores dimensões é sempre muito reduzido, de tal forma que se considerou como hipótese simplificativa, que o momento M22 actuava na totalidade na parede P2. No entanto, descrevem-se aqui dois modos possíveis de

distribuir os esforços pelas paredes de um núcleo quando é modelado como um único elemento, caso do modelo A.

3.11.2 Dimensionamento dos núcleos

Tendo sido explicado como se podem repartir os esforços pelas paredes do núcleo, passa-se então, para o dimensionamento, sendo detalhado como se procedeu da análise dos esforços para o dimensionamento e pormenorização das armaduras.

3.11.2.1 Cálculo da armadura longitudinal segundo o modelo A

Tendo os vários núcleos uma forma semelhante, mostra-se como se efectuou o cálculo da armadura de flexão a colocar nas secções a sombreado da Figura 3-18 para o núcleo N3, por ser o mais condicionante. O procedimento para o cálculo da armadura nos restantes núcleos é idêntico, pelo que apenas se apresentam os valores dos esforços e respectiva armadura de dimensionamento de forma resumida na Tabela 3-15.

O diagrama de momento flector obtido pelo modelo estrutural para a acção sísmica no núcleo N3 está definido na Figura 3-19, sendo a sua armadura dimensionada para os seus valores máximos, ao nível da base, e resumidos na Tabela 3-15. Os diagramas de esforços dos restantes núcleos são apresentados no anexo 6.1.

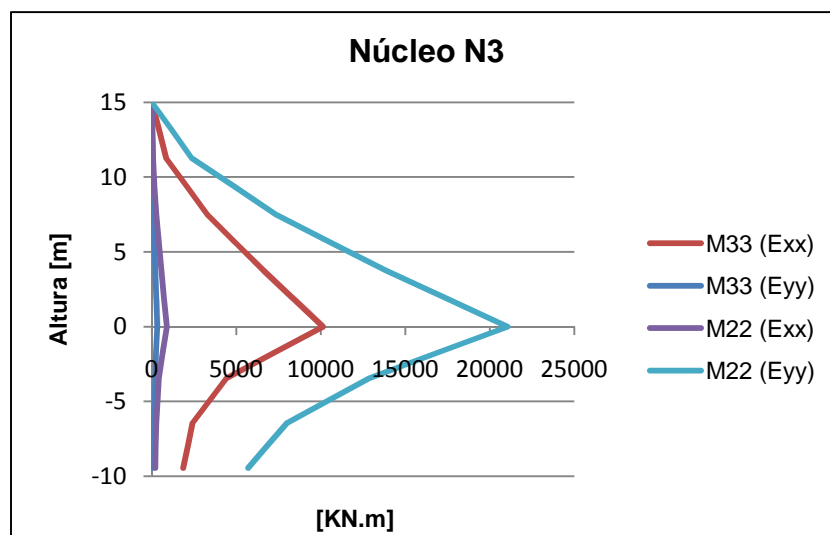


Figura 3-19 – Diagrama de momento flector no núcleo N3 devido à acção sísmica

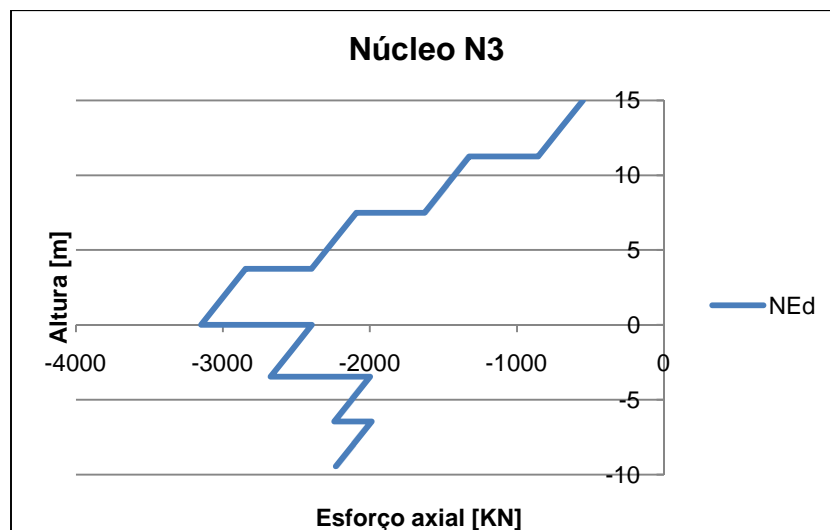


Figura 3-20 – Diagrama de esforço axial devido às cargas verticais no núcleo N3 para a combinação sísmica

Núcleos (modelo A)	Esforços na base	E_{xx}	E_{yy}	Combinação Sísmica	
				Comb. 1: $E_{xx}+0,3E_{yy}$	Comb. 2: $0,3E_{xx}+E_{yy}$
N1	M22 [KN.m]	1475,8	15775,2	6208,4	16217,9
	M33 [KN.m]	10220,5	886,4	10486,5	3952,6
N2	M22 [KN.m]	291,5	2533,6	1051,6	2621,1
	M33 [KN.m]	12867,2	430,6	12996,4	4290,8
N3	M22 [KN.m]	882,5	21072,2	7204,2	21336,9
	M33 [KN.m]	10131,0	314,1	10225,3	3353,4

Tabela 3-15 – Esforços de flexão dos núcleos ao nível do rés-do-chão

Para a zona 1, identificada na Figura 3-18, não se procedeu ao cálculo de armadura de flexão por se ter admitido como simplificação que o momento M33 é totalmente resistido pela parede P3 do núcleo, de acordo com o explicado no sub-capítulo 3.11.1, sendo adoptado nesta região uma armadura longitudinal superior à mínima.

Na secção intermédia (Figura 3-18), o cálculo da armadura é efectuado de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{equiv} = \frac{M_{22}}{z_{P3}} + \frac{M_{33}}{z_{P2}} \quad (3-14)$$

Esta expressão modifica os momentos flectores do núcleo num binário de forças equivalentes. Por se tratar de uma secção onde confluem duas paredes perpendiculares é preciso considerar os dois momentos flectores perpendiculares e respectivos braços. No núcleo N3, ilustrado na Figura 3-18, adoptaram-se valores de $z_{P3} = 6,25$ m e $z_{P2} = 2,68$ m.

Após calculado o esforço axial equivalente ao binário de forças que provoca a flexão, deve-se considerar o efeito da compressão devido às cargas verticais para a combinação sísmica (ver gráfico da Figura 3-20) considerando a parte desse esforço axial correspondente a essa zona. Considera-se então para esforço axial de tracção, N_t de dimensionamento a resultante da seguinte expressão:

$$N_t = N_{equiv} - N_{compr} \quad (3-15)$$

Para se determinar o valor da armadura longitudinal necessária a adoptar usa-se a seguinte expressão:

$$A_s = \frac{N_t}{f_{yd}} \quad (3-16)$$

Na zona 4 do núcleo, e por se tratar de uma extremidade da parede P3, pode-se comparar esta região à de uma parede e usar a seguinte expressão:

$$N_{equiv} = \frac{M_{22}}{z_{P3}} \quad (3-17)$$

Sendo o restante procedimento idêntico ao calculado para a zona 3 do mesmo núcleo.

Exemplificando com os esforços obtidos da análise do modelo para a **zona 3** do núcleo N3, resulta:

Combinação sísmica 1: $E_{xx}+0,3E_{yy}$,

$$N_{equiv} = \frac{7204,2}{6,25} + \frac{10225,3}{2,68} = 4971,6 \text{ KN}$$

Combinação sísmica 2: $0,3E_{xx}+E_{yy}$,

$$N_{equiv} = \frac{21336,9}{6,25} + \frac{3353,4}{2,68} = 4666,3 \text{ KN}$$

Sendo nesta região a combinação sísmica 1 a condicionante, o cálculo do esforço axial de tracção e respectiva armadura longitudinal é dado por:

$$N_t = 4971,6 - 1045,7 = 3926,0 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{3926,0}{43,5} = 90,25 \text{ cm}^2$$

Onde o valor $N_{compr} = 1045,7 \text{ KN}$ corresponde à força de compressão, devido às cargas verticais para a combinação sísmica, que actua na respectiva região do núcleo, sendo uma parcela do valor total do núcleo, indicado na Figura 3-20.

Resume-se na Tabela 3-16 o valor da armadura longitudinal de flexão necessária a colocar nos núcleos, segundo o modelo A.

Núcleos (modelo A)	Secção	N _i [KN]		A _s
		Comb. 1: E _{xx} +0,3E _{yy}	Comb. 2: 0,3*E _{xx} +E _{yy}	
N1	1			
	2	3380,1	939,8	77,70
	3	3977,4	550,1	91,44
	4	339,7	1941,2	44,63
N2	1	-78,7	315,6	7,26
	2	2718,1	772,2	62,48
	3	2718,1	772,2	62,48
	4	29,4	423,7	9,74
N3	1			
	2	3288,9	722,3	75,61
	3	3926,0	3620,7	90,25
	4	257,8	2519,0	57,91

Tabela 3-16 – Valor da armadura longitudinal de flexão a colocar nos núcleos segundo o modelo A

3.11.2.2 Cálculo da armadura longitudinal segundo o modelo B

Exemplifica-se neste sub-capítulo como se procedeu ao dimensionamento das armaduras longitudinais de flexão para o núcleo N3 representado esquematicamente na Figura 3-21.

Sendo o núcleo definido no modelo por três elementos de barra, é necessário considerar os esforços indicados na Figura 3-21 como os esforços relevantes para o dimensionamento da armadura. Os esforços em altura dos vários elementos do núcleo N3 estão definidos nos diagramas de esforços no anexo 6.2, resumindo os valores relevantes para o cálculo da armadura de flexão na Tabela 3-17.

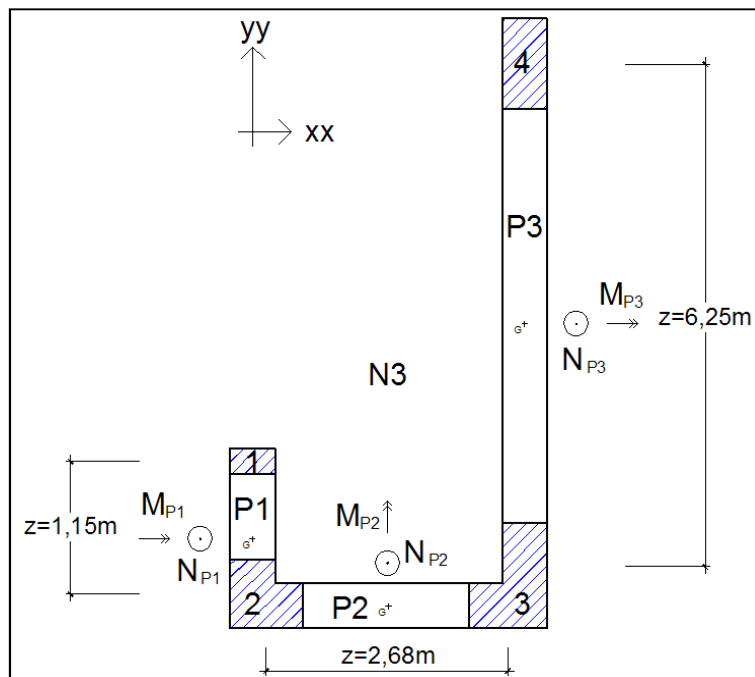


Figura 3-21 – Esquema representativo do núcleo N3 e esforços relevantes segundo o modelo B

Núcleos (modelo B)	Parede Pi	Z [m]	Comb. 1: E _{xx} +0,3E _{yy}		Comb. 2: 0,3*E _{xx} +E _{yy}	
			N [KN]	M [KN.m]	N [KN]	M [KN.m]
N1	P1	1,15	1691,1	140,1	1022,1	135,9
	P2	2,68	658,8	3742,4	1284,2	2176,8
	P3	6,25	2354,7	7496,6	1876,9	7951,1
N2	P1	1,99	2135,3	585,2	1091,9	678,6
	P2	3,72	820,6	5907,0	891,5	3071,8
	P3	1,99	2027,5	402,5	1126,4	554,0
N3	P1	1,15	1645,2	577,6	929,1	467,4
	P2	2,68	1061,2	3643,1	2062,3	1939,9
	P3	6,25	2548,7	9110,7	2379,4	12890,8

Tabela 3-17 – Esforços nos elementos de barra ao nível do rés-do-chão

De referir que neste modelo associado ao comportamento sísmico, para além da flexão, se obtêm esforços axiais importantes.

Para o cálculo da armadura longitudinal de flexão nas zonas de extremidade (zonas 1 e 4 da Figura 3-21) calculou-se um esforço axial equivalente para a secção i, da seguinte forma:

$$N_{equiv} = \frac{M_{Pi}}{z_{Pi}} + \frac{N_{Pi}}{2} \quad (3-18)$$

Para o cálculo do esforço axial de tracção de dimensionamento das armaduras nas extremidades das paredes, procede-se neste caso, da mesma forma que no sub-capítulo 3.11.2.1.

O cálculo do esforço axial equivalente na região 2 da Figura 3-21 efectua-se do seguinte modo:

$$N_{equiv} = \frac{M_{P1}}{z_{P1}} + \frac{N_{P1}}{2} + \frac{M_{P2}}{z_{P2}} + \frac{N_{P2}}{2} \quad (3-19)$$

Para a zona 3 procede-se exactamente da mesma forma que para a região 2, usando os esforços correspondente às paredes que se intersectam. Exemplifica-se para este caso com os esforços indicados na Tabela 3-17.

Combinação sísmica 1: E_{xx}+0,3E_{yy},

$$N_{equiv} = \frac{3643,1}{2,68} + \frac{1061,2}{2} + \frac{9110,7}{6,25} + \frac{2548,7}{2} = 4622,0 \text{ KN}$$

Combinação sísmica 2: 0,3E_{xx}+E_{yy},

$$N_{equiv} = \frac{1939,9}{2,68} + \frac{2062,3}{2} + \frac{12890,8}{6,25} + \frac{2379,4}{2} = 5007,2 \text{ KN}$$

Para a combinação condicionante, o cálculo do esforço axial de tracção e respectiva armadura longitudinal é dado então por:

$$N_t = 5007,2 - 1045,7 = 3961,5 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{3961,5}{43,5} = 91,07 \text{ cm}^2$$

Resume-se na Tabela 3-18 o valor da armadura longitudinal de flexão necessária a colocar nas secções identificadas na Figura 3-14 dos núcleos, segundo o modelo B.

Núcleos (modelo B)	Secção	Nt [KN]		A _s
		Comb. 1: E _{xx} +0,3E _{yy}	Comb. 2: 0,3*E _{xx} +E _{yy}	
N1	1	710,0	371,8	16,32
	2	2158,4	1548,1	49,62
	3	3171,5	2733,3	72,91
	4	1723,2	1557,0	39,61
N2	1	1018,8	544,0	23,42
	2	2320,1	1118,6	53,34
	3	2282,5	1181,4	52,47
	4	981,1	606,7	22,55
N3	1	946,6	492,6	21,76
	2	2687,1	2097,5	61,77
	3	3577,6	3961,5	91,07
	4	1837,1	2357,3	54,19

Tabela 3-18 – Valor da armadura longitudinal de flexão a colocar nos núcleos segundo o modelo B

De acordo com a armadura necessária calculada por este modelo conclui-se que apesar de existirem diferenças, estas não são muito significativas.

Esta forma de considerar o esforço axial sísmico em cada elemento como sendo metade aplicado em cada extremidade da parede pode não parecer a forma mais correcta, por se considerar que os esforços axiais das paredes P1 e P3 correspondem a um binário de forças (na direcção do momento da parede P2) que deve ser resistido nas zonas 2 e 3.

No entanto, para a geometria deste núcleo não será bem esse o caso, pois para a parede P3 uma parcela de momentos nessa direcção estará incluída nos esforços axiais da parede P2 e na própria parede P3, por não existir uma parede perpendicular na região de extremidade 4.

Tendo em consideração estas questões, optou-se pelo dimensionamento atrás apresentado, apesar de se reconhecer a dificuldade em tomar opções a partir deste tipo de modelo.

3.11.2.3 Cálculo da armadura transversal segundo o modelo A

Para a verificação de segurança ao esforço transversal nos núcleos seguiu-se o preconizado no artigo 5.4.2.4 (7) da EN 1998-1 que refere que o esforço transversal deve ser majorado em 50 % para o dimensionamento segundo a classe DCM e remete para a EN 1992 as regras de cálculo da armadura. Utilizou-se a seguinte expressão indicada na EN 1992 para o cálculo da armadura a adoptar:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta) \quad (3-20)$$

De acordo com a expressão anterior procedeu-se ao cálculo da armadura transversal a adoptar nas paredes para um valor de esforço transverso, $V_{m\acute{a}x} * 1,5$, adoptando $\theta = 26^\circ$ e z igual aos valores anteriormente referidos. O esforço transverso é resistido pelas paredes de maior dimensão de cada núcleo, com uma repartição equivalente à adoptada para o momento flector, pois a variação do momento é o esforço transverso.

A variação de esforço transverso no núcleo N3 está apresentada no diagrama da Figura 3-22, e os dos restantes núcleos no anexo 6.1, sendo os esforços para o dimensionamento da armadura de esforço transverso ao nível da base e respectiva armadura resumidos na Tabela 3-19.

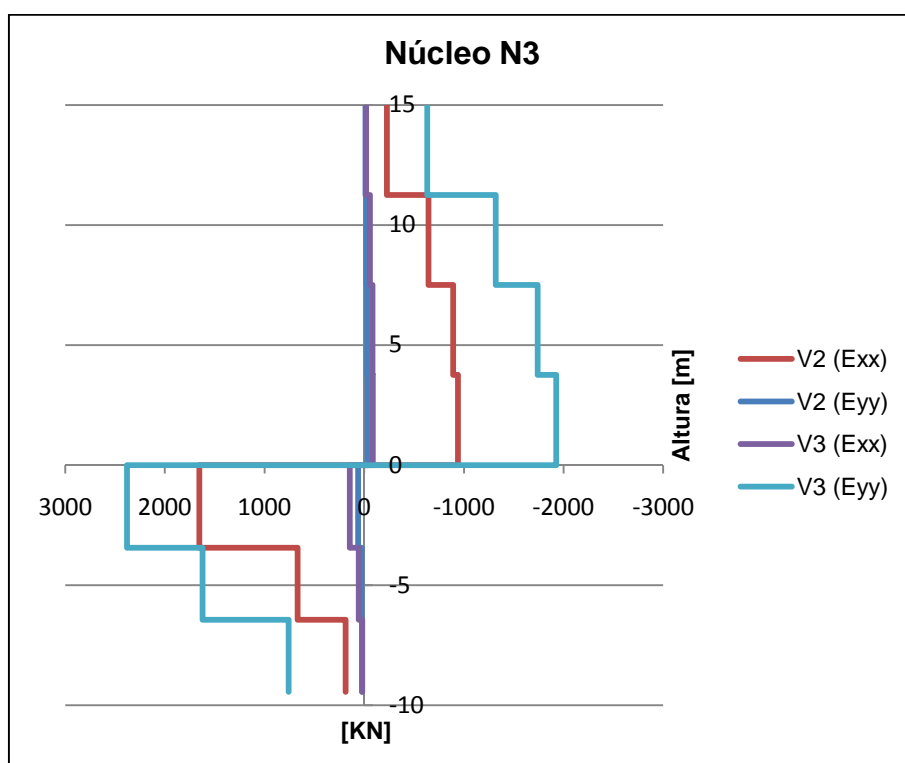


Figura 3-22 – Diagrama de esforço transverso no núcleo N3 para a combinação sísmica segundo o modelo A

Núcleos (modelo A)	Esforços na base	E_{xx}	E_{yy}	Combinação Sísmica		$V_{m\acute{a}x}$	$V_{m\acute{a}x} * 1,5$	A_s [cm ² /m]/ramo
				$E_{xx} + 0,3E_{yy}$	$0,3E_{xx} + E_{yy}$			
N1	V3 [KN]	122,4	1300,1	512,4	1336,8	1336,8	2005,2	1,80
	V2 [KN]	942,4	122,2	979,1	404,9	979,1	1468,6	3,07
N2	V3 [KN]	42,3	371,3	153,7	384,0	384,0	576,0	1,62
	V2 [KN]	1173,1	66,3	1193,0	418,2	1193,0	1789,4	2,70
N3	V3 [KN]	86,5	1926,5	664,5	1952,5	1952,5	2928,8	2,63
	V2 [KN]	939,2	30,1	948,2	311,9	948,2	1422,3	2,98

Tabela 3-19 – Esforços de esforço transverso na base dos núcleos e respectiva armadura necessária

3.11.2.4 Cálculo da armadura transversal segundo o modelo B

O cálculo da armadura de esforço transversal segundo o modelo B procede-se do mesmo modo do sub-capítulo 3.11.2.3, com a excepção que o cálculo é feito de acordo com os esforços obtidos directamente para cada parede do núcleo e as dimensões consideradas na expressão da armadura de esforço transversal, são as dimensões usadas na definição de cada elemento de parede.

Segundo o modelo B, apenas se apresentam no anexo 6.2 o diagrama de esforço transversal das paredes que constituem o núcleo N3 de modo a não se tornar repetitivo, resumindo apenas na Tabela 3-20 os valores do esforço transversal considerados e respectiva armadura necessária em cada parede.

Núcleos (modelo B)	Parede Pi	E_{xx}	E_{yy}	Combinação Sísmica		$V_{m\acute{a}x}$ [KN]	$V_{m\acute{a}x} * 1,5$ [KN]	A_s [cm ² /m]/ramo
				$E_{xx} + 0,3E_{yy}$	$0,3E_{xx} + E_{yy}$			
N1	P1	69,3	57,8	78,6	86,6	86,6	130,0	0,63
	P2	852,1	390,4	646,0	969,2	969,2	1453,8	3,04
	P3	413,3	1166,0	1290,0	763,1	1290,0	1935,0	1,74
N2	P1	195,2	216,1	274,7	260,0	274,7	412,0	1,16
	P2	1257,6	326,9	704,2	1355,7	1355,7	2033,5	3,06
	P3	54,0	172,9	189,1	105,9	189,1	283,7	0,80
N3	P1	65,3	115,5	135,1	100,0	135,1	202,6	0,99
	P2	849,5	358,9	613,8	957,2	957,2	1435,8	3,01
	P3	497,2	1845,0	1994,2	1050,7	1994,2	2991,2	2,68

Tabela 3-20 – Esforços de esforço transversal na base dos núcleos e respectiva armadura necessária

Verifica-se que as diferenças de armadura para o esforço transversal entre ambos os modelos são muito reduzidas, tal como se poderia prever.

3.11.2.5 Armaduras de confinamento no núcleo N3

Apesar do esforço axial reduzido do núcleo N3 ser significativamente baixo ($v_{Ed} = 0,05$) e portanto, sem necessidade de se calcular a armadura de confinamento segundo o artigo 5.4.3.4.2(12) da EN 1998-1, exemplifica-se nesta secção, passo a passo como se procedeu ao cálculo da armadura de confinamento para a região 3 indicada na Figura 3-18.

O confinamento das extremidades do núcleo N3, correspondentes às secções 1 e 4 da Figura 3-18, faz-se como se fosse uma parede simples, como na parede PA pelo que não se descreve o seu cálculo.

Segundo o capítulo 2.5.2.2 do presente trabalho, a armadura de confinamento deve ser calculada separadamente para cada um dos eixos de flexão.

Começando pelo confinamento para o esforço de flexão M22, em que a parede P2 identificada na Figura 3-18 se comporta como um banzo comprimido e a parede P3 a alma. Considerando então $M_{Ed} = 21336,9$ KN.m e $N_{Ed} = 3148,9$ KN, arbitra-se uma secção do banzo comprimido a ser confinado definido por uma secção rectangular com largura b_c e efectua-se a verificação se a linha neutra χ_u se encontra no banzo, de acordo com a apresentação no capítulo 2.5.2.3.

A definição de b_c teve como base corresponder à secção do núcleo onde são colocadas as armaduras longitudinais principais e que são as que foram dimensionadas para resistir ao esforço de flexão. A distribuição desta armadura longitudinal foi feita de forma a respeitar os limites mínimos e máximos de armadura admissível, tendo-se adoptado um valor intermédio.

Passa-se para a verificação da equação de equilíbrio a verificar se χ_u (eq. 2-17) se situa dentro do banzo:

$$\chi_u = (0,0268 + 0,0217) \times 7,35 \times \frac{0,25}{0,20} = 0,44 \text{ m}$$

Com,

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} l_w b_c} = \frac{3148,9}{20 \times 10^3 \times 7,35 \times 0,80} = 0,0268$$

$$w_v = \frac{A_{sv} f_{yd,v}}{l_w b_c f_{cd}} = \frac{26 \times 2 \times 1,13 \times 10^{-4} \times 435}{7,35 \times 0,80 \times 20} = 0,0217$$

Como χ_u é superior à espessura do banzo, volta-se a calcular um novo χ_u para um comprimento b_c , até que χ_u se situe dentro do banzo.

Adoptando por fim um $b_c = 1,60$ m:

$$\chi_u = (0,0134 + 0,0109) \times 7,35 \times \frac{0,25}{0,20} = 0,22 \text{ m}$$

Com,

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} l_w b_c} = \frac{3148,9}{20 \times 10^3 \times 7,35 \times 1,60} = 0,0134$$

$$w_v = \frac{A_{sv} f_{yd,v}}{l_w b_c f_{cd}} = \frac{26 \times 2 \times 1,13 \times 10^{-4} \times 435}{7,35 \times 1,60 \times 20} = 0,0109$$

Para o cálculo da armadura de cintagem necessária procede-se da mesma forma como para o cálculo da parede simples, com os parâmetros de v_d e w_v referentes à última iteração do cálculo de χ_u .

- Cálculo da percentagem mecânica de armadura de confinamento (eq. 2-19):

$$w_{wd} \geq \frac{30 \times 3,822 \times (0,0134 + 0,0109) \times 2,18 \times 10^{-3} \times \frac{1,60}{1,55} - 0,035}{0,425} = -0,068$$

Com os parâmetros necessários para a sua quantificação dados por:

1) Coeficiente de ductilidade em curvatura (eq. 2-21),

$$\mu_{\varphi} = 1 + \frac{2(2,358 - 1)}{0,5775} \times 0,60 = 3,822$$

Em que,

$$q_0 \text{ deve ser substituído por } 3,0 \times \frac{21336,9}{27150,6} = 2,358$$

$$M_{Rd} = 6,25 \times \left(63,67 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 + \frac{3148,9}{2} \right) = 27150,6 \text{ KN.m}$$

2) Coeficiente de eficácia do confinamento (eq.2-25),

$$\alpha = 0,726 \times 0,586 = 0,425$$

Com:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0,10}{2 \times (1,50 - 0,05)} \right) \left(1 - \frac{0,10}{2 \times (0,25 - 0,05)} \right) = 0,726$$

$$\alpha_n = 1 - 18 \times \frac{0,20^2}{6 \times (1,60 - 0,05) \times (0,25 - 0,05)} = 0,586$$

Caso w_{wd} calculado acima seja inferior ao mínimo estipulado pelo regulamento (0,08 para DCM e 0,12 para DCH), usa-se na seguinte expressão o maior destes valores.

$$\text{máx}[-0,068; 0,08] = \frac{\text{vol. cintas}}{1,55 \times 0,20 \times 1} \times \frac{435}{20} \Leftrightarrow \text{vol. cintas} = 0,00114 \text{ m}^3$$

$$\text{área cinta} = \frac{0,00114}{10 \times (1,55 \times 2 + 0,20 \times 9)} \times 10^4 = 0,23 \text{ cm}^2$$

Através destes cálculos de cintagem preconizados pela EN 1998-1, verifica-se que é necessário colocar estribos $\Phi 6\text{mm}/0,10\text{m}$ na secção considerada como o núcleo de cintagem definido por b_c e χ_u .

O mesmo procedimento é adoptado para a direcção perpendicular, para um esforço de flexão M33, em que a parede P3 passa a funcionar como banzo comprimido do núcleo e a parede P2 como a alma, voltando então a efectuar-se os mesmos passos que supra calculados.

Considerando então $M_{Ed} = 10225,3$ KN.m e $N_{Ed} = 3148,9$ KN, arbitra-se uma secção do banzo comprimido a ser confinado definido por uma secção rectangular com largura b_c e efectua-se a verificação se a linha de neutra χ_u se encontra no banzo, seguindo exactamente o procedimento usado acima.

Passa-se para a verificação da equação de equilíbrio a verificar se χ_u se situa dentro do banzo:

Arbitrando inicialmente $b_c = 1,00$ m

$$\chi_u = (0,0441 + 0,0207) \times 3,57 \times \frac{0,25}{0,20} = 0,29 \text{ m}$$

Com:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} l_w b_c} = \frac{3148,9}{20 \times 10^3 \times 3,57 \times 1,00} = 0,0441$$

$$w_v = \frac{A_{sv} f_{yd,v}}{l_w b_c f_{cd}} = \frac{15 \times 2 \times 1,13 \times 10^{-4} \times 435}{3,57 \times 1,00 \times 20} = 0,0207$$

Como χ_u é superior à espessura do banzo, volta-se a calcular um novo χ_u para um comprimento b_c , até que χ_u se situe dentro do banzo.

Adoptando por fim um $b_c = 1,40$ m:

$$\chi_u = (0,0315 + 0,0148) \times 3,57 \times \frac{0,25}{0,20} = 0,21 \text{ m}$$

Com:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} l_w b_c} = \frac{3148,9}{20 \times 10^3 \times 3,57 \times 1,40} = 0,0315$$

$$w_v = \frac{A_{sv} f_{yd,v}}{l_w b_c f_{cd}} = \frac{15 \times 2 \times 1,13 \times 10^{-4} \times 435}{3,57 \times 1,40 \times 20} = 0,0148$$

Volta-se a calcular a armadura de cintagem necessária exactamente da forma usada anteriormente, com os parâmetros de v_d e w_v referentes à última iteração do cálculo de χ_u .

- Cálculo da percentagem mecânica de armadura de confinamento (eq. 2-19):

$$w_{wd} \geq \frac{30 \times 3,134 \times (0,0315 + 0,0148) \times 2,18 \times 10^{-3} \times \frac{1,40}{1,35} - 0,035}{0,437} = -0,058$$

Com os parâmetros necessários para a sua quantificação dados por:

1) Coeficiente de ductilidade em curvatura (eq. 2-21),

$$\mu_{\varphi} = 1 + \frac{2(2,027 - 1)}{0,5775} \times 0,60 = 3,134$$

Em que,

$$q_0 \text{ deve ser substituído por } 3,0 \times \frac{10225,3}{15130,2} = 2,027$$

$$M_{Rd} = 2,68 \times \left(93,59 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 + \frac{3148,9}{2} \right) = 15130,2 \text{ KN.m}$$

2) Coeficiente de eficácia do confinamento (eq.2-25),

$$\alpha = 0,722 \times 0,605 = 0,437$$

Com:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0,10}{2 \times (1,40 - 0,05)} \right) \left(1 - \frac{0,10}{2 \times (0,25 - 0,05)} \right) = 0,722$$

$$\alpha_n = 1 - 16 \times \frac{0,20^2}{6 \times (1,40 - 0,05) \times (0,25 - 0,05)} = 0,605$$

Caso w_{wd} calculado acima seja inferior ao mínimo estipulado pelo regulamento (0,08 para DCM e 0,12 para DCH), usa-se na seguinte expressão o maior destes valores.

$$\text{máx}[-0,058; 0,08] = \frac{\text{vol. cintas}}{1,15 \times 0,20 \times 1} \times \frac{435}{20} \Leftrightarrow \text{vol. cintas} = 8,46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{área cinta} = \frac{8,46 \times 10^{-4}}{10 \times (1,15 \times 2 + 0,20 \times 8)} \times 10^4 = 0,22 \text{ cm}^2$$

Através destes cálculos de cintagem preconizados pela EN 1998-1, verifica-se que é necessário colocar estribos $\Phi 6\text{mm}/0,10\text{m}$ ($0,28 \text{ cm}^2$) na secção considerada como o núcleo de cintagem e definida por b_c e χ_u .

Na Figura 3-23 encontra-se detalhada a azul, a armadura de cintagem para um momento flector M22, considerando um valor $b_c = 1,60 \text{ m}$ e a vermelho a armadura de confinamento adoptada para o momento flector M33 e um valor $b_c = 1,40 \text{ m}$, consoante os cálculos supra

compressão nenhum varão longitudinal fique localizado a mais de 150 mm de um varão cintado.

Para a pormenorização da armadura transversal da parede PA e núcleo N3 procedeu-se em conformidade com o estabelecido no artigo 5.4.3.4.2 da EN 1998-1.

Na parede PA colocou-se armadura transversal (cintas) ao longo do comprimento l_c , calculado no sub-capítulo 3.10.3, sendo o diâmetro das cintas também calculado no mesmo sub-capítulo e resultando uma armadura de $\Phi 6$ mm//0,10 m. No entanto optou-se por usar diâmetro de 8 mm com o mesmo afastamento.

No núcleo N3 e seguindo as disposições da EN 1998-1 é que surgem as maiores dificuldades de interpretação das normas, dado que, segundo os cálculos da armadura de confinamento, se prevê o uso destas cintas ao longo do banzo comprimido. No entanto, a norma (7) do artigo 5.4.3.4.2 do regulamento preconiza o seguinte:

- Não é necessário um elemento de extremidade confinado nos banzos de uma parede com uma espessura $b_f \geq h_s/15$ e uma largura $l_f \geq h_s/5$, sendo h_s a altura livre do piso (ver Figura 3-24). No entanto, poderão ser necessários elementos de extremidade confinados nas extremidades desses banzos devidos à flexão fora do plano.

Apesar do núcleo N3 cumprir esta disposição, em termos de espessura e largura do banzo para o qual não é necessário usar cintas, optou-se por pormenorizar a secção com cintas por se considerar que é boa prática dotar os elementos sujeitos a compressão de uma boa cintagem.

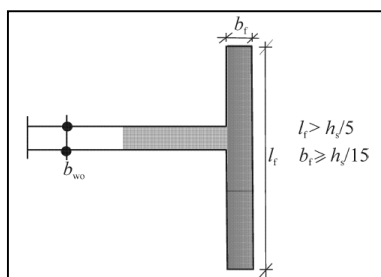


Figura 3-24 – Elemento de extremidade confinado desnecessário no caso do bordo da parede ter um banzo transversal de grandes dimensões (EUROCÓDIGO 8, 2010)

3.11.4 Dimensionamento dos pilares

Os elementos que resistem às forças laterais da acção sísmica são, no essencial, os elementos de parede já abordados, deixando para os restantes elementos estruturais uma percentagem reduzida do esforço de corte basal. Sendo na direcção xx correspondente a aproximadamente 15% e na direcção yy sensivelmente 3% que praticamente não tem influência.

Ora, por esta percentagem ser tão reduzida poderia se considerar estes elementos como elementos sísmicos secundários em que se despreza a contribuição lateral da rigidez para a acção sísmica. No entanto, seguindo as normas da EN 1998-1 referidas no capítulo 2.3.2.2 do presente trabalho, as exigências dos elementos sísmicos secundários traduzem-se sempre por uma resistência destes para os deslocamentos impostos pela acção sísmica. Sendo assim, considera-se que se está a ter um melhor comportamento considerando-os como elementos primários em que se considera a capacidade resistente mas, ao mesmo tempo, são pormenorizados para a ductilidade, aspecto este mais relevante nestes elementos com reduzida contribuição para a resistência às acções laterais.

No caso presente, optou-se por considerar que os pilares têm poucas exigências de resistência à acção sísmica acima referida. Não é entretanto por esta opção que poderão ocorrer problemas de comportamento na ligação laje/pilar, desde que se disponha de armaduras transversais na laje para assegurar a melhor ductilidade possível nessa ligação.

Para o presente trabalho dimensionaram-se dois elementos de coluna, sendo um correspondente a um pilar central, P6 na planta, e a um pilar lateral, P4 na planta do anexo 6.4. Os esforços resultantes para a combinação sísmica são os indicados nos diagramas da Figura 3-25 à Figura 3-27.

Não se teve em conta os esforços de segunda ordem pois os requisitos para o deslocamento lateral entre pisos segundo o artigo 4.4.2.2 (2) da EN 1998-1 respeitam a condição $\theta < 0,1$ (vide Tabela 3-21).

Piso	dr_{xx} [m]	dr_{yy} [m]	$V_{tot\ xx}$ [KN]	$V_{tot\ yy}$ [KN]	P_{tot} [KN]	h [m]	θ_{xx}	θ_{yy}
1	0,0104	0,0087	3797,7	3815,8	-3104	3,75	0,0227	0,0188
2	0,0141	0,0101	3443,7	3468,8	-22812	3,75	0,0250	0,0177
3	0,0153	0,0109	2669,7	2682,0	-14584	3,75	0,0223	0,0159
4	0,0141	0,0105	1427,3	1426,3	-6312,6	3,75	0,0166	0,0124

Tabela 3-21 – Deslocamentos relativos entre pisos e sua verificação para a necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem

Pilar central 4

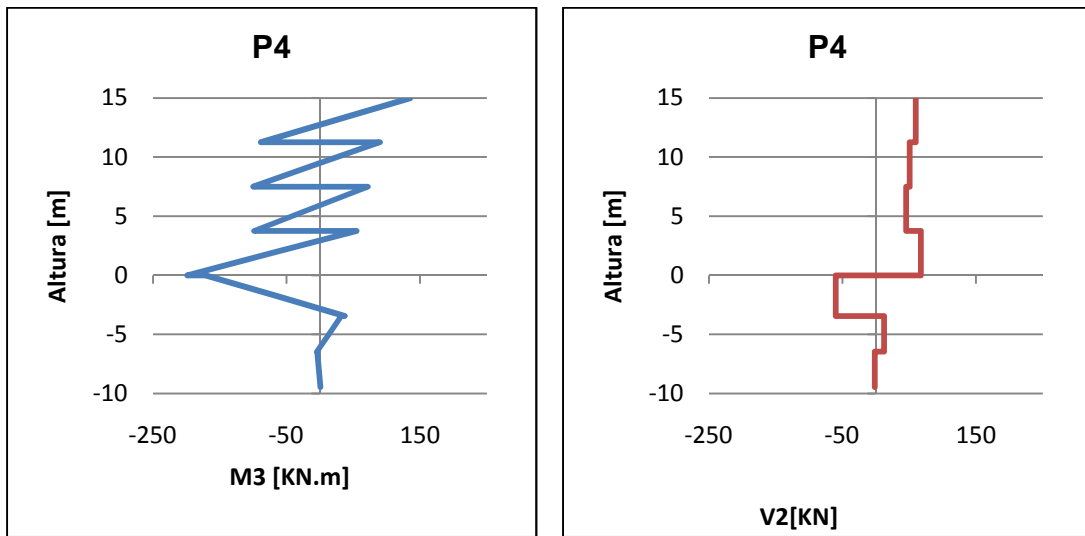


Figura 3-25 – À esquerda: Momento flector M33 do pilar P4; à direita: Esforço transversal V2 do pilar P4

Pilar lateral 6

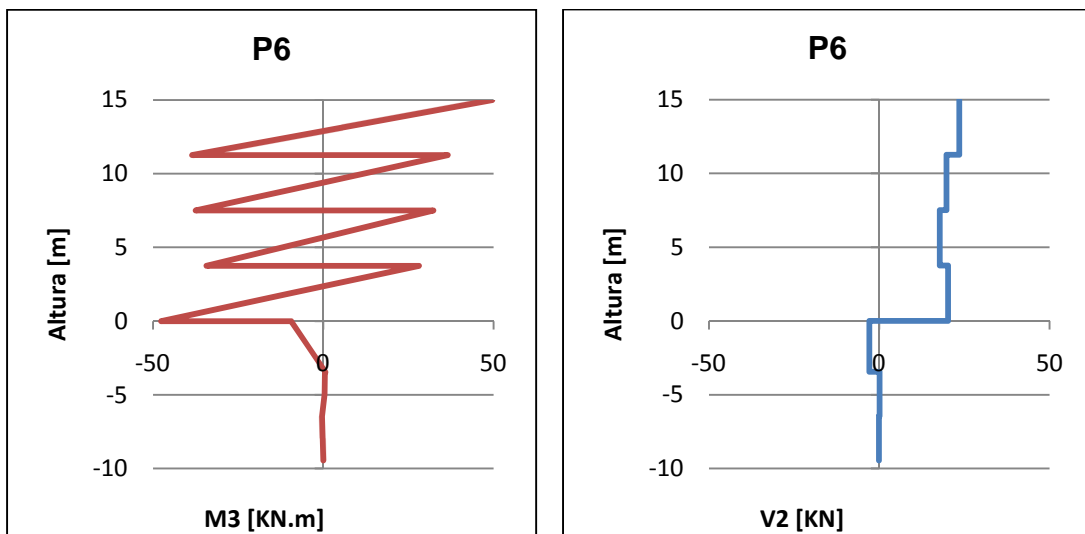


Figura 3-26 – À esquerda: Momento flector M33 do pilar P6; à direita: Esforço transversal V2 do pilar P6

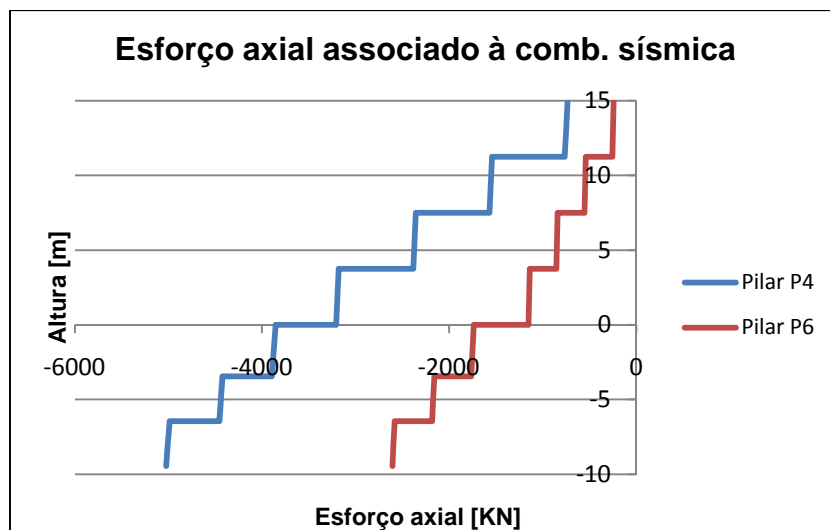


Figura 3-27 – Diagrama de esforço axial devido às cargas verticais para a combinação sísmica

De acordo com a pormenorização adoptada na Figura 3-29, calculou-se o diagrama de interacção para a flexão composta e verificou-se que o momento resistente é superior ao momento actuante para qualquer nível de esforço axial.

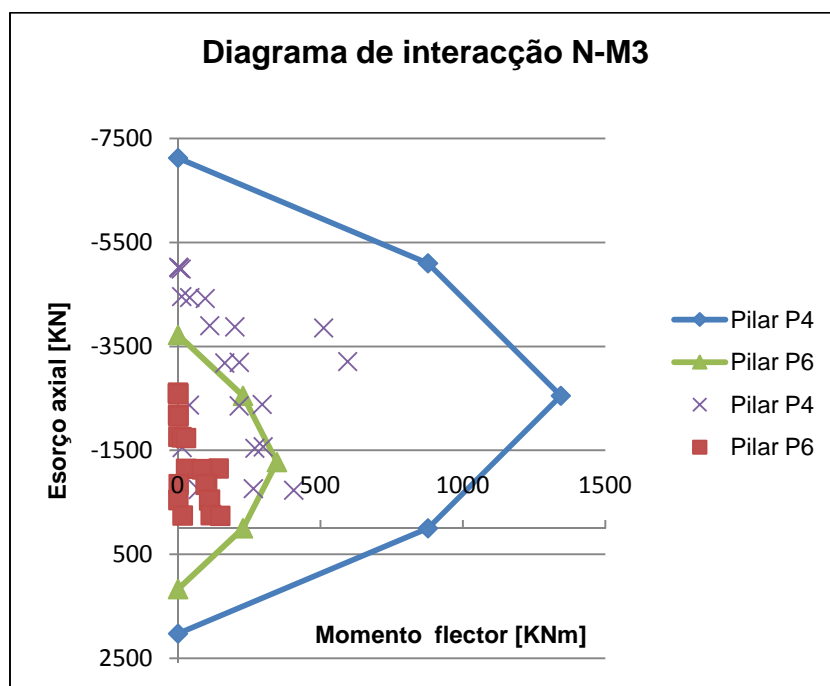


Figura 3-28 – Diagrama de interacção N-M3

Procedimento análogo foi efectuado para a direcção perpendicular e verificada a segurança para a flexão composta desviada.

O dimensionamento da armadura transversal nos pilares foi feita, não baseado no esforço transversal actuante mas sim, para o esforço transversal que o pilar atinge em primeiro lugar à resistência por flexão (comportamento dúctil). Para tal, considerou-se o momento máximo resistente segundo o diagrama de interacção de cada pilar dividindo por metade da altura do piso de forma a se obter o esforço transversal de dimensionamento.

Para o momento resistente máximo, $M_{Rd} = 1343,8 \text{ KN.m}$ e $M_{Rd} = 347,8 \text{ KN.m}$ para os pilares P4 e P6 respectivamente, resulta um $V_{sd} = 1343,8 \times 2/3,75 = 716,7 \text{ KN}$ e $V_{sd} = 347,8 \times 2/3,75 = 185,5 \text{ KN}$. Usando a expressão da EN 1992-1-1 para o cálculo da armadura transversal resulta:

Para o pilar P4,

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{716,7}{0,9 \times 0,95 \times 435 \times 10^3 \times \cot(26^\circ)} = 9,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E para o pilar P6,

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{185,5}{0,9 \times 0,45 \times 435 \times 10^3 \times \cot(26^\circ)} = 5,140 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De acordo com os cálculos acima, considera-se adequado usar estribos $\Phi 8\text{mm}/0,10 \text{ m}$ nos pilares em toda a sua altura.

Nos pisos inferiores a secção dos pilares é superior, definida pela parte a tracejado na Figura 3-29, no entanto e porque a acção sísmica não é condicionante, não se procedeu ao seu dimensionamento.

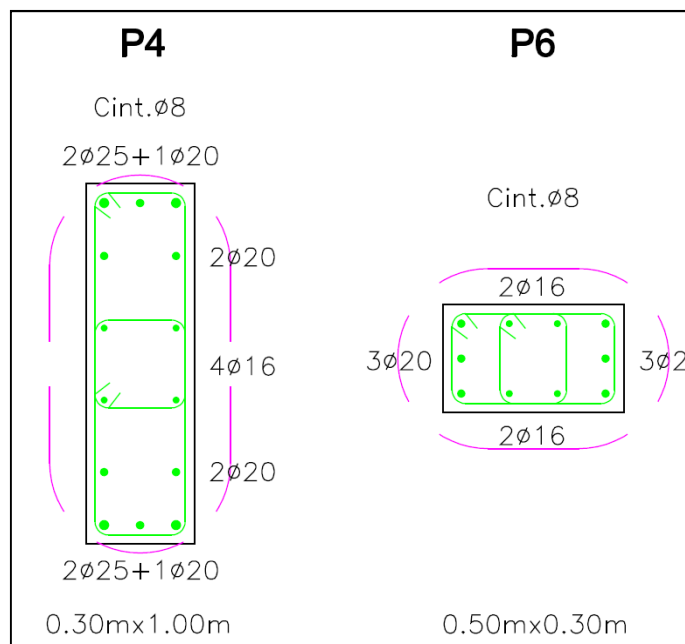


Figura 3-29 – Pormenorização transversal dos pilares P4 e P6

3.12 Lajes e ligação aos pilares

A utilização de lajes fungiformes em zonas sísmicas, como referido no capítulo 2.6, está mal equacionada a nível de aplicação prática da regulamentação. Opções dos projectistas são necessárias tomando em consideração as linhas gerais referidas no documento de Aplicação Nacional da EN 1998-1. Neste exemplo verifica-se que o papel dos pilares e participação inevitável da laje são limitados a uma percentagem pequena do efeito sísmico. No entanto, é fundamental que durante a acção sísmica a ligação laje/pilar tenha a ductilidade suficiente para suportar os deslocamentos impostos pela deformação da estrutura garantindo a transmissão de esforços verticais.

Nesta laje com bandas de 0,35 m de espessura seria conveniente, de acordo com o orientador deste trabalho, a opção de uma armadura de cintagem eficiente do betão de laje em torno do pilar. Assim, admitindo que a laje na zona dos pilares tenha sido dimensionada sem necessidade de colocação de estribos para efeitos de resistência ao punçoamento, recomenda-se o uso de estribos com um afastamento reduzido com o intuito de dotar esta zona de capacidade de deformação inelástica, evitando assim que, na ocorrência de um sismo, as lajes possam ter uma rotura em cadeia por falta de ductilidade da região de ligação laje/pilar, considerando estes estribos como uma garantia para a deformação, sem rotura, desta região crítica.

Não tendo sido efectuados cálculos de resistência para a armadura de punçoamento, no entanto, recomenda-se o uso de estribos na região adjacente ao pilar, por exemplo com a configuração da Figura 3-30, com o objectivo de aumentar a ductilidade desta região e, possivelmente com armadura transversal mínima em toda a banda de ligação entre pilares.

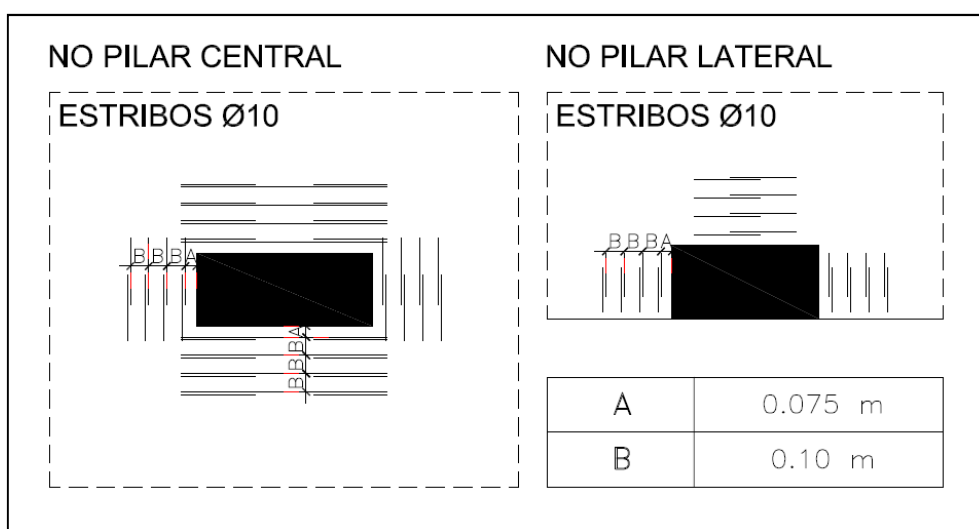


Figura 3-30 – Pormenorização da armadura de punçoamento de forma a aumentar a ductilidade

4 Conclusões

No presente trabalho abordaram-se vários aspectos de implementação das disposições regulamentares para o dimensionamento sísmico, de acordo com o EC 8, focando alguns pontos que necessitam de clarificação, que só se torna evidente na prática do projecto.

Na primeira parte do trabalho referiram-se aspectos gerais associados à acção sísmica tais como, o espectro de resposta definido no EC 8 e a evolução em relação ao RSA. Analisou-se a razão pela qual se propõe naquele regulamento metade da rigidez “elástica” dos elementos na análise sísmica, e tentou-se dar uma contribuição mais teórica para clarificar o procedimento de cálculo da armadura de confinamento num elemento de parede composto por mais de uma parede, que pode levar a interpretações diferentes.

A aplicação ao caso prático traduziu-se por analisar as características do comportamento estrutural e dos seus elementos, de um edifício de escritórios com quatro pisos acima do rés-do-chão. O edifício apresenta uma estrutura de betão armado com um sistema estrutural de parede e lajes fungiformes. Este tipo estrutural é caracterizado por grande parte da resistência à acção sísmica se verificar nos elementos de parede, nos quais incidiu parte significativa do trabalho. Descreveu-se o edifício e sua localização, identificaram-se os materiais usados e as acções consideradas para a combinação sísmica. Foram efectuadas várias etapas na verificação da qualidade e/ou validade do modelo, desde a verificação para as cargas verticais, frequência e modos de vibração, forças de corte basal e distribuição dos esforços de corte pelos elementos estruturais de parede no piso da base, para ambas as modelações. Pretendeu-se com estas verificações mostrar a importância de uma pré-avaliação a fim de se evitarem erros grosseiros na verificação da segurança, que podem resultar em graves perdas.

Na modelação do edifício pretendeu-se comparar duas formas usuais de considerar os núcleos e correspondentes formas de efectuar os cálculos para o dimensionamento das armaduras no caso da classe de ductilidade média, que se prevê venha a ter maior aplicação. Analisaram-se os esforços para a combinação sísmica dos elementos de parede e detalhou-se como se procedeu ao dimensionamento das armaduras de flexão e de esforço transversal para ambas as modelações, analisando alguns aspectos que precisam de ser cuidadosamente avaliados.

Concluiu-se, em nossa opinião, que a modelação do núcleo com apenas um elemento com características de rigidez globais é mais directa e levanta menos dúvidas sobre a interpretação dos efeitos que actuam no núcleo. Na modelação pelo modelo B surgem dificuldades na interpretação dos esforços axiais de dimensionamento para cada elemento, pois parte destes deveriam ser considerados como parte do binário de forças segundo um eixo e a restante para o eixo perpendicular. No modelo A, verificou-se que os esforços obtidos são mais directos e de mais fácil interpretação na passagem ao dimensionamento. No entanto, é de referir que ambos os modelos são válidos e que os resultados obtidos, neste caso, em pouco diferiram.

Procedeu-se e explicitou-se o cálculo da armadura de confinamento do elemento de parede simples (secção rectangular) e nos elementos de parede compostos por mais de uma secção (e.g. núcleos de elevadores), onde se procurou clarificar como se pode proceder para este cálculo.

Para o dimensionamento dos pilares, e dado tratar-se de um sistema estrutural de parede, considerou-se que as suas exigências de desempenho não passam pela resistência lateral à acção sísmica, Assim que a sua secção fendilha a sua rigidez reduz-se consideravelmente, reduzindo-se também os esforços solicitantes havendo, no essencial que garantir ductilidade. Com esta exigência pretendeu-se garantir que as cargas verticais das lajes são encaminhadas pelos pilares, mesmo quando sujeitas à máxima deformação imposta pelo sismo, sendo que para tal, as regiões dos pilares junto às lajes devem ser dotadas de uma boa capacidade de deformação através de uma cintagem adequada conferida pela adopção de cintas próximas e bem amarradas.

Na parte final do trabalho fez-se referência à ausência de informação do EC 8 para as lajes fungiformes recomendando a adopção de armadura de confinamento de forma a dotar a região entre a laje e pilar de capacidade de deformação inelástica minimizando assim a possibilidade de se dar uma rotura frágil por punçoamento.

5 Bibliografia

(s.d.). Obtido em 25 de Agosto de 2010, de

<http://portfoliomatematica.no.sapo.pt/modelacao1.htm>

APPLETON, J., & MARCHÃO, C. (2006). *"Folhas de Apoio às Aulas de Betão Armado e Pré-esforçado I: Módulo 3 - Verificação da Segurança aos Estado Limite de Utilização"*. Instituto Superior Técnico.

APPLETON, J., & MARCHÃO, C. (2007/2008). *"Folhas de Apoio às Aulas de Betão Armado e Pré-esforçado II: Módulo 2 - Lajes de Betão Armado"*. Instituto Superior Técnico.

AZEVEDO, Á. F. (Abril 2003). *"Método dos Elementos Finitos"* (1ª ed.). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

CAMARA, J. (1990). *"Análise não linear de estruturas de Betão Armado nas condições de serviço"*.

CAMARA, J. (1988). *"Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado"*. Instituto Superior Técnico.

E Cansado CARVALHO. (2008). *"Aspectos gerais do Eurocódigo 8 - Aplicação em Portugal"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

ERBERIK, M. A., & ELNASHAI, A. S. (2003). *"Seismic Vulnerability of Flat-Slabs Structures"*. Civil and Environmental Engineering Department - University of Illinois at Urbana-Champaign.

ESTÊVÃO, J. M., SILVA, E., & SILVA, J. (2007). *"Avaliação da Resposta Sísmica de Edifícios Sítos em Solos Brandos Estratificados"*. 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.

EUROCÓDIGO. (2009). *"Bases para o projecto de estruturas"*, NP, EN 1990:2009.

EUROCÓDIGO 1. (2009). *"Bases para o projecto de estruturas"*, NP, EN 1990:2009.

EUROCÓDIGO 2. (2004). *"Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios"*, EN 1992-1-1:2004.

EUROCÓDIGO 8. (2010). *"Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios"*.

FARDIS, M. N. (2009). *"Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode8"* (Vol. 8). Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece: Springer.

FERREIRA, I., & MARTINS, J. G. (2006). *"Estruturas de ductilidade melhorada"* (3ª ed.).

GUERREIRO, L. (Março de 2010). "*Acção Sísmica*". Instituto Superior Técnico: Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas.

GUERREIRO, L. "*Definição da Acção Sísmica*". Instituto Superior Técnico.

GUERREIRO, L. (1999). "*Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta*". Instituto Superior Técnico: Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica.

MARTINS, J. G. (2003). "*Lajes fungiformes*" (1ª ed.).

PINTO, A., TAUCER, F., & DIMOVA, S. (2007). "*Pre-normative research needs to achieve improved design guidelines for seismic protection*". Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg.

PROENÇA, J. M. (2007/2008). "*Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica*". Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.

RAMOS, A., & LÚCIO, V. (2006). "*Estruturas de Betão Armado II, 11 - Lajes Fungiformes - Punçoamento*". fct - UNL.

REBAP. "*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*". Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho.

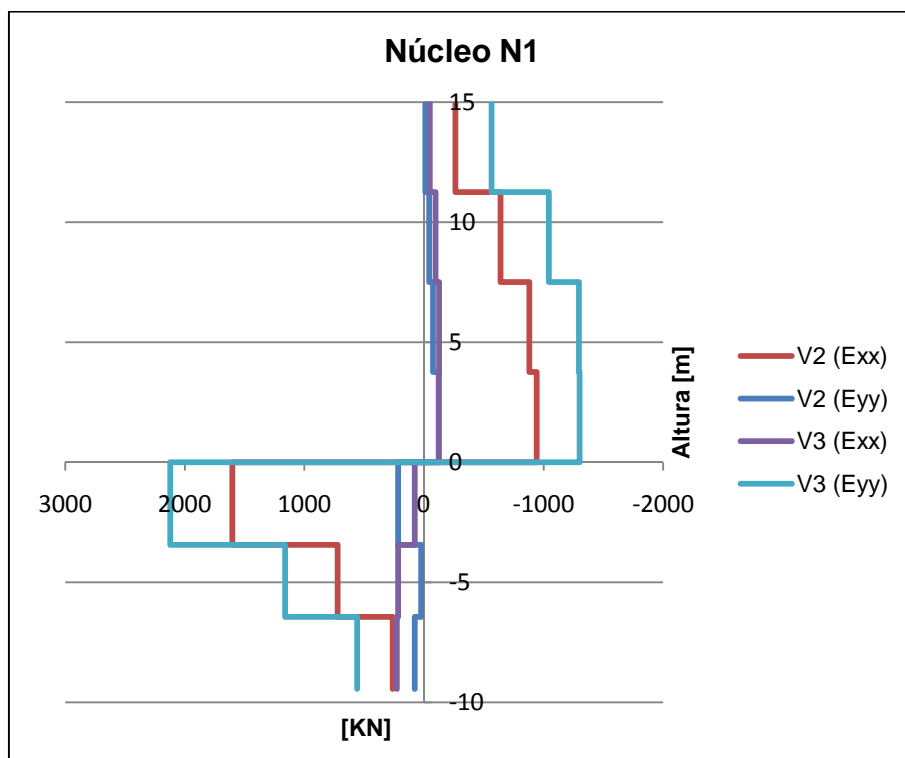
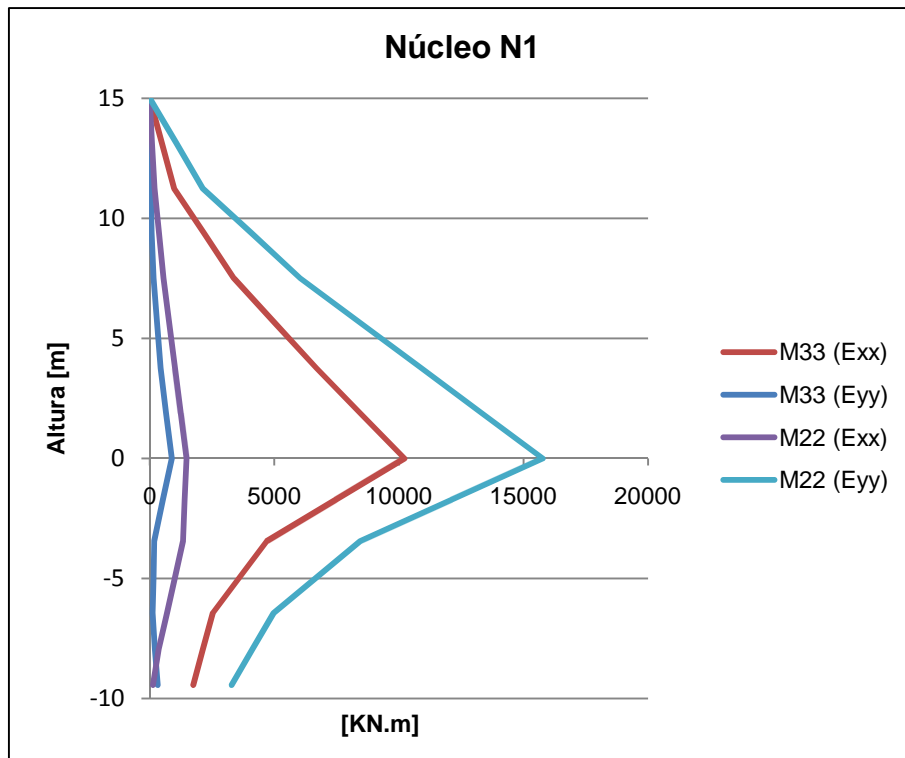
RSA. "*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e de Pontes*". DL n.º 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora.

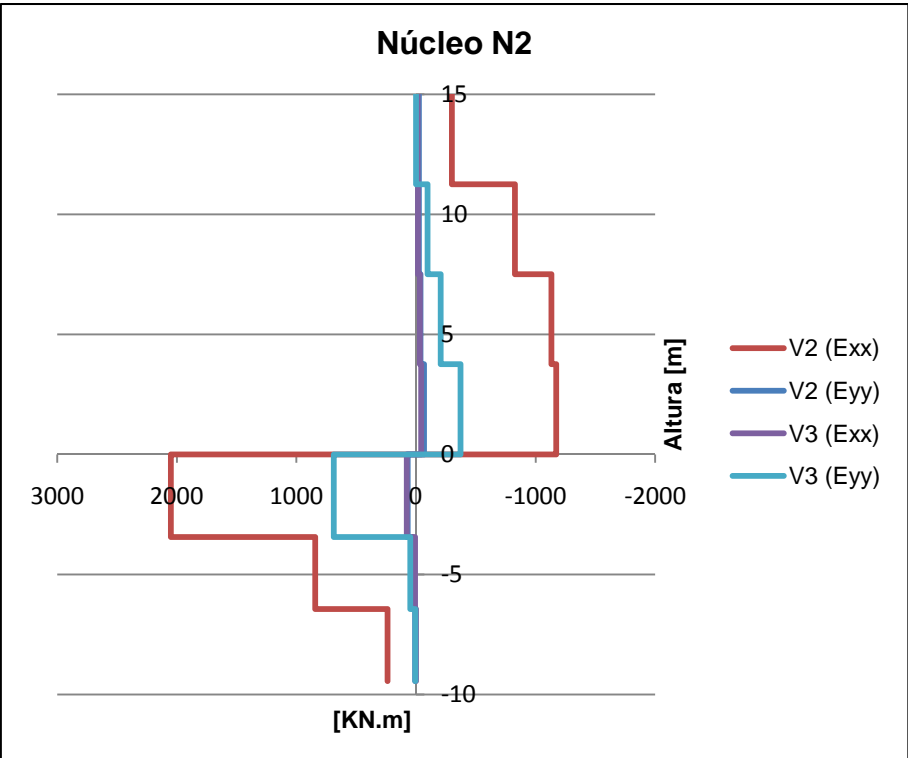
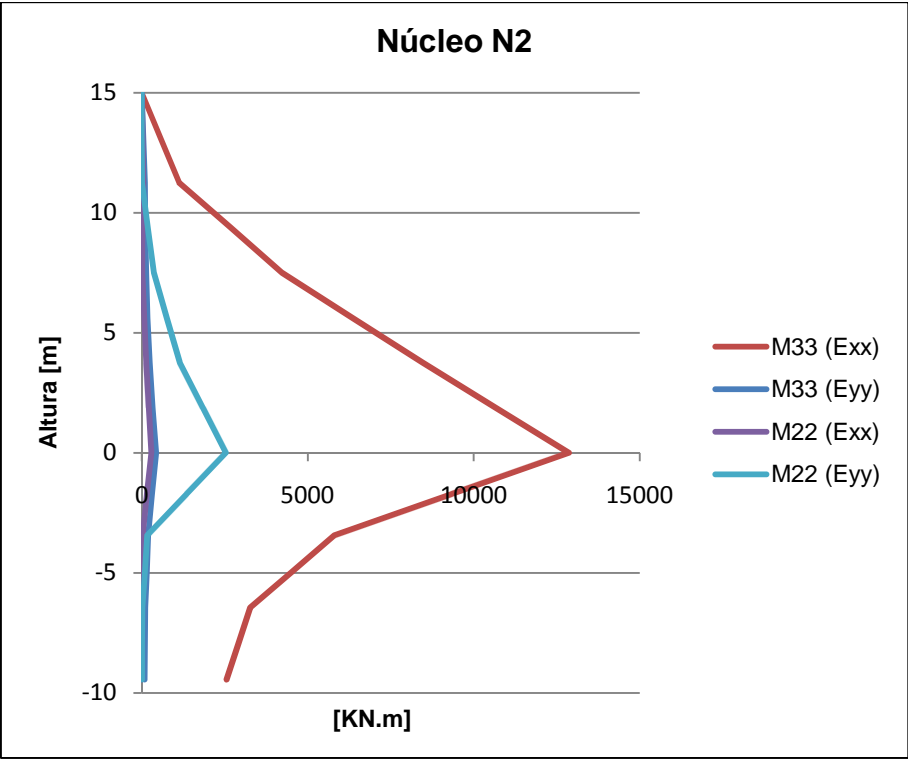
SENGUPTA, D. A., & MENON, P. D. *Prestressed Concrete Structures*. Indian Institute of Technology Madras.

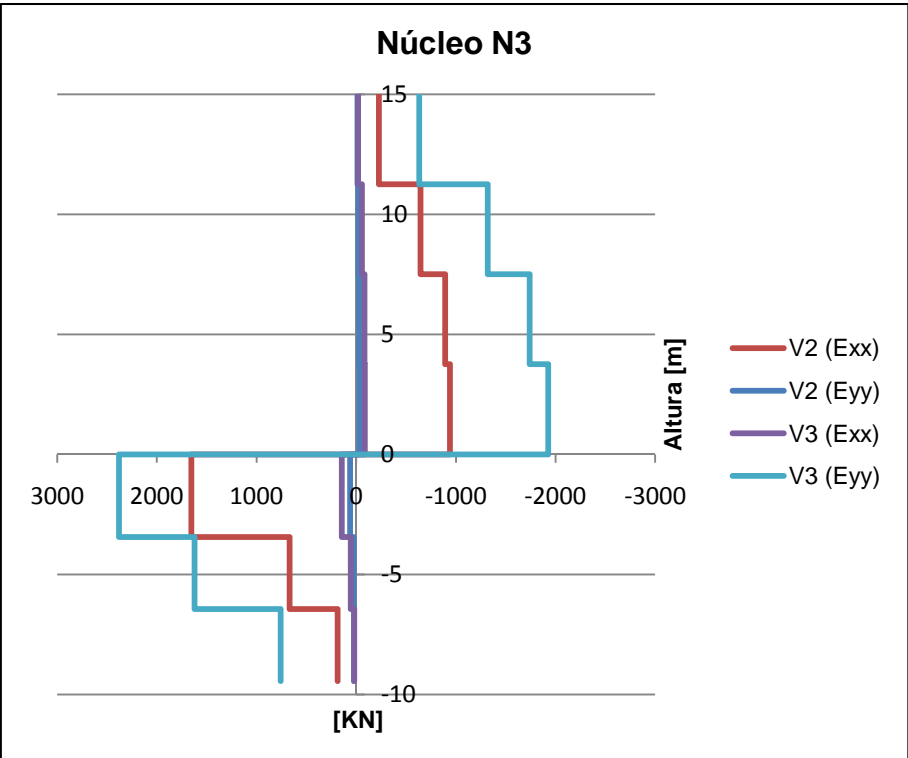
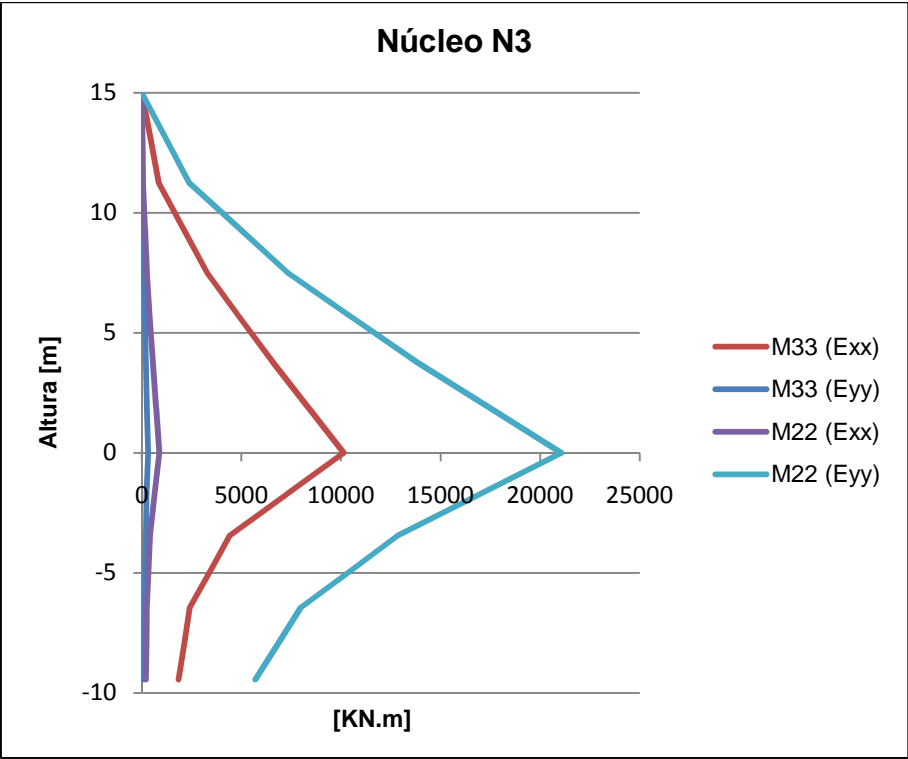
TAVARES, R. M. (2010). "*State-of-Art sobre o Controlo da Fendilhação devido a Deformações Impostas*". Instituto Superior Técnico: Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

6 Anexos

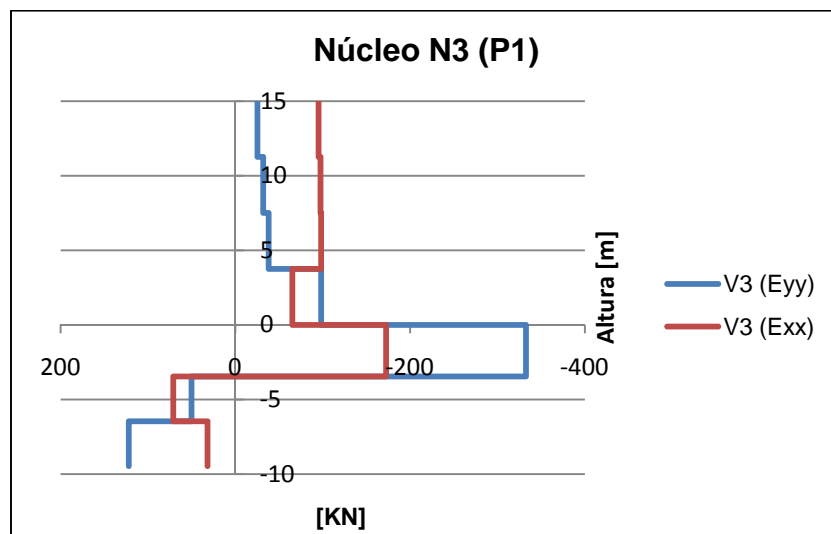
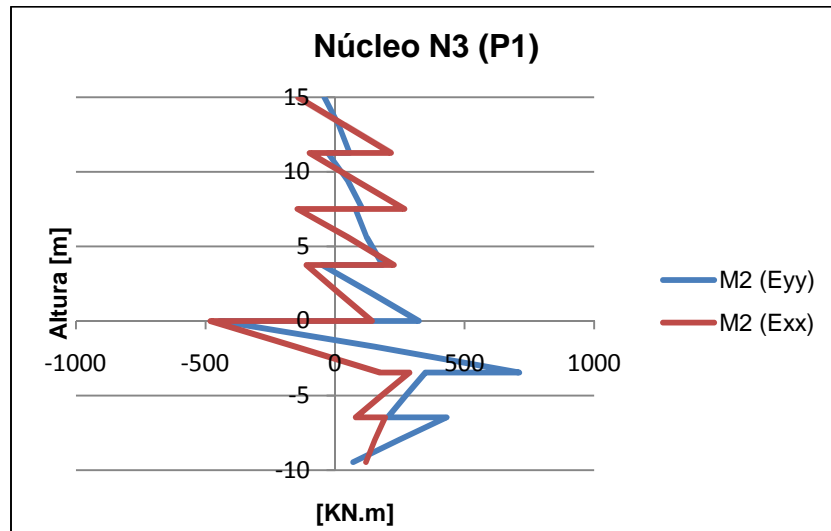
6.1 Anexo 1 – Diagramas de esforços nos núcleos pelo modelo A

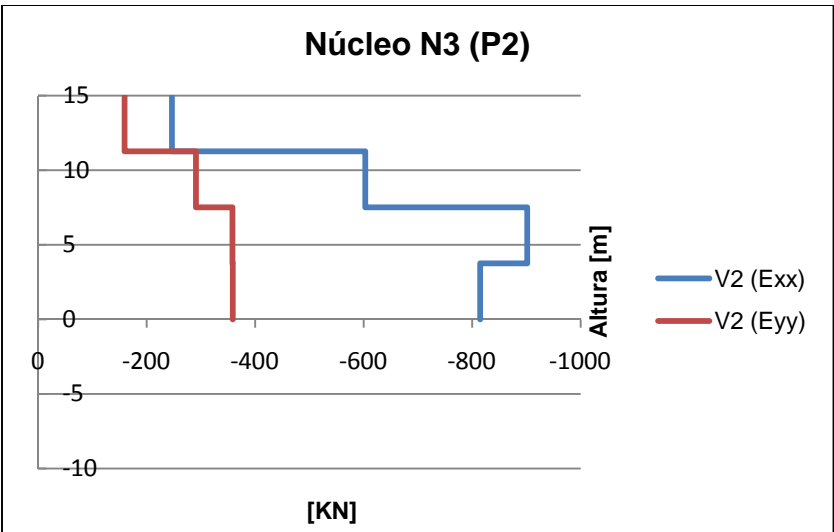
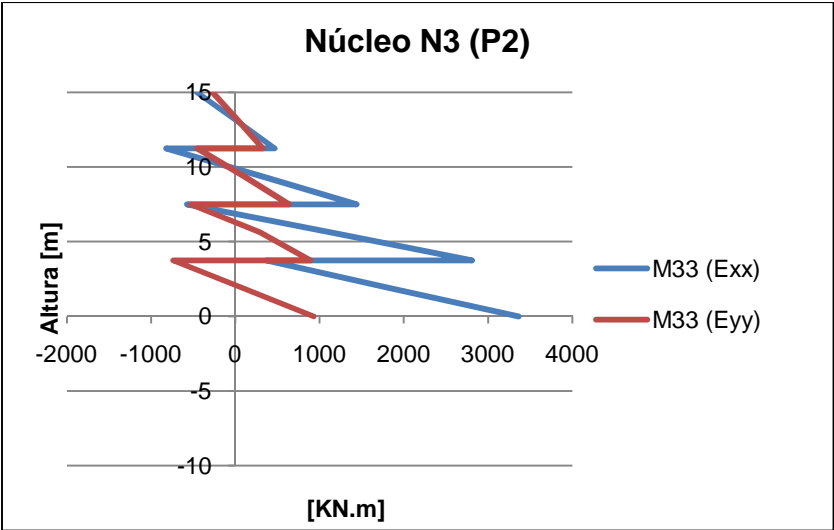
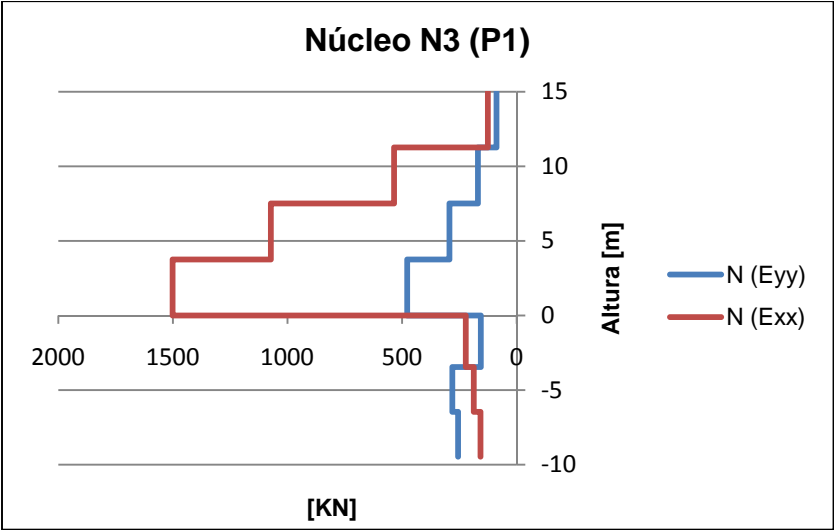


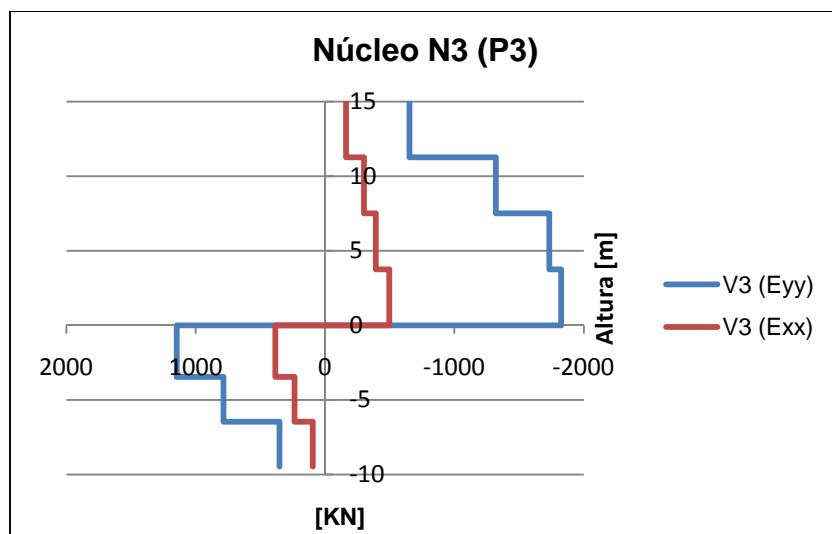
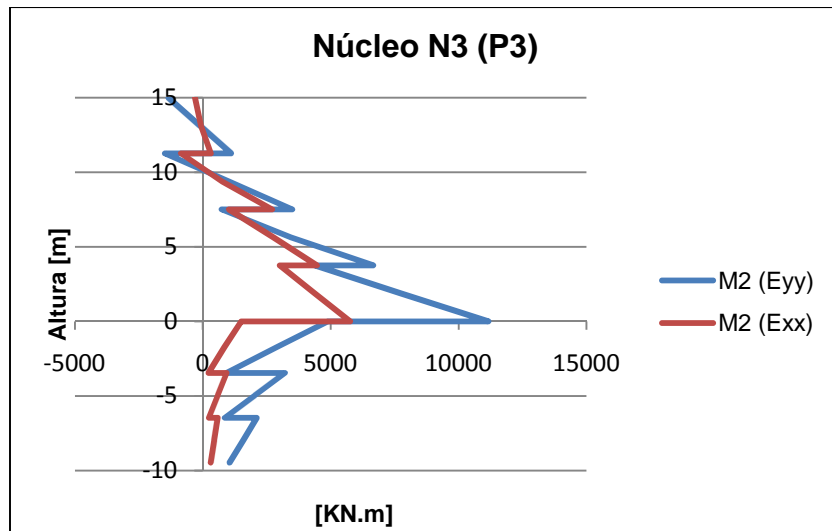
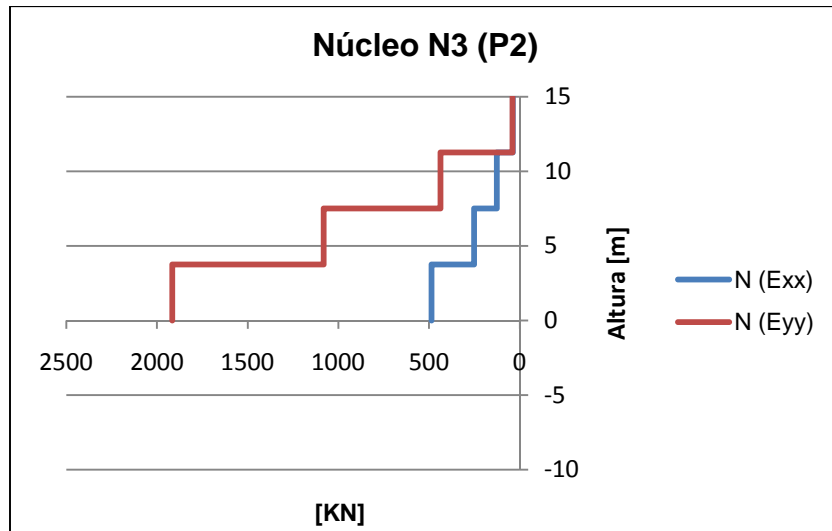


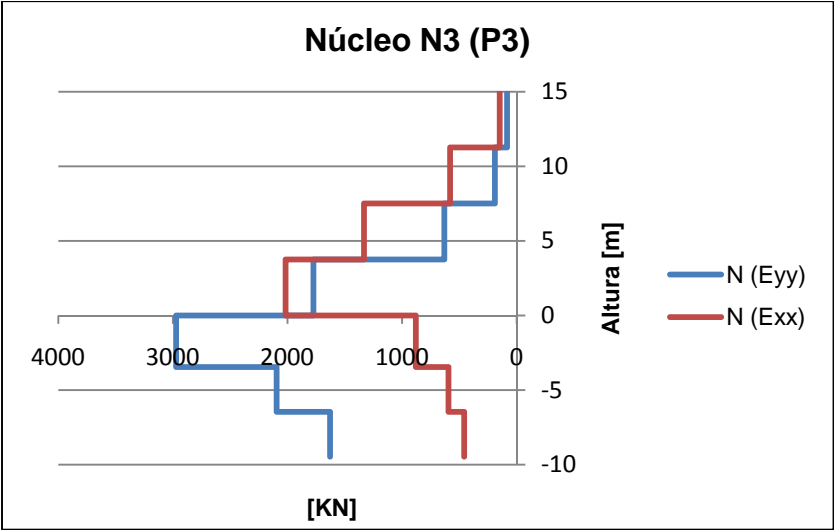


6.2 Anexo 2 – Esforços nas paredes P_i do núcleo N3 segundo o modelo B

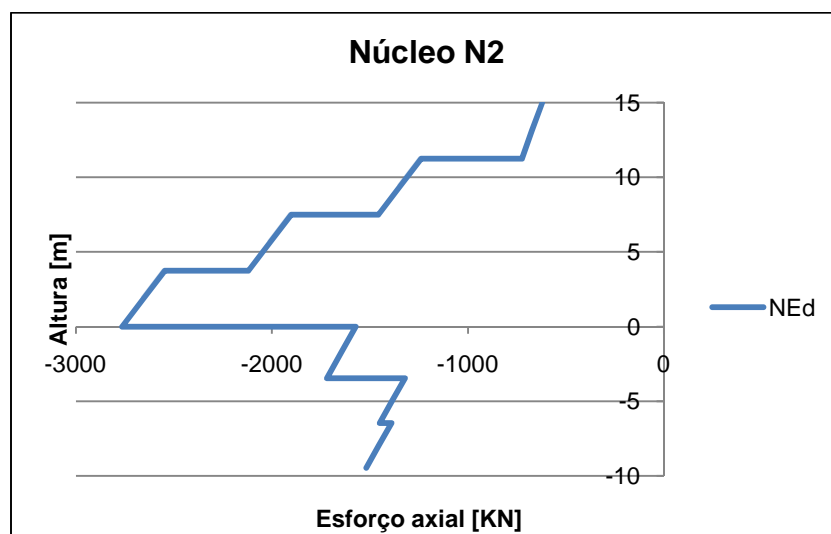
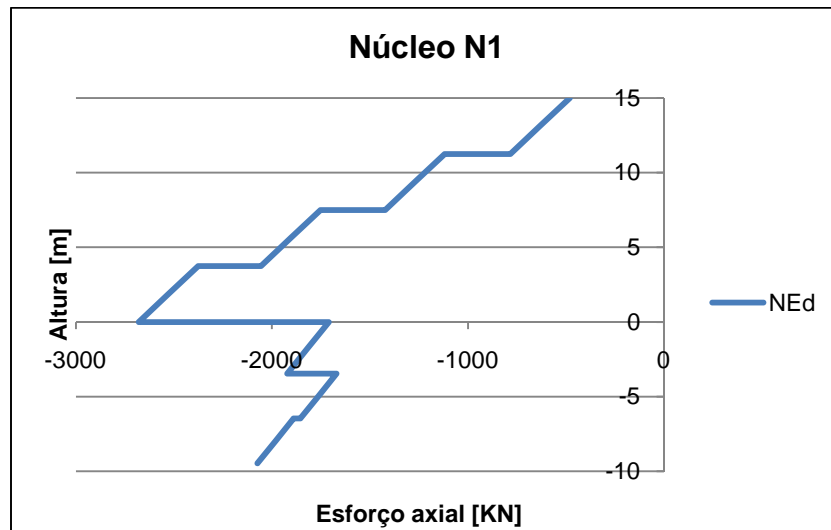


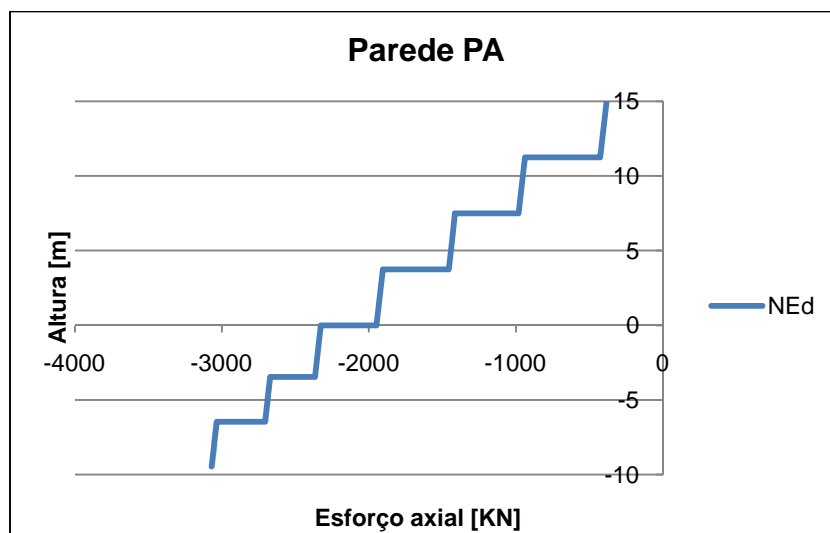
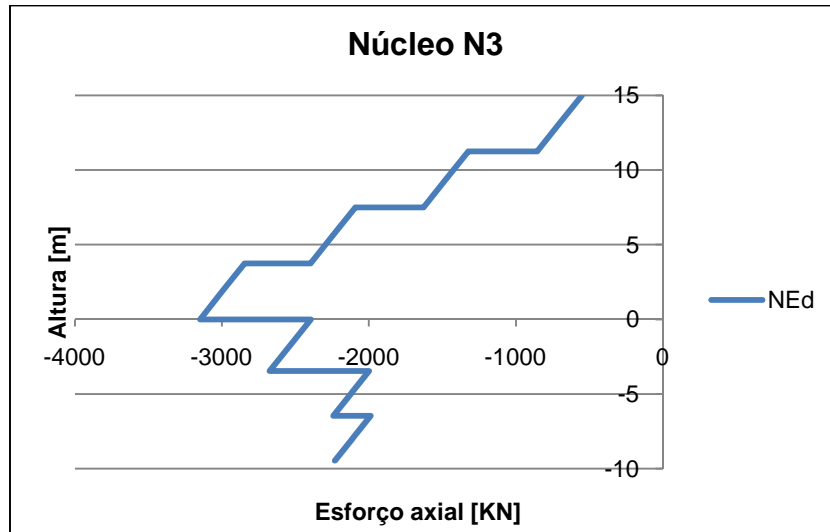






6.3 Anexo 3 – Diagramas de esforço axial devido às cargas verticais nos elementos de parede para a combinação sísmica

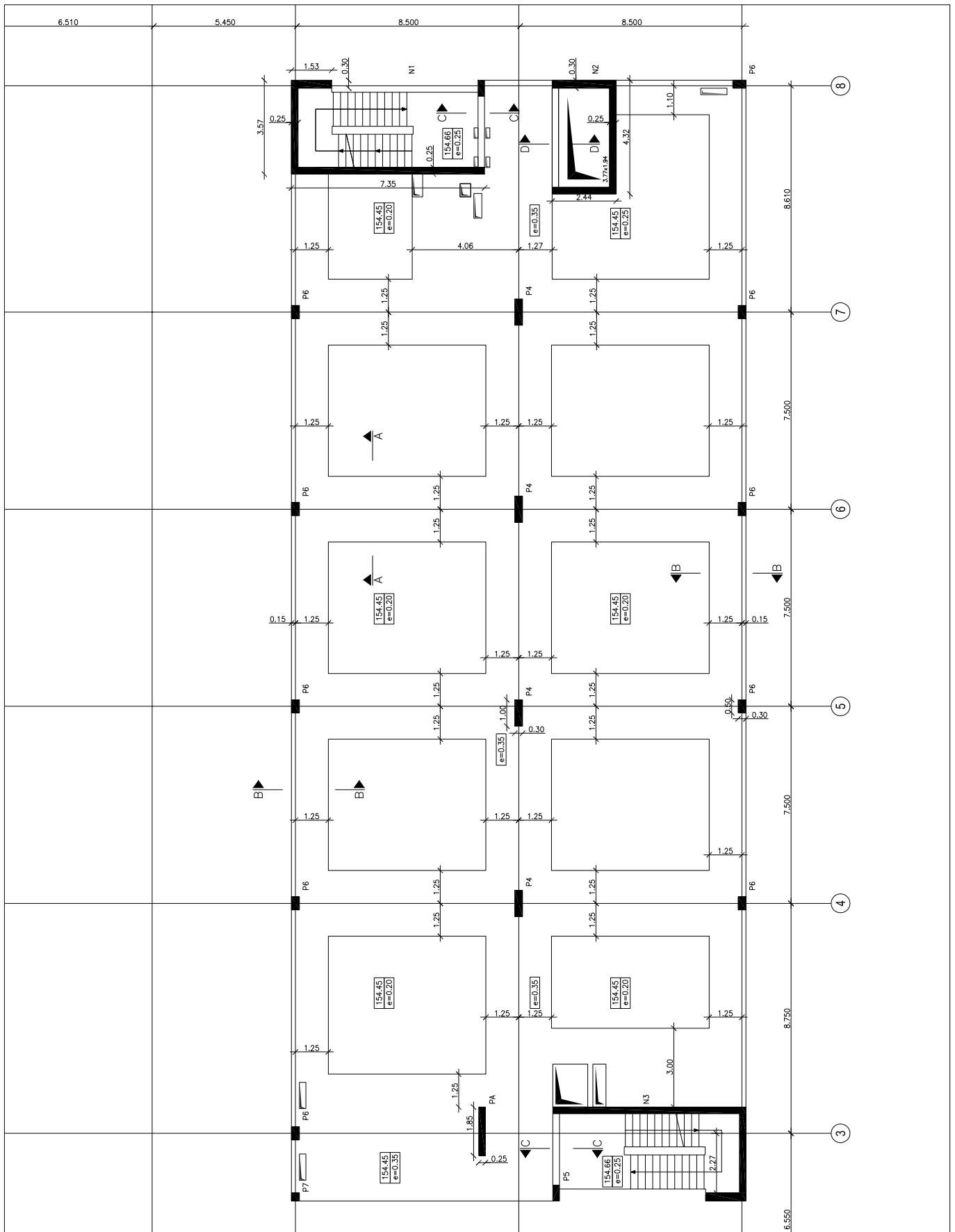




Elemento	N_{Ed}	V_{Ed}
N1	-2679,0	0,044
N2	-2765,0	0,061
N3	-3148,9	0,052
PA	-1948,0	0,211

Tabela 6-1 – Esforços normais ao nível da base para a combinação sísmica dos elementos de parede

6.4 Anexo 4 – Peças desenhadas



QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO	
GERAL:	C30/37
AÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500NR
RECOBRIMENTOS	
VIGAS E PILARES:	3.5 cm
LAJES EM GERAL E NÚCLEOS:	3.0 cm



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

Instituto Superior Técnico
Dissertação de Mestrado
Planta Pisos superiores

Nº 51853 Florentino Coelho

Mestrado Integrado em Engª Civil

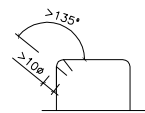
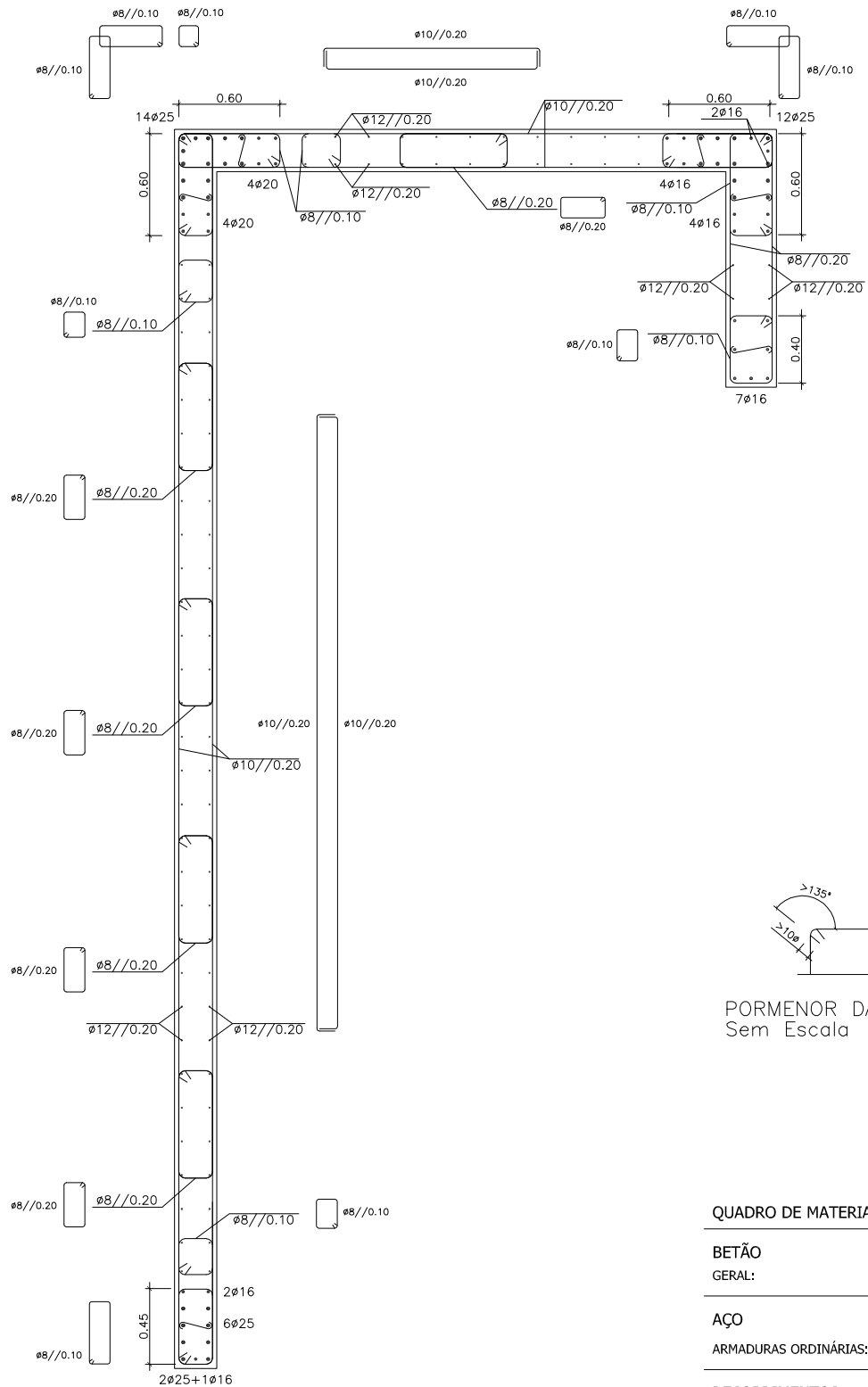
Desenho Nº

1

Outubro 2010

Unidades [m]

Esc. 1:200



PORMENOR DAS CINTAS
Sem Escala

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO	
GERAL:	C30/37
AÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500NR
RECOBRIMENTOS	
VIGAS E PILARES:	3.5 cm
LAJES EM GERAL E NÚCLEOS:	3.0 cm



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Sem Escala



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

Instituto Superior Técnico
Dissertação de Mestrado
Betão Armado: Núcleo N1

Corte Transversal

Nº 51853 Florentino Coelho

Mestrado Integrado em Engª Civil

Desenho Nº

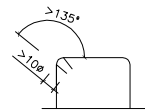
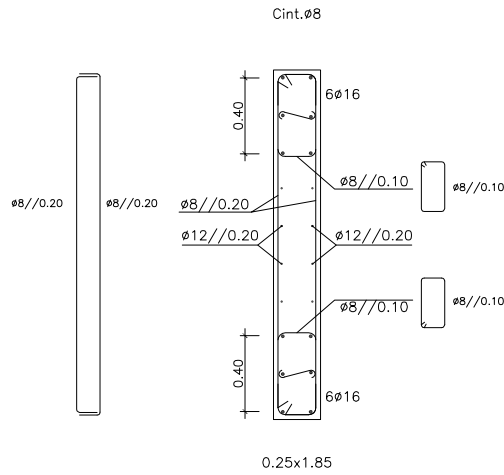
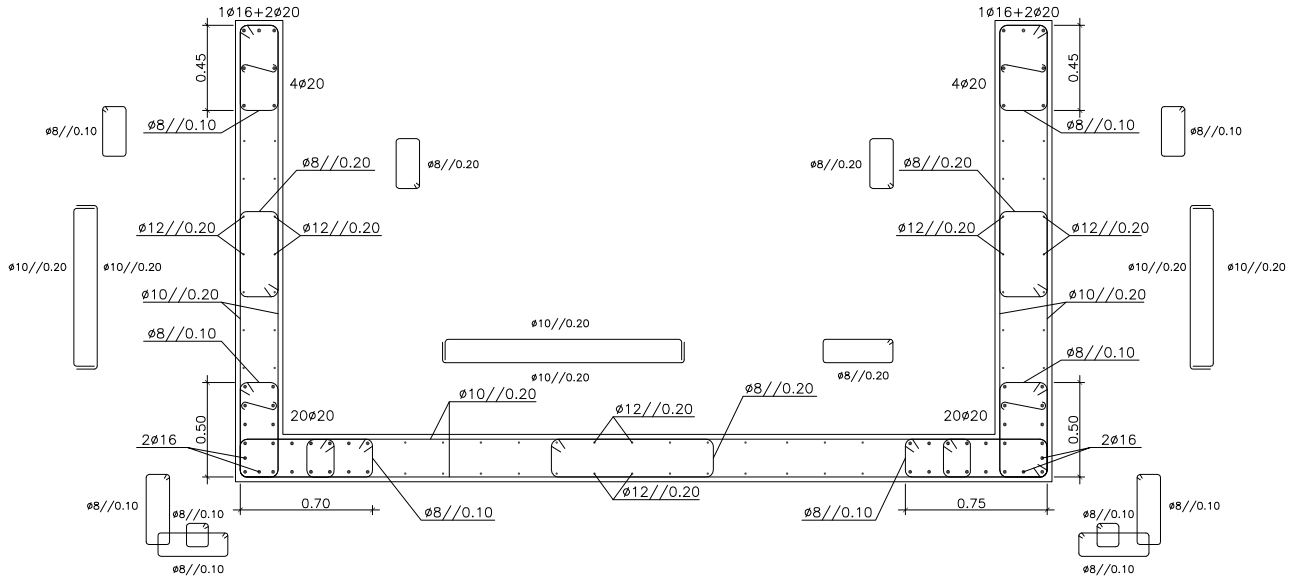
2

Outubro 2010

Unidades [m]

Escala 1:40

ARMADURAS DO NÚCLEO N2 NO PISO 1



PORMENOR DAS CINTAS
Sem Escala

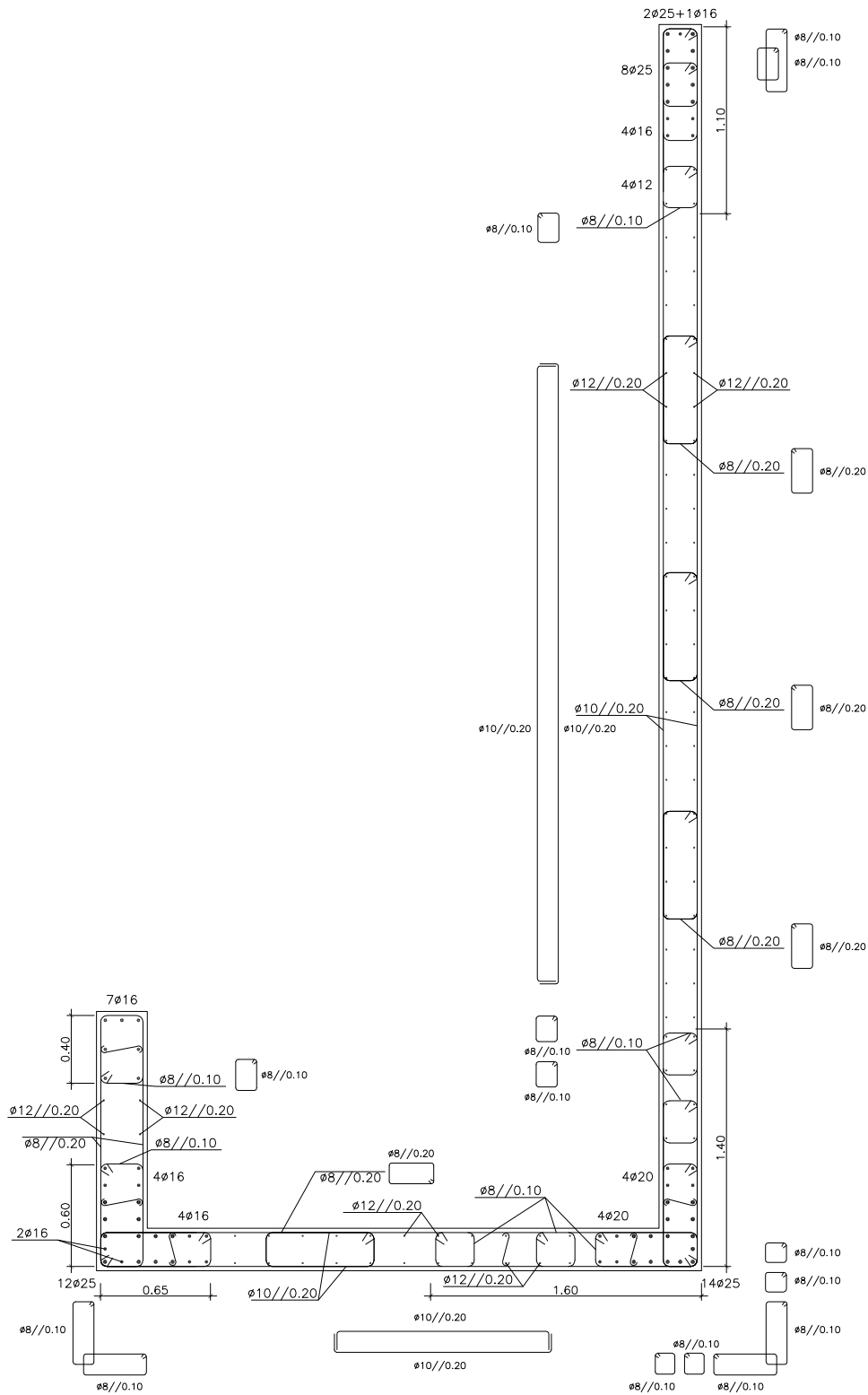
QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO	
GERAL:	C30/37
AÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500NR
RECOBRIMENTOS	
VIGAS E PILARES:	3.5 cm
LAJES EM GERAL E NÚCLEOS:	3.0 cm

ARMADURAS DA PAREDE PA NO PISO 1



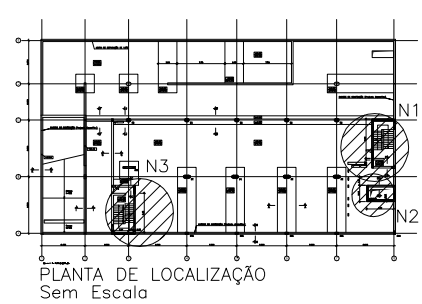
<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	<p>Instituto Superior Técnico Dissertação de Mestrado Betão Armado: Núcleo N2 Parede PA Corte Transversal</p>	<p>Desenho Nº 3</p>
	<p>Nº 51853 Florentino Coelho</p>	<p>Outubro 2010</p>
	<p>Mestrado Integrado em Engª Civil</p>	<p>Unidades [m]</p>
	<p></p>	<p>Escala 1:40</p>



PORMENOR DAS CINTAS
Sem Escala

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO	
GERAL:	C30/37
AÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500NR
RECOBRIMENTOS	
VIGAS E PILARES:	3.5 cm
LAJES EM GERAL E NÚCLEOS:	3.0 cm



Instituto Superior Técnico
Dissertação de Mestrado
Betão Armado: Núcleo N3
Corte Transversal
Nº 51853 Florentino Coelho
Mestrado Integrado em Engª Civil

Desenho Nº
4
Outubro 2010
Unidades [m]
Escala 1:40