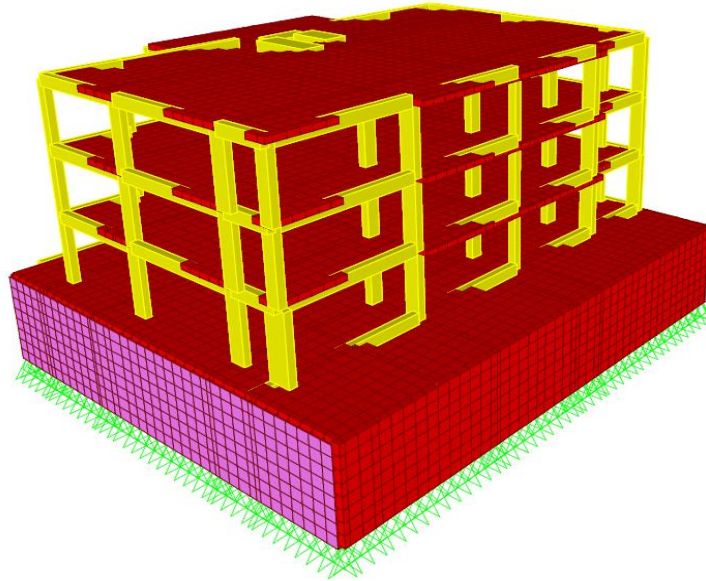




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício de 3
Pisos em Lisboa, destinado a Habitação**

STÉPHANE GARCIA MARQUES

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
área de especialização de Estruturas

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luís Evangelista

Dezembro de 2014

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço ao Professor António Gorgulho, pela partilha do seu conhecimento na orientação deste projeto, que foi uma importante oportunidade de crescer como engenheiro. Agradeço ainda a sua disponibilidade e paciência, que sempre demonstrou sempre que foi necessário.

Agradeço, em segundo lugar, aos meus amigos e colegas, que me acompanharam e ajudaram ao longo desta minha jornada académica

Por fim, agradeço à minha família, especialmente aos meus pais, irmã e cunhado o apoio que sempre me deram, de modo a atingir os meus objetivos.

Resumo

O presente trabalho de final de mestrado teve como objetivo a elaboração de um projeto de estruturas de um edifício destinado a habitação, descrevendo as suas diferentes fases de execução, começando pela conceção até à fase final de dimensionamento. O projeto abrange uma estrutura com elementos estruturais em betão armado e muro de contenção.

Para a conceção do edifício, foi utilizada a regulamentação europeia, nomeadamente o EC0, EC1, EC2 e EC8, uma vez que estes serão o futuro da regulamentação nacional, vindo substituir os atuais regulamentos nacionais: o “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Betão Armado (RSA)*” e o “*Regulamento para estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*”. Com o surgimento desta nova regulamentação, o projeto de estruturas constitui um desafio no que diz respeito à abordagem da ação sísmica prescrita pelo Eurocódigo 8, que torna o dimensionamento de estruturas mais detalhado e exigente, em relação à regulamentação em vigor.

Como um projeto de estruturas é deveras complexo, utilizam-se, de forma a facilitar o cálculo, ferramentas de cálculo automático. O programa de cálculo automático utilizado foi o SAP2000 onde a modelação estrutural é relativamente simples, mas requer uma interpretação bastante mais exigente no que diz respeito a resultados e compreensão dos efeitos associados às simplificações que possam ser efetuadas, aquando da modelação.

Com a escolha deste projeto, pretende-se obter um trabalho detalhado e correto, permitindo adquirir conhecimentos importantes relativos ao uso das futuras normas europeias, pondo em prática as competências e conhecimentos adquiridos ao longo do curso.

Palavras-chave: Betão armado, Modelação, Análise sísmica, Projeto de estruturas, regulamentação.

Abstract

This MSE Dissertation aimed at the development of a structural design of a building for residential, describing their different stages of implementation, beginning with the preliminary design up to the final stage of design. The project refers a structure with structural elements in reinforced concrete and a retaining wall.

For the design of the building was used European , and in particular EC0, EC1, EC2 and EC8, as these will be the future of national rules coming as replacement of the current national regulations, the “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Betão Armado (RSA)*” and the “*Regulamento para estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*” With the emergence of this new regulation, the structural design is a challenge with regard to the approach of seismic activity prescribed by Eurocode 8 which makes the design of the structure more detailed in relation to the old regulations.

The structural design is quite complex in order to simplify the calculation, are used an automatic calculation tools. The computer program was the SAP2000, where the structural modeling is relatively simple but requires a special interpretation with regard to understanding the results and effects associated with the simplifications that can be made when modeling the structure.

With the choice of this project is intended to achieve a detailed and accurate work, allowing acquire important knowledge regarding the use of future European standards by implementing the skills and knowledge acquired during the course.

Keywords: Reinforced concrete, Modeling, Seismic analysis, Structural Design, regulation

Índice

Índice de figuras	IX
Índice de Tabelas.....	XI
Listas de Abreviaturas.....	XVII
1 Introdução	1
2 Base Arquitetónica.....	2
3 Materiais.....	3
3.1 Betão	4
3.2 Aço.....	5
4 Quantificação de Ações.....	6
4.1 Ações Permanentes	6
4.2 Ações Variáveis.....	6
4.3 Combinações da ações	12
5 Análise Sísmica.....	15
5.1 Elementos sísmicos	15
5.2 Capacidade de dissipação de Energia e Classes de Ductilidade.....	15
5.3 Regras de dimensionamento.....	16
5.4 Regularidade Estrutural.....	18
5.5 Coeficiente de comportamento.....	20
6 Pré-dimensionamento.....	22
6.1 Lajes e escadas	22

6.2	Vigas	22
6.3	Pilares e Paredes.....	22
6.4	Fundações.....	23
7	Análise Estrutural.....	24
7.1	Classificação do sistema estrutural.....	25
7.2	Regularidade Estrutural.....	29
7.3	Coeficiente de comportamento.....	30
7.4	Análise Estrutural.....	31
7.5	Efeitos Acidentais de Torção	32
7.6	Efeitos de 2ª Ordem Globais Sísmicos.....	34
8	Dimensionamento.....	36
8.1	Estados limites últimos.....	36
8.2	Estados Limites de Utilização	82
9	Conclusão.....	87
10	Bibliografia	88
11	Anexos.....	89

Índice de figuras

Figura 1-Divisão territorial por tipo de ação sísmica	8
Figura 2 - Espectro de resposta horizontal	9
Figura 3 – Posição do centro de rigidez e de massa do piso tipo.....	27
Figura 4 – Espectros de resposta de cálculo	30
Figura 5 - Esquema das armaduras de cintagem na zona critica	53
Figura 6 - Esquema da divisão do Núcleo de Elevadores.....	58
Figura 7 - Evolvente de momentos para as paredes.....	60
Figura 8 - Envolvente de cálculo para o esforço transversal para as paredes	61
Figura 9 - Esquema do método dos pilares fictícios nas paredes	62
Figura 10 - Esquema da armadura de confinamento nas paredes	64
Figura 11- Modelo para a verificação ao punçoamento no estado limite [EC2]	69
Figura 12 - Contornos de referência em torno de áreas carregadas [EC2]	70
Figura 13- Esquema de cálculo para a Escada.....	72
Figura 14 – Modelo de cálculo do 1º lanço de escadas e respetivos diagrama de momentos obtido	73
Figura 15 – Modelo de cálculo do 2º lanço de escadas e respetivos diagrama de momentos obtido	74
Figura 16 - – Esquema representativo do cálculo das armaduras (método das bielas).....	76
Figura 17 – Esquema representativo do cálculo das armaduras (método das bielas)	78
Figura 18 – Esquema de modelo de cálculo para a sapata na direção X	79
Figura 19 – Modelo de cálculo simplificado para o muro de suporte.....	81
Figura 20- Deformação no piso 2 para a combinação quase-permanente de ações.....	84

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Classes de Importância e tempos de vidas úteis para estruturas.....	3
Tabela 3.2- Características do betão C25/30.....	4
Tabela 3.3 - Características do Aço A400 NR SD.....	5
Tabela 3.4 - Coeficientes de segurança parciais relativos aos materiais.....	5
Tabela 4.1 – Tipos de carregamentos associados à Restante Carga Permanente (RCP)	6
Tabela 4.2 – Tabela de sobrecargas e respectivos coeficientes.....	7
Tabela 4.3 – Classificação das estruturas e coeficientes de importancia associados	11
Tabela 4.4 -Resumo das características dos espectros de resposta	11
Tabela 4.5 - Tabela do NA do EC8 artº.3.2.2.3(1)P.....	12
Tabela 4.6- Coeficientes parciais	14
Tabela 5.1- Quadro 5.1 do cl. 5.2.2.2 do EC8.....	21
Tabela 7.1 - Dimensões dos Pilares da Estrutura.....	24
Tabela 7.2 – Caraterísticas físicas da planta do piso tipo.....	26
Tabela 7.3 -Coordenadas do Centro de rigidez e de Massa	27
Tabela 7.4 – Valores dos deslocamentos do piso tipo.....	28
Tabela 7.5 – Valores da rigidez do piso tipo.....	28
Tabela 7.6 – Valores da distância entre o centro de rigidez e de massa, e do raio de torção	29
Tabela 7.7 - Valores do raio de torção e do raio de giração.....	29
Tabela 7.8 – Valores do coeficiente de comportamento considerando classe DCM	30
Tabela 7.9 - Definição dos modos de vibração necessários	32

Tabela 7.10 – Excentricidade accidental.....	33
Tabela 7.11 – Forças de corte na base.....	33
Tabela 7.12 – Momentos Torsores accidentais.....	34
Tabela 7.13 – Índices de Sensibilidade.....	35
Tabela 8.1 – Ductilidade em curvatura.....	38
Tabela 8.2 – Taxa de armadura máxima na zona tracionada das vigas.....	39
Tabela 8.3 - Características base das vigas e respetivos esforços.....	41
Tabela 8.4 – Áreas de armaduras das vigas exemplo.....	42
Tabela 8.5 – Momentos resistentes das vigas exemplo.....	42
Tabela 8.6 – Armadura mínima para as vigas exemplo.....	43
Tabela 8.7 – Comprimento da zona crítica.....	43
Tabela 8.8 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona critica.....	43
Tabela 8.9 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona corrente.....	44
Tabela 8.10 - Valores de cálculo de armadura de esforço transverso.....	44
Tabela 8.11 - Valores de Esforço transverso Resistente sem armadura nas vigas exemplo.....	44
Tabela 8.12 - Valores de esforço transverso resistente máximo das vigas exemplo.....	45
Tabela 8.13 – Verificação da segurança ao esforço transverso na zona crítica das vigas exemplo.....	45
Tabela 8.14 – Características base dos pilares e esforços aplicados.....	49
Tabela 8.15 – Valores de armadura nos pilares exemplo.....	49
Tabela 8.16 - Momentos resistentes dos pilares exemplo na direção X.....	50

Tabela 8.17 - Momentos resistentes dos pilares exemplo na direção Y	50
Tabela 8.18 – Valores de armadura de esforço transverso mínima.....	51
Tabela 8.19 – Comprimento da zona crítica nos pilares	51
Tabela 8.20 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona critica	51
Tabela 8.21 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona corrente	51
Tabela 8.22 - Esforço transverso resistente máximo no pilar na direção X	52
Tabela 8.23 - Esforço transverso resistente máximo no pilar na direção Y	52
Tabela 8.24 – Armadura de esforço transverso na direção X.....	52
Tabela 8.25 - Armadura de esforço transverso na direção Y	52
Tabela 8.26- Armadura de cintagem dos pilares exemplo	53
Tabela 8.27 – Valores de cálculo do 1º membro da equação (8.20)	54
Tabela 8.28 - Valores de cálculo do 2º membro da equação (8.20).....	54
Tabela 8.29 – Dimensões das paredes constituintes do núcleo de elevadores	59
Tabela 8.30 – Valores máximos do comprimento dos elementos de extremidade das paredes dúcteis	59
Tabela 8.31 - Valores mínimos do comprimento dos elementos de extremidade das paredes dúcteis	59
Tabela 8.32 – Valores de altura da zona crítica das paredes dúcteis.....	59
Tabela 8.33 – Valores dos esforços de cálculo para as paredes dúcteis.....	63
Tabela 8.34 – Valores de cálculo de armadura de flexão nas extremidades das paredes dúcteis	63
Tabela 8.35 – Valores mínimos de armadura nas almas das paredes dúcteis	63
Tabela 8.36 – Valores de esforço resistente máximo das paredes dúcteis	63

Tabela 8.37 – Valores de cálculo de armadura de esforço transverso.....	64
Tabela 8.38 – Verificação da segurança ao esforço transverso.....	64
Tabela 8.39 – Taxa mecânica de armadura vertical na alma das paredes dúcteis.....	65
Tabela 8.40 – Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas.....	65
Tabela 8.41 – Valores de cálculo do 2º membro da equação (8.32)	65
Tabela 8.42 - Valores de cálculo do 1º membro da equação (8.32).....	65
Tabela 8.43 – Valores de cálculo do eixo neutro e comprimento dos elementos de extremidade	66
Tabela 8.44 – Valores de armadura máxima e mínima na laje	67
Tabela 8.45 Valor de cálculo para o esforço transverso resistente.....	68
Tabela 8.46 - Verificação ao punçoamento na laje do piso térreo	71
Tabela 8.47 – Verificação ao punçoamento na laje do piso térreo, v_{rdc}	71
Tabela 8.48 – Geometria da Escada	72
Tabela 8.49 – Valores dos carregamentos no primeiro lanço da escada	73
Tabela 8.50 – Valores dos carregamentos no segundo lanço da escada	73
Tabela 8.51 – Valores de armadura adotada na laje de escadas	74
Tabela 8.52 – Valores de dimensões das sapatas exemplo	76
Tabela 8.53 - Valores de armadura adotada nas sapatas exemplo	77
Tabela 8.54 – Dimensões adotadas para a sapata do Núcleo de elevadores	79
Tabela 8.55 – Valores de esforço normal na sapata do núcleo do elevador.....	79
Tabela 8.56 – Valor de armadura na sapata do núcleo de elevador na direção X.....	80

Tabela 8.57 - Valor de armadura na sapata do núcleo de elevador na direção Y.....	80
Tabela 8.58 – Valores de carregamento para cálculo simplificado do muro de suporte.....	81
Tabela 8.59 - Valores de armadura adotada no muro de suporte.....	82
Tabela 8.60 – Valor do esforço transversal resistente do muro de suporte.....	82
Tabela 8.61 – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação.....	83
Tabela 8.62 – Valor da flecha máxima no edifício.....	85
Tabela 8.63 – Valores relativos entre pisos para a ação sísmica do Tipo 1.3.....	86

Listas de Abreviaturas

-Letras Maiúsculas Latinas

A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
A_{sl}	Área de armadura de tração
A_{sv}	Área da armadura vertical na alma
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
CD	Coefficiente de distribuição que tem em conta a abertura das paredes
CP	Carga permanente
CQC	Combinação Quadrática Completa
E	Efeito de uma ação
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_E	Efeito da ação sísmica
E_{Edi}	Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal i
$E_{F,E}$	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F	Ação
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força horizontal equivalente
F_s	Força nas armaduras ordinárias
F_{tsd}	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia

I_{pCM}	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_j	Rigidez de translação
K_θ	Rigidez de torção
L	Comprimento
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção do movimento sísmico
$L_{máx}, L_{mín}$	Maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
M	Momento Fletor
M_{ai}	Momento torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento actante de cálculo
M_{freq}	Momento devido à combinação frequente de ações
M_{qp}	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
AN	Anexo Nacional
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
P_{total}	Valor das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de ações
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
RCP	Restante carga permanente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
RSA	Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Período máximo da zona de aceleração no espectro de resposta
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_k	Período de vibração do modo k
T_{NCR}	Período de retorno de referência da Acção sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso

U_1	Perímetro da área efetiva de punçoamento
V	Esforço transverso
V^{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso
V_{Rd}	Esforço transverso resistente de cálculo
V_{total}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CR}, Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

-Letras Minúsculas Latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo B
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo B
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
b	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_i	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_o	Largura do elemento confinado, medida entre cintas
b_w	Largura da alma de vigas em T, I ou L
b_w	Espessura das zonas confinadas
$b_{w,min}$	Largura mínima das vigas de fundação
b_{wo}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	Diâmetro de uma cinta
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
e	Excentricidade
e_{oi}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa
e_a	Excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal
f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck,28}$	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração

f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência de armaduras de punçoamento
g	Aceleração devida à gravidade
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado
h_{cr}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas de fundação
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	Comprimento ou vão
l_0	Distância entre momentos nulos
l_0	Comprimento de emenda
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento, sem minoração
r_i	Raio de torção
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,max}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{máx}$	Espaçamento máximo entre varões nas lajes
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transversal

$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
w	Abertura de fendas
x_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
z	Braço do binário das forças interiores
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da ação sísmica

-Letras Minúsculas gregas

a_1	Coefficiente relativo ao efeito da forma dos varões
a_2	Coefficiente relativo ao efeito do recobrimento mínimo do betão
a_3	Coefficiente relativo ao efeito da cintagem das armaduras transversais
a_4	Coefficiente relativo à influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração
a_5	Coefficiente relativo ao efeito da forma da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração
α_{ct}	Coefficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
b	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
δ_∞	Deformação a longo prazo
$\Delta_{cdur,add}$	Fator de redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta_{cdur,g}$	Fator de segurança
$\Delta_{cdur,st}$	Fator de redução do recobrimento mínimo se for utilizado aço inoxidável
δ_I	Deformação elástica
ϵ_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_I	Coefficiente de importância
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Fator de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências

γ_{Rd}	Fator relativo à possibilidade do aumento do momento fletor resistente devido ao endurecimento das armaduras
h_1	Coefficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem
h_2	Coefficiente relativo ao diâmetro do varão
ϕ	Coefficiente de fluência
L	Parâmetro adimensional
μ_ϕ	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
N	Coefficiente de poisson do solo
N	Coefficiente de redução da ação sísmica
n_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
v_d	Esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica
$v_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$v_{Rd,cs}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$v_{Rd,máx}$	Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$\phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ'	Taxa de armadura de compressão
$\rho_{b,min}$	Taxa mínima de armadura nas vigas de fundação
ρ_{min}	Taxa mínima de armadura
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
Ω	Coefficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou elemento i , com o esforço atuante na zona ou no elemento i , para a situação de projeto sísmica
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficientes de combinação

1 Introdução

O presente trabalho encontra-se no âmbito do trabalho final de mestrado, que tem como finalidade a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na área de especialização em Estruturas. Tem como principal objetivo a elaboração de um projeto de estruturas para um edifício de habitação, localizado em Lisboa, mais concretamente em Chelas. O projeto foi desenvolvido com base nas várias peças desenhadas que constituem o Projeto base de arquitetura e no relatório geotécnico, que define as características do terreno de fundação.

Com o desenvolvimento do trabalho serão percorridas todas as fases de elaboração de um projeto de estruturas, começando pelo pré-dimensionamento, avaliando o comportamento dinâmico, verificando os Estados Limites Últimos e de Utilização visando a segurança e, por fim, a pormenorização de armaduras de todos os elementos da estrutura.

O projeto, para o dimensionamento do edifício será realizado com o auxílio de um programa de cálculo automático, o “*SAP 2000, versão 15.1.0*”, que nos tempos atuais constitui uma ferramenta fundamental no desenvolvimento de análise e conceções de estruturas, visto permitirem resultados rápidos e mais rigorosos.

O trabalho desenvolver-se-á em oito capítulos, sendo os primeiros sete capítulos em relação à memória descritiva e o último capítulo (8) será constituído pelos cálculos justificativos. Ainda haverá os anexos, onde são apresentadas todas as tabelas e peças desenhadas relativas ao trabalho. Após o primeiro capítulo, referente à introdução, o segundo capítulo é referente à descrição arquitetónica do edifício. O terceiro capítulo refere-se aos materiais escolhidos para a execução do projeto e o quarto capítulo à quantificação das ações consideradas. No capítulo cinco são referidos os critérios presentes no EC8, que dizem respeito à conceção sísmica e o capítulo seis é referente ao pré-dimensionamento efetuado para a estrutura. Por fim, no capítulo sete serão referidos os critérios para a aplicação do EC8 para o presente edifício e no capítulo final serão apresentados os resultados dos cálculos justificativos.

2 Base Arquitetónica

Na conceção de uma estrutura, o primeiro passo é referente à criação de uma solução estrutural que, além de respeitar a arquitetura do edifício, deva garantir a segurança do mesmo quando solicitado pelas diferentes ações. Nesta etapa, o aspeto mais condicionante é o respeito pela geometria do edifício que conjugada com a arquitetura do mesmo, se torna por vezes uma tarefa algo difícil de concretizar. Assim, antes mesmo de efetuar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, deve ser feita uma análise exaustiva da arquitetura do edifício.

O projeto em estudo consiste num bloco de dois edifícios (C1 e C2) para habitação, que são simétricos em termos de arquitetura. O estudo irá ser efetuado apenas para um dos edifícios, pelo facto de ambos os edifícios serem simétricos o que levaria a um trabalho desnecessário, podendo se aplicar apenas a um deles os objetivos do projeto.

O edifício em estudo apresenta 4 pisos com desenvolvimentos iguais em planta, com exceção do piso -1, sendo este parcialmente enterrado. De seguida, apresentam-se resumidamente as características dos 4 pisos.

O piso -1 tem uma área bruta de 815 m² e destina-se principalmente ao estacionamento dos dois blocos de apartamentos contendo ainda as arrecadações. O acesso ao piso superior é efetuado por um elevador e uma escada por cada bloco.

O piso 0 é o piso térreo, por onde é efetuado a entrada de pessoas para os edifícios. A área bruta é igual à do piso inferior, visto o edifício ter uma planta igual em todos os pisos. Estes pisos têm em cada bloco dois apartamentos de tipologia T2. O piso 1 e 2 são iguais entre si, contendo em cada bloco um apartamento de tipologia T3 e outro T4. A cobertura dos edifícios é em ambas os blocos não acessível. As plantas de arquitetura encontram-se nas peças desenhadas.

3 Materiais

No que diz respeito aos materiais a adotar para a estrutura é preciso classificar o edifício tendo em conta o seu tempo de vida útil e sua classe. Analisando o cl. 2.3 do EC, conclui-se que a estrutura em estudo tem um tempo de vida útil de 50 anos e categoria 4, como demonstra a seguinte tabela:

Tabela 3.1 – Classes de Importância e tempos de vidas úteis para estruturas

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

Para a definição dos materiais estruturais, é necessária restringir a utilização dos materiais dependentes dos vários critérios existentes no EC2, assim como no EC8, no qual estão definidas as classes de betão e de aço específicas, de acordo com o tipo de classe de ductilidade adotada para a estrutura. O EC8 refere no cl. 5.3.2 que deve ser utilizado aço de armaduras da classe B ou C segundo o presente no anexo C do EC2, nos elementos estruturais definidos como elementos sísmicos primários. O cl. 5.4.1.1 (2)P do EC8 exige para estruturas de DCM a utilização de varões nervurados na zona crítica dos elementos principais, exceto em estribos fechados. No entanto, adotou-se apenas aquele tipo de varões em toda a estrutura.

Quanto às classes de betões o cl. 5.4.1.1 (1)P do EC8 define o uso de classe C16/20 ou superior nas zonas críticas dos elementos primários.

3.1 Betão

Para a escolha do tipo de betão a utilizar na estrutura, foram tidos em conta os requisitos especificados na Norma NP EN 206-1. Em termos de durabilidade, são definidos pela norma as classes de exposição ambiental a que a estrutura pode estar sujeita. Assim, analisando os vários elementos constituintes da estrutura, chega-se à conclusão que as classes de exposição que melhor definem a estrutura são as classes XC1 (Pt) e XC2 (Pt).

Nos elementos estruturais que estão sujeitos a um ambiente seco ou permanentemente húmido, a classe de exposição utilizada é a XC1 (Pt). Quanto aos elementos de fundação e muros de contenção, a classe de exposição utilizada é a XC2 (Pt), visto que estes têm a superfície em contacto com o terreno.

Relativamente aos elementos periféricos, foi admitida uma implicação para a sua classe de exposição optando pela XC1 (Pt) visto que estes elementos devem ser estudados tendo em conta o regulamento de térmica, de modo a cumprirem as suas exigências técnicas.

Para a resistência do betão foi escolhida uma classe C25/30, visto que a resistência apresentada por este tipo de betão é satisfatória para a estrutura. Na tabela seguinte mostram-se as características básicas do betão adotado.

Tabela 3.2- Características do betão C25/30

Betão C25/30	
$f_{ck} =$	25 MPa
$f_{cd} =$	16,7 MPa
$f_{ctm} =$	2,6 MPa
$f_{ctk.0,05} =$	1,8 MPa
$f_{ctk.0,95} =$	3,3 MPa
$E_{cm} =$	31 GPa
$\nu_c =$	0,2
$\gamma_c =$	24 KN/m ³

3.2 Aço

Na escolha da classe de aço a utilizar na estrutura, teve-se em conta a possibilidade de plastificação das armaduras nas zonas críticas dos elementos estruturais, por isso a escolha do aço recaiu num aço de alta ductilidade, ou seja um aço de classe C. Assim o aço adotado foi o A400 NR SD, para o qual se resumem as suas principais características na seguinte tabela:

Tabela 3.3 - Características do Aço A400 NR SD

Aço A400 NR SD	
$f_{yk} =$	400 MPa
$f_{yd} =$	348 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\epsilon_{yd} =$	0,00174
$\epsilon_{uk} \geq$	7,5
$\gamma_s =$	78,5 KN/m ³

Quanto aos fatores de segurança parciais para os materiais a sua definição encontra-se no anexo nacional do EC2 sendo os valores recomendados apresentados na seguinte tabela:

Tabela 3.4 - Coeficientes de segurança parciais relativos aos materiais

Situação de Projeto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras passivas
Persistente e Transitória	1,5	1,15
Acidental	1,2	1,0

4 Quantificação de Ações

Para a definição das ações e respetivas combinações de ações a considerar no projeto em estudo recorreu-se aos critérios dispostos no EC0 e EC1.

4.1 Ações Permanentes

As cargas permanentes abrangem dois conjuntos de ações, o primeiro constituído pelo peso próprio da estrutura e o segundo pelo peso dos materiais não estruturais como alvenarias e revestimentos, os quais se designam por restante carga permanente (RCP). No que diz respeito às cargas relacionadas com os revestimentos e alvenarias apresenta-se a seguinte tabela resumo:

Tabela 4.1 – Tipos de carregamentos associados à Restante Carga Permanente (RCP)

Características dos carregamentos	Valor
Paredes de alvenaria Interiores	1,55 kN/m ²
Paredes de alvenaria Exteriores	4,72 kN/m
Revestimento dos pisos	1,5 kN/m
Revestimento da cobertura	2,5 kN/m ²

O valor do impulso de terras considerado sobre o muro da cave apresenta-se no “8.1.7 - Muros de Contenção”.

4.2 Ações Variáveis

4.2.1 Sobrecarga

Para a escolha dos valores das sobrecargas a que o edifício está sujeito através do prescrito no EC1, é necessário saber classificar o tipo de utilização a que está destinado o edifício. Neste caso o edifício é para habitação, como referido anteriormente, logo a categoria de utilização deste pelo quadro 6.1 do EC1 é a categoria A.

Assim consultando a tabela 6.2 do EC1 chega se à conclusão que o valor da sobrecarga nos pavimentos dos pisos é de 2,0 kN/m². No que diz respeito à sobrecarga da cobertura o EC1 refere um valor de 0,4 kN/m² conforme o quadro 6.10 do EC1. Na tabela seguinte resume-se os valores das sobrecargas e respetivos coeficientes ψ definidos através do quadro A1.1 do EC0.

Tabela 4.2 – Tabela de sobrecargas e respectivos coeficientes

Sobrecargas	Valor	Coeficientes ¹			Classificação ²
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Categoria
Pisos	2,0 kN/m ²	0,7	0,5	0,3	Categoria A
Cobertura não acessível	0,4 kN/m ²	0	0	0	Categoria H

4.2.2 Ação Sísmica

De modo a definir a ação sísmica, é necessário recorrer ao EC8, visto que este abrange todos os aspetos relativos a este tipo de ação e todos os requisitos com vista à segurança das estruturas quando sujeitas a esta. Conforme a norma, define-se como ação sísmica o movimento sísmico da superfície do terreno que pode ser representado por um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície do terreno, designado por “*espectro de resposta elástico*”. Antecedendo o cálculo da ação sísmica, à qual o modelo de cálculo será sujeito, é preciso ter em consideração os requisitos impostos pelo EC8 para este tipo de ação.

4.2.3 Vento

No que respeito à consideração da ação do vento, esta não foi considerada devia ao facto da ação sísmica ser condicionante neste tipo de estrutura.

4.2.4 Temperatura

No que respeita à variação de temperatura, considerara-se estes efeitos desprezáveis devido às dimensões em planta de cada bloco estrutural do edifício.

4.2.4.1 Requisitos fundamentais

Os requisitos colocados pelo EC8 para o dimensionamento de estruturas sujeitas a ações sísmicas têm a finalidade de garantir que as vidas humanas estejam protegidas, que os danos sejam

¹ Valor retirados do quadro A1.1 do EC0

² Classificações obtidas através das tabelas 6.1 e 6.2 do EC1

limitados e ainda que estruturas importantes para a proteção civil permanecem operacionais. Para tal as estruturas devem garantir os requisitos fundamentais propostos no cl. 2.1:

- Requisito de não colapso da estrutura

Este requisito tem como objetivo prevenir que a estrutura não colapse globalmente ou localmente assegurando também uma capacidade residual de estabilidade da estrutura.

- Requisito de limitação de danos

Este requisito está associado à limitação dos danos, devendo garantir a funcionalidade plena e a contenção dos danos estruturais nos edifícios.

4.2.4.2 Tipos de ações sísmicas

O EC8 define dois tipos ações sísmicas, que diferem entre si no que diz respeito às magnitudes e durações dos sismos, sendo estas:

- Ação Sísmica Tipo 1 (sismo afastado)

- Ação Sísmica Tipo 2 (sismo próximo)

O território nacional está delimitado, em termos sísmicos, em função da natureza e intensidade sísmica de cada região. Esta divisão encontra-se definida no AN do EC8 na forma de gráficos e tabelas em que a intensidade diminui da zona 1 a zona 6 para a ação do tipo 1 e da zona 1 para a zona 5 para ação do tipo 2, como mostra a seguinte figura (Fig.AN.I, Fig.AN.II e Fig.AN.II do EC8):

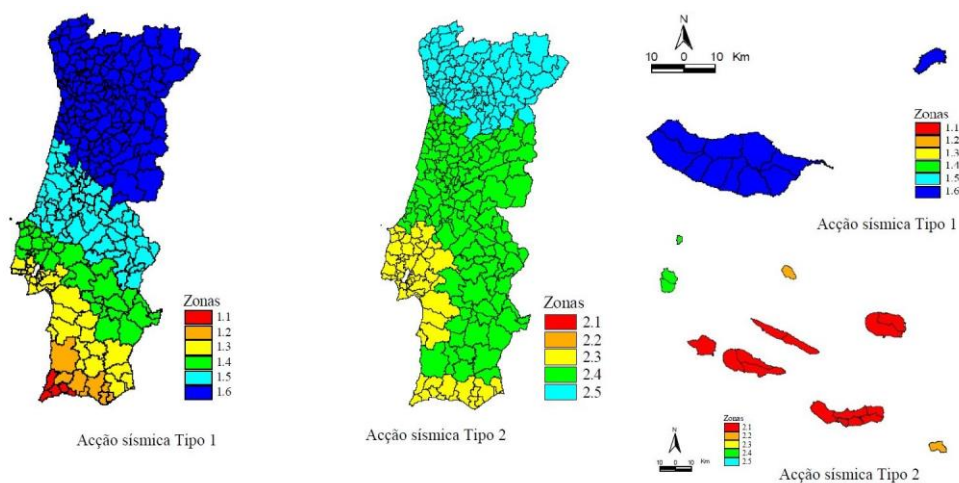


Figura 1-Divisão territorial por tipo de ação sísmica

Com a análise da figura anterior, e através da consulta da tabela do anexo NA.1 do EC8, concluir-se que o continente está sujeito aos dois tipos de ação enquanto, que o arquipélago dos Açores está sujeito apenas à ação do tipo 2 e o arquipélago da Madeira à ação do tipo 1.

Assim, tendo em conta a delimitação do território e consultando o anexo NA.1 do EC8, pode-se concluir que as ações sísmicas a ter em conta no projeto para a zona de Lisboa são as ações do Tipo 1.3 e 2.3.

4.2.4.3 Tipo de Terreno

Quanto ao tipo de terreno, o EC8 estabelece a classificação, de acordo com os perfis estratigráficos e parâmetros fundamentais do terreno, visto que a ação sísmica é influenciada pelo tipo de terreno. No quadro 3.1 do EC8 estão dispostos os tipos de terrenos e as suas respetivas características a ter em conta para a escolha da classe. Assim, analisando esse quadro em conjunto com o relatório geotécnico da zona de implantação da estrutura chegou-se à conclusão que estamos perante um terreno composto por uma mistura de areias e siltes, podendo concluir que o tipo de terreno para o projeto é o do Tipo C.

4.2.4.4 Espectro de Resposta Horizontal

O método de referência para o tratamento da ação sísmica usado no EC8 é a análise modal por espectro de resposta, usando um modelo elástico-linear para a simulação da estrutura e o espectro de cálculo definido pelo cl. 3.2.2.5.

O espectro de resposta representa de forma gráfica os valores máximos da resposta de um determinado conjunto de osciladores de um grau de liberdade sujeitos a uma ação sísmica. Na figura seguinte mostra-se o espectro de cálculo horizontal para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5% (valor aproximado para estruturas de betão armado) e as respetivas expressões para cálculo presentes no cl. 3.2.2.5 do EC8:

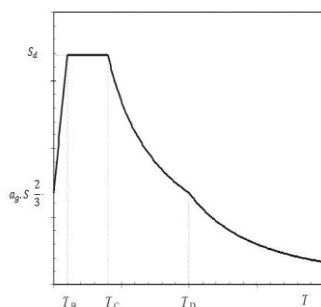


Figura 2 - Espectro de resposta horizontal

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.4)$$

Sendo:

- $S_d(T)$ – Espectros de resposta elástica;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração á superfície para um terreno do tipo A
- T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- S – Coeficiente do solo (NA-3.2.2.2(2)P);
- β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
- q – Coeficiente de comportamento

4.2.4.5 Classes de Importância

No cl. 4.2.5(4) do EC8 encontra-se a classificação das estruturas de edifícios divididas em 4 classes, sendo cada uma delas associada a um coeficiente de importância. Na seguinte tabela mostra-se a classificação e seus coeficientes:

Tabela 4.3 – Classificação das estruturas e coeficientes de importância associados

Classe de importância	Construções	Coeficiente de Importância
I	Edifícios de importância reduzida (edifícios agrícolas)	0,80
II	Edifícios correntes	1,00
III	Edifícios onde a resistência sísmica toma alguma importância (Escolas, instituições culturais, etc)	1,20
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é vital (Hospitais, Quarteis, etc)	1,40

Assim, o projeto em estudo é de classe de importância II, correspondente a um coeficiente de importância (γ_I) de 1,00, visto que se trata de um edifício para habitação.

Para a definição dos espectros de resposta de dimensionamento para a estrutura em causa, recorreu-se às tabelas anteriormente enunciadas, obtendo-se os seguintes valores:

Tabela 4.4 -Resumo das características dos espectros de resposta

Ação Sísmica	$a_{gr}(m/s^2)$	$a_g(m/s^2)$	S	T_B	T_C	T_D
Tipo 1.3	1,50	1,50	1,50	0,10	0,60	2,00
Tipo 2.3	1,70	1,70	1,46	0,10	0,25	2,00

Ainda para a definição da ação sísmica, é preciso determinar o coeficiente de comportamento (q) que é utilizado para a definição do espectro de resposta de cálculo. Este coeficiente é utilizado no EC8 como forma de reduzir as forças obtidas na análise linear, para ter em conta a resposta não linear da estrutura.

O valor do coeficiente de comportamento é determinado segundo os critérios do EC8, estando estes relacionados com o tipo de sistema estrutural e classe de ductilidade da estrutura. Esta análise mais rigorosa será tratada no capítulo “5-Análise Sísmica” do presente documento.

4.2.4.6 Componente Vertical da Ação Sísmica

Na análise sísmica é necessário considerar a componente vertical do sismo, caso a aceleração à superfície do terreno (a_{vg}) seja superior a $0,25g$ ($2,5 \text{ m/s}^2$) como indica o cl. 4.3.3.5.2 do EC8.

No caso de estudo o edifício situa-se em Lisboa, pelo que o valor da aceleração máxima de referência (a_{gr}) é de $1,50 \text{ m/s}^2$ para a ação do Tipo 1.3 e de $1,70 \text{ m/s}^2$, para a ação do Tipo 2.3, com um coeficiente de importância (γ_I) de 1,00.

Com base no quadro NA-3.4 do NA do EC8 pode-se chegar ao valor de a_{vg} , isto é:

Tabela 4.5 - Tabela do NA do EC8 artº.3.2.2.3(1)P

Espectro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,00

Tipo 1

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,0 \times 1,5 = 1,5$$

$$a_{vg} = a_g \times 0,95 = 1,5 \times 0,95 = 1,425 \text{ m/s}^2$$

Tipo 2

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,0 \times 1,7 = 1,7$$

$$a_{vg} = a_g \times 0,95 = 1,7 \times 0,95 = 1,615 \text{ m/s}^2$$

Pelos cálculos anteriores, conclui-se que não é necessário ter em conta a componente vertical da ação sísmica para a estrutura em estudo.

4.3 Combinações da ações

Tendo como base os critérios existentes no EC, é necessário combinar as cargas aplicadas à estrutura para que se possa efetuar um dimensionamento correto quer para os estado limites últimos, quer para os estados limite de Utilização, conseguindo assim respeitar as verificações de segurança impostas pelo Eurocódigo. Seguidamente, apresentam-se as combinações de ações consideradas na análise do projeto em estudo.

4.3.1 Estados Limites Últimos

- Combinação Fundamental (cl. 6.4.3.2 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

- Combinação com Ação Sísmica (cl. 6.4.3.4 – EC0)

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

4.3.2 Estados Limites de Serviço

- Combinação Característica (cl. 6.5.3 (a) – EC0)

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

- Combinação Quase-Permanente (cl. 6.5.3 (c) – EC0)

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Com:

- E_d – Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;
- G_k – Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;
- P – Valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- γ_G – Coeficiente parcial para ações permanentes;
- γ_Q – Coeficiente parcial para ações variáveis;
- γ_P – Coeficiente parcial para ações de pré-esforço;
- ψ_0 - Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- ψ_1 - Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- ψ_2 - Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- A_{Ed} – Valor de cálculo para a ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$);
- “+” – “Combinado com”
 - A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica de acordo com o período de retorno de referência.

Com os coeficientes parciais adotados segundo a tabela A1.2(B) do Ec0:

Tabela 4.6- Coeficientes parciais

γ_G	1,35
γ_Q	1,5

5 Análise Sísmica

Para se obter uma apropriada resposta aos sismos, um edifício deve possuir determinadas características, que possibilitem uma simples resposta estrutural durante a ocorrência de um sismo. Uma estrutura possuidora destas características terá um funcionamento simples e perceptível, tornando a análise estrutural mais rápida e fácil. Assim, estas características devem ser tidas em conta logo no início do projeto na fase de conceção estrutural.

5.1 Elementos sísmicos

No EC8 são definidos dois conjuntos de elementos estruturais, que diferem em termos de capacidade e importância em relação à ação sísmica, que são os elementos sísmicos primários e os secundários. Em termos práticos, é preferível que todos os elementos estruturais sejam considerados elementos sísmicos primários e só nos casos em que os elementos estruturais não possam ser considerados primários devido aos critérios do EC8, sejam considerados como secundários, isto porque:

- A ação sísmica é uma ação que afeta de um modo geral toda a estrutura, logo os elementos primários conferem, no que diz respeito às exigências de resistência e ductilidade, uma boa resposta à ação sísmica, enquanto que os elementos secundários são dimensionados apenas tendo em conta os critérios do EC2;
- Pode-se considerar um sistema subaproveitado caso não seja usado na totalidade na resistência à ação sísmica, principalmente no que diz respeito às considerações do cl. 5.7 do EC8.

Os elementos sísmicos primários são os elementos que apresentam a principal resistência da estrutura à atuação da ação sísmica. Estes elementos devem ser modelados para a situação de projeto de sísmica e dimensionados de acordo com as regras e critérios do EC8

Os elementos sísmicos secundários são os elementos cuja resistência à ação sísmica é desprezada, não fazendo parte do sistema global resistente. Estes elementos são apenas dimensionados de forma a manter o suporte às forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos provocados pela ação sísmica.

5.2 Capacidade de dissipação de Energia e Classes de Ductilidade

O EC8 define que uma estrutura resistente aos sismos deve assegurar uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem reduzir substancialmente a resistência global da estrutura, isto é a estrutura deve ter um comportamento dúctil não permitindo situações de fragilidade. Ainda de

acordo o cl. 5.1.2, o EC8 estabelece vários tipos de sistema estrutural de acordo com a percentagem de forças absorvidas e rigidez de torção apresentada pelos elementos estruturais.

O EC8 define no cl. 5.2.1 as três classes de ductilidade que uma estrutura pode possuir:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL) – Engloba as estruturas que respondem em regime elástico em que a resistência da estrutura à ação sísmica é condicionada pela resistência dos elementos estruturais não tirando partido da ductilidade destes. As estruturas desta classe podem ser dimensionadas apenas tendo em conta os critérios e exigências do EC2 como refere o cl. 5.2.1 (2)P do EC8;

- Classe de Ductilidade Média (DCM) – Caracteriza as estruturas com altos níveis de ductilidade no qual o dimensionamento e pormenorização é efetuado com base em critérios específicos do EC8. Assim, uma estrutura DCM tem uma resposta em regime não linear em que não existe a ocorrência de roturas frágeis;

- Classe de Ductilidade Alta (DCH) – Esta classe abrange as estruturas em que os critérios de dimensionamento e pormenorização são extremamente complexos, garantindo assim elevados deformação plástica.

5.3 Regras de dimensionamento

Visto que o edifício em estudo será dimensionado com uma classe de ductilidade DCL devido a ser constituído por lajes fungiformes, o cl. 4.2 d) do NA do EC8 refere que este tipo de estrutura não tem grande capacidade de dissipação histerética de energia, limitando assim a estrutura à classe DCL e o coeficiente de comportamento a 1,5, isto em zonas de baixa sismicidade. Mas, como a zona do estudo não é referente a uma zona de baixa sismicidade, o cl. 4.2 e) do NA do EC8 define que, para edifícios regulares e de classe de importância não superior a II, é possível a utilização da classe DCL, adotando algumas disposições previstas para as classes de ductilidade superiores, como restrições geométricas e disposições construtivas de modo a aumentar a ductilidade da estrutura.

Para a estrutura em estudo, de classe de ductilidade baixa, os critérios de dimensionamento usados serão os critérios dispostos no EC2 e também os critérios do EC8 para estruturas de ductilidade média de forma que a estrutura mesmo com um coeficiente de comportamento baixo tenha um aumento de ductilidade, para que esta possa dissipar energia quando da atuação de um sismo. Esta dissipação de energia é maioritariamente feita nas chamadas “zonas críticas”, onde se localizam as deformações inelásticas. Assim sendo estas zonas devem possuir uma pormenorização

adequada de forma a garantir a ductilidade necessária considerada no processo de dimensionamento.

No dimensionamento dos elementos primários da estrutura, foram tidas em contas as especificações do cl.5.4.1.2 que diz respeito á restrições geométricas dos elementos. Também foram respeitados os critérios para as disposições construtivas da estrutura, presentes no cl. 5.4.3 do EC8.

O programa de cálculo automático utilizado (“*Sap2000 ver15.1.0*”) efetua automaticamente todos os cálculos necessários ao dimensionamento da estrutura, isto é, através do programa obtêm-se as armaduras de todos os elementos estruturais. Porém, o programa não especifica os critérios relacionados com armaduras transversais nas zonas críticas sendo necessário calcular manualmente estas.

5.3.1 Materiais

Como referido no capítulo “3-

Materiais” o EC8 identifica um conjunto de condições necessárias de forma a garantir as características de ductilidade necessárias para os vários elementos estruturais. Para tal, o EC8 limita os tipos de materiais a usar:

- Aços das classes de ductilidade B ou C;
- Adoção de varões de alta aderência nas zonas críticas;
- Betão com classe superior à C16/20.

5.3.2 Restrições geométricas

De forma a garantir a transmissão eficiente de momentos fletores entre vigas e pilares, para estruturas sob uma ação cíclica, no cl. 5.4.1.2.1 (1)P e cl. 5.4.1.2.1 (2)P do EC8 limita-se a distância em planta entre eixos destes elementos a $\frac{1}{4}$ de b_c onde b_c representa a maior dimensão em planta da seção do pilar perpendicular ao eixo da viga.

De forma a tirar partido do efeito de compressão que o pilar exerce no nó, melhorando a aderência dos varões horizontais das vigas, deve-se garantir pelo cl. 5.4.1.2.1(3)P que:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 \times b_c\} \quad (5.1)$$

Com:

- b_c – Largura da viga;

- h_w – Altura da viga.

Quanto aos pilares, a não ser que o índice de Sensibilidade de Deslocamentos entre Pisos (θ) seja igual ou inferior a 0,1, a dimensão no plano de flexão deve ser superior a 1/10 da máxima distância entre pontos de inflexão e extremidades do pilar (cl. 5.4.1.2.2 do EC8).

As paredes diferem dos pilares no facto de uma das dimensões ser pelo menos 4 vezes superior à outra. Assim pelo cl. 5.4.1.2.3 (1) do EC8 a espessura das almas (b_{w0}) deve ser:

$$b_{w0} \leq \max\{0,15; h_c/20\} \quad (5.2)$$

Com:

- h_c – Altura livre entre pisos;

Ainda para as paredes estruturais no cl. 5.4.3.4.2(10) do EC8, refere-se que a espessura dos elementos de extremidade das secções transversais das paredes (b_w), onde se registam maiores extensões nas zonas críticas e é necessário confinar o betão, deve ser igual ou superior a 0,20 m. Caso o comprimento dos elementos de extremidade (l_c) for inferior ao dobro da sua espessura ou a 1/5 do comprimento da parede (l_w), então a sua espessura (b_w) deve ser superior a 1/15 da distância entre pisos ou caso contrário deverá ser superior a 1/10 da distância entre pisos.

5.4 Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural de um edifício é uma das principais características a ser tidas em conta numa estrutura. Das análises e estudos efetuados nos últimos anos, concluiu-se que os edifícios respondem de forma diferente às ações sísmicas, especialmente devido às suas características de regularidade. Assim uma estrutura que apresente uma certa regularidade em planta e em altura tem melhor comportamento do que uma estrutura dita irregular.

A regularidade em planta é avaliada através de um conjunto de critérios presentes no cl. 4.2.3.2 do EC8, os quais devem ser respeitados para que a estrutura seja classificada como regular em planta:

- A rigidez lateral e a distribuição de massas na estrutura do edifício devem ser aproximadamente simétricas em relação a dois eixos ortogonais;
- Deve-se garantir que a configuração em planta da estrutura seja compacta, isto é, deve ser delimitada por uma linha poligonal convexa. No caso de existirem recuos ou reentrâncias a rigidez estrutural do piso em planta não deve ser afetada e a área entre a linha exterior do piso e a linha poligonal convexa não deverá exceder em 5% a área total do piso;
- A rigidez dos pisos deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos laterais de modo a garantir que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças nestes elementos (efeito de diafragma rígido);
- A esbelteza $\lambda=L_{\text{máx}}/L_{\text{mín}}$ do edifício em planta deve ser inferior a 4, em que $L_{\text{máx}}$ e $L_{\text{mín}}$ correspondem respetivamente à maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais;
- Nas direções x e y de cada piso, a excentricidade e_0 e o raio de torção r devem verificar as seguintes condições:

$$e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \quad (5.3)$$

$$r_x \geq l_s \quad (5.4)$$

Com:

- e_{0x} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa do piso medida na direção perpendicular à direção em análise;
- r_x – Raiz quadrada da razão entre a rigidez de torção e rigidez lateral na direção de cálculo;
- l_s – Raio de giração da massa do piso em planta.

A regularidade em altura é estabelecida através de um conjunto de critérios presentes no artº. 4.2.3.3 do EC8 que devem ser cumpridos de modo a que a estrutura seja classificada com regular em altura:

- Todos os elementos resistentes a ações laterais (núcleos, paredes) devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou até ao topo da zona relevante do edifício caso, haja andares recuados a diferentes alturas;

- A rigidez lateral e massa de cada piso devem ser constantes ou decrescerem de forma uniforme, sem grandes variações desde a base até ao topo do edifício;
- Para os edifícios porticados, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deve variar significativamente entre pisos contíguos;
- Caso existam piso recuados devem-se verificar as seguintes condições;
 - Se existirem sucessivos recuos, e estes tenham uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do piso inferior na direção do recuo;
 - Na existência de apenas um recuo localizado nos 15% inferiores de altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores devera ser calculada para resistir pelo menos a 75% da força horizontal que se desenvolvem a esse nível num edifício semelhante mas sem aumento de base;
 - Caso existam vários pisos e estes não apresentem simetria entre si, a zona de recuos de todos os pisos em cada face não deve ser superior a 30% da dimensão do 1º piso e ainda cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do piso inferior.

5.5 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento (q) é definido pelo EC8 como uma aproximação da relação entre as forças sísmicas aplicadas a uma estrutura se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, supondo uma resposta real não linear.

No cl. 5.2.2.2 do EC8 são definidos os critérios para a obtenção do coeficiente de comportamento através da aplicação da seguinte expressão:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.5)$$

Com:

- q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento em função do tipo de estrutura e da sua regularidade em altura;
- k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes estruturais.

O quadro 5.1 do EC8 contém os valores básicos do coeficiente de comportamento para os vários tipos de estruturas com demonstração a tabela seguinte:

Tabela 5.1- Quadro 5.1 do cl. 5.2.2.2 do EC8

Tipo de estrutura	DCM	DCH
Sistema porticados, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2	3
Sistema de pendulo invertido	1,5	2

Para edifícios não regulares em planta o valor básico do coeficiente de comportamento deve ser reduzido em 20% visto existir maior probabilidade de concentrações desfavoráveis em regime não-linear.

Relativamente ao valor de k_w , o cl. 5.2.2.2(11)P do EC8 define-o através das seguintes condições:

- $k_w = 1,00$ – Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;
- $0,5 \leq \left(\frac{1+\alpha_0}{3}\right) \leq 1,0$ – Para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

6 Pré-dimensionamento

A fase de conceção iniciou-se com a análise das plantas e alçados de arquitetura nas quais já estavam definidas as posições e dimensões dos elementos estruturais. Assim desta forma procedeu-se ao pré-dimensionamento dos elementos de forma a validar as dimensões presentes na arquitetura.

6.1 Lajes e escadas

Como se trata de um edifício com lajes fungiformes maciças, a regra de pré-dimensionamento adotada é dada pela seguinte expressão:

$$e_{\text{laje}} = \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad (6.1)$$

A utilização da expressão (6.1) conduziu a uma espessura de laje para todos os pisos de 0,25 m permitindo assim uma homogeneização da estrutura no que diz respeito às lajes.

No caso das escadas foi utilizada também a expressão:

$$e_{\text{laje}} = \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad (6.2)$$

6.2 Vigas

No que diz respeito às vigas, estas foram dimensionadas através da expressão seguinte:

$$h = \frac{l}{10 \text{ a } 12} \quad (6.3)$$

6.3 Pilares e Paredes

No caso dos pilares, o pré-dimensionamento tem uma grande importância na fase inicial do projeto uma vez que são os elementos que mais interferem nos ambientes arquitetónicos. Para proceder ao pré-dimensionamento foram identificadas as áreas de influência de cada pilar de modo a calcular de forma simplificada os esforços axiais em cada elemento. Deste modo pode-se verificar se os pilares presentes na arquitetura eram suficientes para garantir o esforço normal reduzido imposto pelo EC8 de 0,65 para pilares e de 0,40 para paredes para a combinação fundamental de ações.

6.4 Fundações

O pré-dimensionamento das fundações de um edifício tem como principal objetivo garantir que o terreno de fundação tenha as condições suficientes de suporte da estrutura. No caso de estudo, conhecido o esforço axial na base dos pilares e dos muros laterais efetuou-se através da expressão seguinte a contabilização da área mínima das fundações a partir do valor da tensão admissível do terreno:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{\text{ pilar}}}{\sigma_{\text{ adm}}} \quad (6.4)$$

O processo de dimensionamento de uma estrutura consiste num processo iterativo que passa por várias alterações. Devido a estas alterações as dimensões foram modificadas varias vezes de modo chegar aos valores finais das secções dos elementos que resistam a todas as ações a que estão sujeitos.

No anexo 1 apresentam-se as dimensões iniciais e finais de todos os elementos estruturais do edifício em estudo.

7 Análise Estrutural

De modo a contabilizar os efeitos da ação sísmica deve-se quantificar o espectro de resposta de cálculo que será considerado na análise. Como foi referido no subcapítulo “5.5 Coeficiente de comportamento”, o coeficiente adotado tem o valor de 1,5 devido às características da estrutura. Assim de modo a confirmar o coeficiente de comportamento escolhido, optou-se por efetuar a verificação dos critérios propostos pelo EC8, supondo que a estrutura em causa tem uma classe de Ductilidade Média.

Como referido no capítulo “2- Base Arquitetónica”, o edifício em estudo será o bloco C1 visto que se tratam de edifícios simétricos. A análise relativa à classificação do edifício foi efetuada tendo em conta toda a estrutura acima do nível do solo, mas em termos de modelação esta foi feita tendo em conta toda a estrutura do edifício. Este edifício tem 1 piso enterrado e 3 pisos superiores. O piso -1, onde se situam os estacionamento e arrecadações, é parcialmente enterrado, os pisos superiores são todos eles semelhantes.

Inicialmente foi efetuada uma análise da estrutura através do modelo 3d com a inserção das ações sísmicas de forma a verificar se a estrutura pré-dimensionada resistia a todas as ações sujeitas. Verificou-se que uma grande parte dos pilares, principalmente os pilares periféricos e do piso térreo, não eram suficientes para resistir à combinação sísmica. Desta forma procedeu-se à alteração dos pilares de modo a que a estrutura resista e que todos os elementos estruturais estejam de acordo com os métodos de cálculo do EC2 e EC8.

Assim após se efetuarem todos os cálculos que levam à classificação da estrutura, de forma a justificar a opção tomada anteriormente, as dimensões finais dos elementos são:

Tabela 7.1 - Dimensões dos Pilares da Estrutura

	Dimensões Iniciais		Dimensões Finais			Dimensões Iniciais		Dimensões Finais	
P1	0,25	0,25	0,3	0,9	P14	0,25	0,25	0,5	0,3
P2	0,25	0,55	0,3	0,6	P15	0,25	0,25	0,25	0,65
P3	0,25	0,2	0,3	0,3	P16	0,25	0,25	0,3	0,4
P4	0,25	0,55	0,3	0,6	P17	0,25	0,25	0,4	0,3
P5	0,25	0,2	0,25	0,6	P18	0,25	0,25	0,5	0,3
P6	0,25	0,25	0,25	0,65	P19	0,25	0,25	0,5	0,3
P7	0,25	0,25	0,5	0,3	P20	0,25	0,2	0,25	0,4
P8	0,25	0,25	0,5	0,3	P21	0,25	0,25	0,5	0,3
P9	0,25	0,25	0,55	0,3	P22	0,25	0,25	0,3	0,3
P10	0,25	0,25	0,25	0,75	P23	0,25	0,25	0,3	0,7
P11	0,2	0,25	0,25	0,6	P24	0,25	0,25	0,3	0,5
P12	0,25	0,25	0,3	0,5	P25	0,25	0,9	0,25	0,9
P13	0,25	0,25	0,3	0,6					

É de grande importância referir que o processo de dimensionamento resultou após um conjunto de sucessivas alterações da estrutura para que todos os elementos estivessem em conformidade com os critérios normativos.

Com as alterações efetuadas foi necessário recalculer todos os elementos relativos aos efeitos sísmicos. Deve-se referir que os cálculos relativos à análise preliminar da estrutura são efetuados de forma semelhante aos finais estando estes presentes de forma resumida no Anexo 2 e 3.

De seguida mostra-se detalhadamente o cálculo de todos os elementos que visam classificar a estrutura de modo a chegar ao espectro de resposta de cálculo para a estrutura final.

7.1 Classificação do sistema estrutural

Para classificar a estrutura, quanto à sua regularidade, é necessário também conhecer o tipo de sistema estrutural, de acordo com o cl. 5.2.2.1(4) do EC8. Para classificar a estrutura, é necessário conhecer a rigidez de torção desta, para tal o cl. 4.2.3.2(6) do EC8 expressa os requisitos para que o sistema tenha uma rigidez torsional mínima, equações (5.3) e (5.4). Assim, é necessário calcular o raio de giração l_s pela seguinte expressão:

$$l_s \geq \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}} \quad (7.1)$$

Sendo:

- I_x – Momento de Inercia do piso em relação ao eixo x;
- I_y – Momento de Inercia do piso em relação ao eixo y;
- A – Área do piso.

Tabela 7.2 – Características físicas da planta do piso tipo

Piso tipo	
I_x	4157,56 m ⁴
I_y	8109,55 m ⁴
A	263 m ²
l_s	6,83 m

Para calcular os raios de torção, equações (7.2) e (7.3), é necessário para tal conhecer as rigidezes de torção e de translação para cada direção.

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (7.2)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (7.3)$$

De forma a contabilizar as rigidezes de rotação e translação é necessário em primeiro lugar definir o centro de massa do piso e ainda o centro de rigidez³. O Centro de rigidez é obtido através das seguintes expressões:

$$X_{CR} = \sum_i \frac{I_y \times y_i}{I_y} \quad (7.4)$$

$$Y_{CR} = \sum_i \frac{I_x \times x_i}{I_x} \quad (7.5)$$

Com:

- x_i - Distância do centro de massa do elemento i , medido na direção x , à origem do referencial escolhido;
- y_i - Distância do centro de massa do elemento i , medido na direção y , à origem do referencial escolhido;
- I_x – Inércia do elemento i em relação ao eixo x do referencial escolhido;
- I_y – Inércia do elemento i em relação ao eixo y do referencial escolhido.

³ Por centro de rigidez designa-se o ponto do piso o qual está sujeito apenas a deslocamentos devido aos movimentos de translação. Numa estrutura simétrica, o centro de rigidez de um piso tende a coincidir com o centro de massa de um piso

Através das expressões anteriores foram obtidas as coordenadas do piso tipo para o centro de rigidez e o centro de massa:

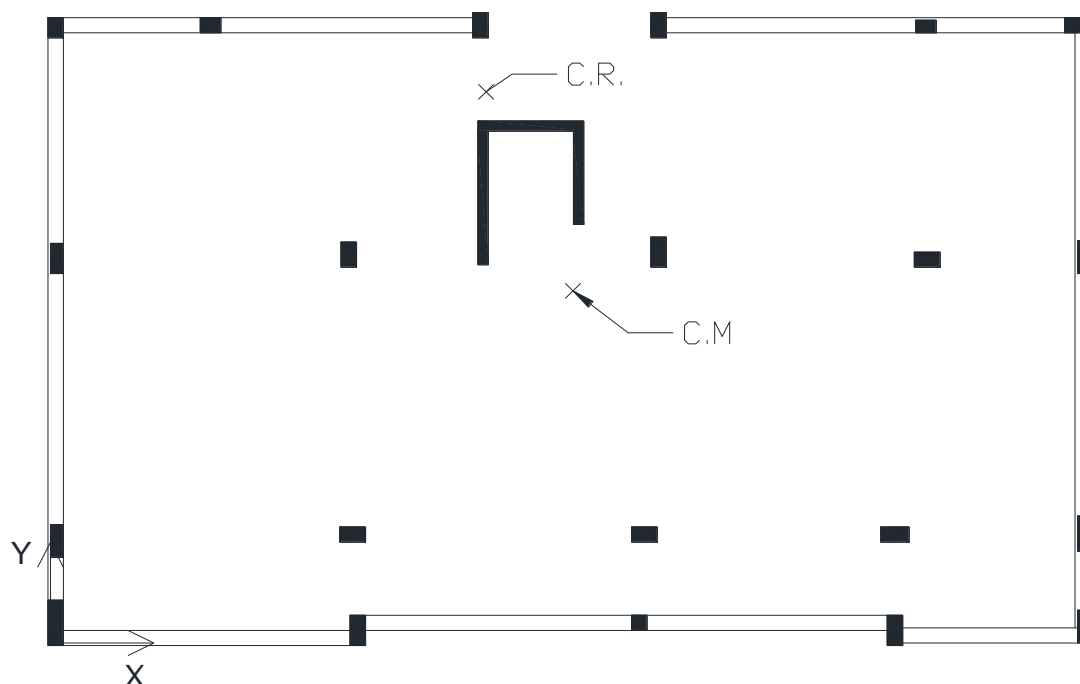


Figura 3 – Posição do centro de rigidez e de massa do piso tipo

Tabela 7.3 -Coordenadas do Centro de rigidez e de Massa

	X (m)	Y (m)
C.M.	10,115	6,984
C.R.	8,433	10,930

Como mostra a figura anterior pode-se concluir que o centro de rigidez do piso se encontra mais próximo do tardo do edifício devido ao efeito da elevada rigidez do núcleo de elevadores.

Com a posição do centro de rigidez e massa calculada procedeu-se à determinação da rigidez de rotação e de translação. Para obter estes parâmetros utilizou-se o modelo 3d definido no programa “sap2000”, aplicando para tal um momento fletor em torno de z e duas forças horizontais e ortogonais em x e y no centro de rigidez do piso. Com a seguinte equação, que relaciona a força com o deslocamento chegaram-se aos valores das tabelas seguintes:

$$F=K \times d \quad (7.6)$$

Com:

- F – Força Aplicada;
- K – Rigidez;
- d - Deslocamento da estrutura.

Tabela 7.4 – Valores dos deslocamentos do piso tipo

	F _x (kN)	U _x (m)	F _y (kN)	U _y (m)	M _z (kN)	U _z (rad)
Piso Tipo	1000	0,00297	1000	0,00179	1000	7,96E-05

Tabela 7.5 – Valores da rigidez do piso tipo

	K _y (kN/m)	K _x (kN/m)	K _θ (kNm/rad)	r _x (m)	r _y (m)
Piso Tipo	336700,3	558659,2	12564393	6,11	4,74

Como se pode ver nas tabelas “Tabela 7.4” e “Tabela 7.5”, o sistema não apresenta uma rigidez de torção mínima (cl. 4.2.3.2(6) do EC8) sendo classificado com sistema torsionalmente flexível de acordo com o cl. 5.2.2.1(6).

7.2 Regularidade Estrutural

7.2.1 Regularidade em planta

O cl. 4.2.3.2(5) do EC8 define um dos critérios a respeitar para que a estrutura seja regular em altura. A relação entre a dimensão máxima e a mínima em planta medida segundo eixos ortogonais deve ser inferior a 4:

$$\lambda = \frac{L_{\text{máx}}}{L_{\text{min}}} = \frac{19,89}{12,10} = 1,64$$

Outro ponto a verificar é a relação entre as distâncias entre o centro de rigidez e de massa e o raio de torção como indicado no cl. 4.2.3.2(6). Os critérios que devem ser respeitados são os das expressões (5.3) e (5.4) com os resultados nas seguintes tabelas:

Tabela 7.6 – Valores da distância entre o centro de rigidez e de massa, e do raio de torção

	Direção X		Direção Y	
Piso	e_{0x} (m)	$0,3 r_x$ (m)	e_{0y} (m)	$0,3 r_y$ (m)
Piso Tipo	1,68	1,83	3,95	1,42

Tabela 7.7 - Valores do raio de torção e do raio de giração

	Direção X		Direção Y	
Piso	r_x (m)	l_s (m)	r_y (m)	l_s (m)
Piso Tipo	6,10	6,83	4,74	6,83

Com base nas anteriores tabelas pode-se concluir que o edifício em estudo não é regular em planta devido a não respeitar todos os critérios do cl. 4.2.3.2(6).

7.2.2 Regularidade em altura

Visto que o edifício não apresenta nenhum recuo em altura já que todos os pisos têm plantas iguais, o edificio é regular em altura.

7.3 Coeficiente de comportamento

Em termos de coeficiente, não havia necessidade de efetuar cálculos de forma a contabilizar o coeficiente de comportamento devido à escolha da ductilidade baixa por causa da estrutura ser composta por lajes fungiformes. Ainda assim foi efetuado o cálculo de forma a comparar o valor do coeficiente caso a estrutura fosse de ductilidade média.

No cl. 5.2.2.2 do EC8 temos os critérios a serem respeitados para a obtenção do coeficiente de comportamento que se resume na tabela seguinte:

Tabela 7.8 – Valores do coeficiente de comportamento considerando classe DCM

q ₀	2
k _w	0,74
q	1,5

Com o valor de q₀ retirado do quadro 5.1 do EC8 relativamente a um sistema torsionalmente flexível e de classe DCM e o coeficiente k_w retirado do art-º5.2.2.2(11). Analisando a tabela anterior chega-se à conclusão que o coeficiente de comportamento para uma análise em ductilidade media era igual ao que foi considerado. Assim mostram-se seguidamente os gráficos dos espectros de resposta associados aos ELU para o valor de q considerado.

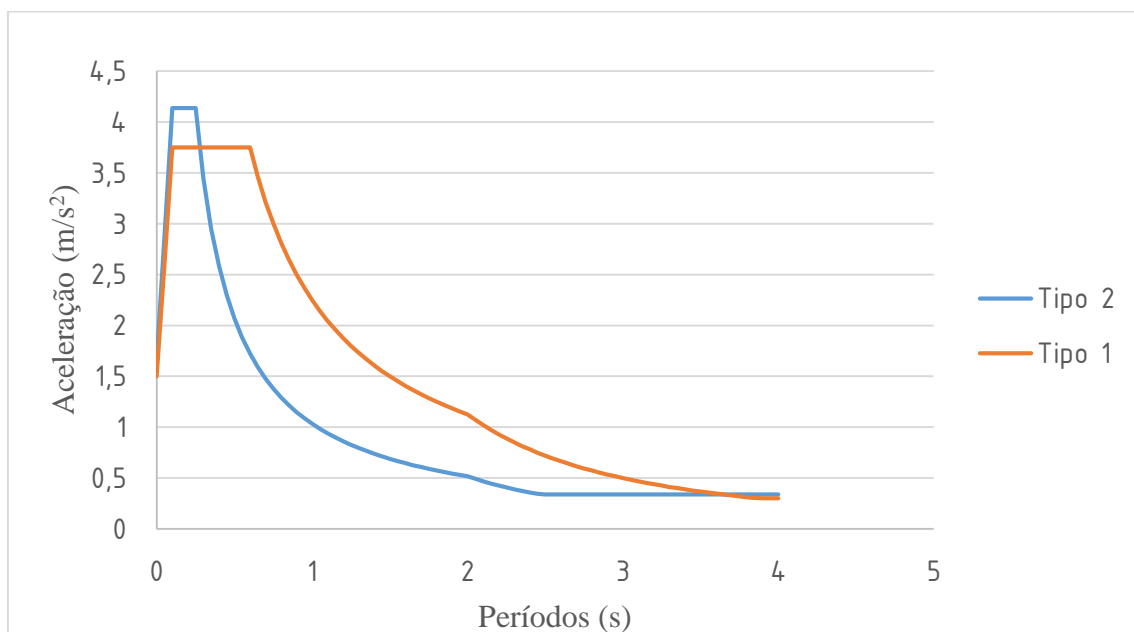


Figura 4 – Espectros de resposta de cálculo

7.4 Análise Estrutural

Para a análise estrutural do edifício face à ação sísmica foi utilizado o método de Análise Modal por Espectro de Resposta em Modelo Espacial. Este é o método de referência para a análise estrutural estabelecida pelo EC8 e o tipo de análise utilizado com maior frequência ao nível de projetos de estruturas.

De modo a assegurar que as respostas de todos os modos de vibração obtidas através do modelo criado contribuem significativamente para a resposta global da estrutura do edifício tem de se ter em conta o estabelecido pelo cl. 4.3.3.3.1(3) do EC8:

- A soma total das massas modais para os modos considerados na análise devem exceder pelo menos os 90% da massa total do edifício;
- Os modos cuja massa modal efetiva seja superior a 5% da massa total devem ser tidos em consideração.

Foram analisados 50 modos de vibração⁴ de forma a chegar próximo da acumulação de 90% da massa efetiva, algo não conseguido através dos 50 modos pedidos ao programa de cálculo. Os valores mínimos não são atingidos devido ao facto que a modelação da estrutura abrangeu também o piso -1, piso parcialmente enterrado, que impede que exista uma mobilização total da massa da estrutura.

Assim de acordo com o cl. 4.3.3.3.1(5) do EC8, caso as condições acima referidas não sejam satisfeitas deve-se utilizar uma análise espacial com um número mínimo de modos de vibração que satisfaçam as condições seguintes:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (7.7)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (7.8)$$

Com:

- K – Número de modos considerados na análise;
- n – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;
- T_k – Período de vibração do modo k.

⁴ Tabelas dos modos de vibração presentes no anexo 5

Tabela 7.9 - Definição dos modos de vibração necessários

k	n	$3\sqrt{n}$
50	3	5,196

k	T_k (s)
50	0,063

Assim conclui-se que os 50 modos de vibração utilizados são suficientes para a análise dinâmica da estrutura em estudo.

No que diz respeito à combinação modal escolheu-se a utilização da combinação quadrática Completa (CQC) prevista no cl. 4.3.3.3.2(3)P. O programa de cálculo usado permite o uso desta combinação, com a possibilidade de combinar vários modos em situações de não independência entre si. A aplicação deste método é efetuada através da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{in} E_{in} E_{En}} \quad (7.9)$$

Sendo:

- E_{Ei} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração i;
- E_{En} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração n;
- ρ – Coeficiente de correlação modal.

7.5 Efeitos Acidentais de Torção

O EC8 define pelo cl. 4.3.2(1) a necessidade de serem considerado os efeitos acidentais de torção, consequência da variação espacial do movimento sísmico e pela incerteza relativa ao nível de carregamento. Para tal existe a necessidade de que o centro de massa do piso em análise deva ser deslocado em cada direção (excentricidade accidental):

$$e_{ai} = \pm 0,05.L_i \quad (7.10)$$

Com:

- e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso em relação á sua localização para todos as direções consideradas;

- L_i – Dimensão do piso na direção perpendicular à ação sísmica.

Para o método de análise modal por espectro de resposta utilizada no caso de estudo, os efeitos de torção devem ser contabilizados através da aplicação de um momento torsor no piso em estudo com é referido no cl. 4.3.3.3(1) do EC8:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (7.11)$$

Com:

- M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;
- e_{ai} – Excentricidade accidental.
- F_i – Força horizontal actante no piso i , determinada pela expressão do cl. 4.3.3.2.3 do EC8:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \quad (7.12)$$

Com:

- F_b – Força de corte basal, determinada do cl. 4.3.3.2.2 do EC8;
- z_i - Altura do piso i medida a partir do nível de aplicação da ação sísmica;
- m_i - massa do piso i .

Aplicando as expressões anteriores foram calculados os efeitos accidentais de torção, isto é, os momentos torsores a aplicar em cada piso da estrutura em estudo:

Tabela 7.10 – Excentricidade accidental

Direção X			Direção Y		
Piso	L_i (m)	e_{aix}	Piso	L_i (m)	e_{aiy}
Tipo	12,1	0,605	Tipo	19,89	0,99425

Tabela 7.11 – Forças de corte na base

Sismo 1.3		Sismo 2.3	
Força Corte na Base		Força Corte na Base	
Fx	Fy	Fx	Fy
4200,92	4200,92	3304,48	4726,94

Tabela 7.12 – Momentos Torsores acidentais

	Sismo 1.3	Sismo 2.3
	M _{Max}	M _{Max}
Piso 1	739,12	831,67
Piso 2	1478,25	1663,34
Piso 3	1959,39	2204,74

Com os valores dos momentos torsores é necessário conjugá-los com os esforços resultantes da ação sísmica de modo a obter duas combinações de esforços distintas, ou seja, uma que contenha os esforços devidos ao sismo e ao momento torsor aplicado no sentido horário e outra que contenha também os esforços devidos à ação sísmica e ao momento torsor aplicado no sentido anti-horário.

7.6 Efeitos de 2ª Ordem Globais Sísmicos

Para avaliar os efeitos de segunda ordem, o EC8 estabelece através do cl. 4.4.2.2(2) os critérios para a contabilização, se necessário, dos mesmos. Estes efeitos ocorrem principalmente devido à ação sísmica visto que esta pode provocar elevados deslocamentos relativos entre pisos dando origem a cargas excêntricas nos elementos verticais devido ao esforço axial existente.

A seguinte expressão define se estes efeitos podem ser ou não desprezados caso o índice de sensibilidade entre pisos respeite a condição:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (7.13)$$

Com:

- θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} – Valor das cargas verticais acima do piso em análise para a combinação sísmica de ações;
- V_{tot} – Força de corte basal ao nível do piso em análise;
- h – Altura entre pisos;
- d_r – Valor do calculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios (d_s) no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com a expressão:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (7.14)$$

- q_d – Fator de comportamento em deslocamento, admitido igual a q ;
- d_e – Deslocamento do mesmo ponto da estrutura obtido pela análise linear com o espectro de resposta de cálculo.

Para efetuar esta análise recorreu-se ao modelo de cálculo retirando os deslocamentos relativos entre os pisos para todos os pilares para todas as combinações sísmicas. Obtidos os deslocamentos foram contabilizados os deslocamentos relativos e definidos os respetivos deslocamentos máximos. Por fim efetuaram-se os cálculos que dizem respeito aos índices de sensibilidade para todos os pisos da estrutura na direção X e Y:

Tabela 7.13 – Índices de Sensibilidade

Piso	P_{total}	$d_{r,x}$	$V_{x, total}$	θ_x	$d_{r,y}$	$V_{tot,y}$	θ_y
0	10005,29	0,0115	2294,27	0,0169	0,0099	3001,84	0,0112
2	6540,62	0,0069	1834,06	0,0083	0,0053	2457,60	0,0048
1	3101,15	0,0055	1038,69	0,0056	0,0043	1419,90	0,0032

Analisando os valores das tabelas anteriores pode-se concluir que em ambas as direções os índices de sensibilidade são bastante inferiores ao limite previsto pelo EC8 (0,1) podendo assim serem desprezados os efeitos de 2ª ordem na análise estrutural global.

8 Dimensionamento

No que toca ao dimensionamento das secções e respetiva verificação de segurança, estes serão efetuados através da avaliação dos estados limites referidos nos eurocódigos. Estes estados limites são atingidos assim que é afetada a capacidade da estrutura, quer em termos funcionais ou estruturais, de desempenhar as funções para as quais já dimensionadas.

Para tal recorreu-se aos estados limites considerados nas normas europeias para verificação da segurança:

- Estados limites últimos (ELU)
- Estados limites de serviço (ELS).

8.1 Estados limites últimos

8.1.1 Regras Gerais

No dimensionamento da estrutura é necessário seguir as regras impostas pelos EC2 e EC8, relativas à pormenorização e disposições construtivas de todos os elementos em estudo. Assim é necessário respeitar as regras relacionadas com os fatores seguintes:

- Recobrimentos de armaduras;
- Distâncias mínimas entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem;
- Comprimentos de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

Encontram-se no anexo 6 os cálculos referentes às regras gerais adotadas no projeto.

8.1.2 Vigas

Na definição de viga do EC2, esta trata-se de um elemento cujo o vão não é inferior a 3 vezes a altura da sua seção transversal, caso contrário esta é considerada uma viga-parede (cl. 5.3.1(3) do EC2).

No caso do edifício em estudo existem apenas vigas que são dimensionadas em DCL recorrendo às disposições do EC2 mas com vista a melhor o seu comportamento dúctil serão garantidas algumas regras de dimensionamento de vigas em DCM do EC8 que serão explicadas neste subcapítulo.

8.1.2.1 Armadura Longitudinal

O EC2 define através do cl. 9.1(3) a necessidade de limitar as armaduras longitudinais de uma secção de modo a resistir às forças devidas a ações de coação, a precaver roturas frágeis e à formação de fendas. A área das armaduras longitudinais deve ser igual ao superior à armadura obtida na aplicação da seguinte expressão presente no cl. 9.2.1.1 do EC2:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (8.1)$$

Com:

- b_t - Largura média da zona tracionada.

Outro critério de limitação de armaduras é definido no cl. 9.2.1.1(3) que define a armadura máxima a ser utilizada numa secção como não devendo ser superior a 4% da área da secção da viga, exceto em áreas de sobreposição de armaduras.

O EC8 tem como critério, no cl. 5.4.3.1.2(5) uma taxa de armadura mínima ao longo de todo o comprimento das vigas primárias definida pela seguinte expressão:

$$\rho_{\min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (8.2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (8.3)$$

Com:

- f_{ctm} – Tensão média de resistência à tração do betão;
- f_{yk} – Tensão características do aço;
- A_s – Área de armadura tracionada;
- A_c – Área da secção de betão⁵.

Para as zonas críticas das vigas que se estendem no comprimento (l_{cr}) junto aos pilares é necessário garantir que a ductilidade disponível em curvatura seja maior que a definida no cl. 5.2.3.4 (3) do EC8 através das seguintes expressões:

⁵ Pelo cl.º 5.4.3.1.2 do EC8 as taxas de armadura devem ser normalizadas por $b.d$

$$\mu_{\phi} = 2 \times q_0 - 1 \text{ se } T_1 \geq T_c \quad (8.4)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_c}{T_1} \text{ se } T_1 < T_c \quad (8.5)$$

Com:

- T_1 – Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa;
- T_c - Período no limite superior da zona de aceleração constante no espectro de reposta.

Assim pode se concluir que para a estrutura em análise as condições são as seguintes:

Tabela 8.1 – Ductilidade em curvatura

Direção	q_0	T_1 (s)	T_c (s)	μ_{ϕ}
X	1,5	0,442	0,6	2,357
Y	1,5	0,283	0,6	3,121

Para tal é necessário verificar as seguintes condições para garantir a ductilidade em curvatura, presente no cl. 5.4.3.1.2(4) do EC8:

- A armadura na zona comprimida não deve ser inferior a pelo menos metade da secção da armadura da zona tracionada, adicionada da armadura de compressão necessária à verificação da resistência em relação ao Estado Limite Último na situação de projeto sísmica;
- A taxa de armadura (ρ) na zona tracionada não deve exceder o valor de $\rho_{m\acute{a}x}$, obtido pela expressão seguinte:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi}} \cdot \frac{f_{cd}}{\epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.6)$$

Com:

- ρ' – Taxa de armadura de compressão;
- $\epsilon_{sy,d}$ – Valor de projeto para a extensão de cedência da armadura;
- f_{yd} – Valor de projeto da tensão de cedência da armadura de flexão.

Na tabela seguinte apresentam-se o valor de armadura máxima para as vigas, obtido pela expressão anterior.

Tabela 8.2 – Taxa de armadura máxima na zona tracionada das vigas

Betão	$\epsilon_{sy,d}$	f_{cd} (MPa)	f_{syd} (MPa)	$\rho_{m\acute{a}x}$
C25/30	1,7391	16,67	348,83	$\rho'+0,0210$

8.1.2.2 Armadura Transversal

Como ocorre para a armadura longitudinal, a armadura transversal é limitada em termos de armadura mínima pelas expressões do cl. 9.2.2(5) do EC2:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{cd}})}{f_{yd}} \quad (8.7)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin(\alpha)} \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin(\alpha) \quad (8.8)$$

Com:

- ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;
- A_{sw} – Área de armadura de esforço transverso por comprimento s ;
- s – espaçamento das armaduras de esforço transverso ao longo do eixo longitudinal da viga;
- b_w – Largura da alma da viga;
- α – Ângulo entre as armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal da viga.

No que diz respeito à resistência das armaduras transversais, esta é calculada tendo em conta o esforço resistente obtido pelas seguintes expressões do cl. 6.2.3(3) do EC2:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cotg(\theta) \quad (8.9)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)} \quad (8.10)$$

Com:

- A_{sw} – Area da secção transversal das armaduras de esforço transverso;
- s – Espaçamento dos estribos;
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;
- v_1^6 – Coeficiente de redução de resistência do betão fendilhado por esforço transverso;
- θ – Angulo de inclinação das escoras, com a condição $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;
- α_{cw}^7 – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do betão;

Relativamente ao espaçamento entre armaduras transversais é necessário cumprir os critérios dispostos nos cl.9.2.2(6) e cl. 9.2.2(8) do EC2. Estes definem os valores máximos da distância entre estribos ao longo do eixo da viga ($s_{l,max}$) e o espaçamento transversal entre ramos de estribos ($s_{t,max}$).

$$s_{l,max}=0,75d(1+\cot(\alpha)) \quad (8.11)$$

$$s_{t,max}=0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (8.12)$$

Ainda foram tidos em conta os critérios do cl. 5.4.3.1.2(6) do EC8 que garantem as condições mínimas de confinamento nas zonas críticas das vigas:

- Diâmetro dos estribos (d_{bw}) deve ser superior a 6 mm;
- O primeiro estribo não deve ser afastado mais de 50 mm da extremidade livre da viga;
- Espaçamento dos estribos (s), na direção do eixo da viga não deve exceder o valor da seguinte expressão:

$$s=\min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8 \times d_{bl} \right\} \text{ [mm]} \quad (8.13)$$

⁶ Valor de v_1 usado é de $0,60 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{200} \right]$, como $f_{ck} < 60$ MPa

⁷ Valor usado é de 1 visto tratar-se de uma estrutura sem pré-esforço.

8.1.2.3 Dimensionamento

No dimensionamento das vigas foram tidos em conta os critérios presentes no EC2 visto que a estrutura em estudo é de ductilidade baixa. Para melhorar a ductilidade desta foram adotados alguns critérios presentes no EC8 como as restrições geométricas impostas pelo cl. 5.4.1.2.1 e ainda as disposições construtivas do cl. 5.4.3.1.2 do EC 8 de forma a garantir um melhor confinamento nas zonas críticas das vigas tirando assim partido do princípio do “Capacity Design”.

Os valores de esforço de cálculo foram retirados diretamente do programa de cálculo, assim como os valores de armaduras finais, visto que este integra os critérios de obtenção de armaduras propostos pelo EC2. De modo a confirmar os valores obtidos para valores de armaduras longitudinais e transversais, apresenta-se, a título de exemplo, o cálculo destas com base nos esforços condicionantes 4 vigas da estrutura referentes ao piso 0.

É de referir que o programa apenas calcula armaduras finais de acordo com o processo de cálculo do EC2, por isso é necessário efetuar a pormenorização das vigas tendo em conta os critérios de pormenorização adotados.

Para efetuar a verificação das armaduras adotadas pelo modelo, foi necessário retirar para as vigas em estudo os momentos fletores condicionantes e valores de esforço transversal⁸ para as mesmas como mostra a seguinte tabela:

Tabela 8.3 - Características base das vigas e respetivos esforços

Viga	h (m)	b (m)	d (m)	f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	Zona	M _{ed} (kN.m)		V _{ed} (kN)	
							Início	Fim	Início	Fim
V1.1	0,50	0,30	0,47	347,83	16,67	Superior	190,52	114,92	119,17	74,19
						Inferior	166,21	76,06		
V4.2	0,50	0,30	0,47	347,83	16,67	Superior	76,89	101,22	85,66	48,96
						Inferior	47,19	76,24		
V2.2	0,50	0,30	0,47	347,83	16,67	Superior	257,56	201,97	73,58	59,19
						Inferior	220,88	170,71		
V3.3	0,50	0,30	0,47	347,83	16,67	Superior	182,25	158,15	74,99	59,38
						Inferior	158,24	137,38		

⁸ Os momentos fletores e esforço transversal resultam da análise de todas as combinações de cálculo resultando no valor mais desfavorável para a secção em estudo.

De seguida efetuou-se para ambas as vigas uma pormenorização de armaduras longitudinais de acordo com o obtido através do programa de cálculo:

Tabela 8.4 – Áreas de armaduras das vigas exemplo

Viga	Zona	As Modelo (cm ²)			As Adotada (cm ²)					
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.1	Superior	12,88	2,35	8,29	16,10	9,82	9,82	2φ25+2φ20	2φ25	2φ25
	Inferior	11,07	2,35	4,86	12,57	6,28	6,28	2φ20+2φ20	2φ20	2φ20
V4.2	Superior	8,05	2,35	3,76	6,28	6,28	8,29	2φ20	2φ20	2φ20
	Inferior	4,92	2,64	3,7	6,28	6,28	6,28	2φ20	2φ20	2φ20
V2.2	Superior	18,21	2,35	13,75	19,63	9,82	16,10	2φ25+2φ25	2φ25	2φ25+2φ20
	Inferior	15,23	2,35	11,4	16,10	9,82	13,84	2φ25+2φ20	2φ25	2φ25+2φ16
V3.3	Superior	12,09	0	10,4	12,96	9,82	12,96	2ø25+1ø20	2ø25	2ø25+1ø20
	Inferior	10,37	2,35	8,87	11,83	9,82	9,82	2ø25+1ø16	2ø25	2ø25

Com as características base e respetivas armaduras adotadas calcularam-se os momentos resistentes das vigas de forma a confrontar os resultados obtidos no programa através das seguintes expressões:

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (8.14)$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (8.15)$$

Tabela 8.5 – Momentos resistentes das vigas exemplo

Viga	Zona	M _{ed} (kN.m)		Início		Fim	
		Início	Fim	x L.N. (m)	M _{rd} (kN.m)	x L.N. (m)	M _{rd} (kN.m)
V1.1	Superior	190,52	114,92	0,14	231,85	0,09	148,83
	Inferior	166,21	76,06	0,11	186,33	0,05	97,94
V4.2	Superior	76,89	101,22	0,05	97,94	0,07	127,26
	Inferior	47,19	76,24	0,05	97,94	0,05	97,94
V2.2	Superior	257,56	201,97	0,17	274,35	0,14	231,85
	Inferior	220,88	170,71	0,14	231,85	0,12	203,06
V3.3	Superior	182,25	158,15	0,11	191,54	0,11	191,54
	Inferior	158,24	137,38	0,10	176,44	0,09	148,83

Como se pode analisar pelos resultados expresso na Tabela 8.5, os momentos resistentes obtidos para as armaduras consideradas são superiores aos que estão aplicados nestas. Assim procedeu-se de igual forma para todas as vigas da estrutura.

No que diz respeito às armaduras de esforço transversal, começou-se por calcular os valores mínimos de armaduras que estão presentes no EC2 através da expressão (8.8):

Tabela 8.6 – Armadura mínima para as vigas exemplo

Viga	f_{yk} (MPa)	f_{ck} (MPa)	α	ρ_{min}	b_w (m)	A_s/s_{min}
V1.1	400	25	90	0,001	0,3	3,00
V4.2	400	25	90	0,001	0,3	3,00
V2.2	400	25	90	0,001	0,3	3,00
V3.3	400	25	90	0,001	0,3	3,00

No caso dos espaçamentos máximos das armaduras transversais, definiu-se primeiro a zona crítica da viga segundo o cl. 5.4.3.1.2 do EC8 de modo a reforçar a capacidade da viga nessa zona:

Tabela 8.7 – Comprimento da zona crítica

Viga	$l_{cr}=h_w$
V1.1	0,5
V4.2	0,5
V2.2	0,5
V3.3	0,5

Assim definiu-se o espaçamento máximo para as zonas críticas obtido pela expressão (8.13):

Tabela 8.8 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)
V1.1	0,5	8	225	20	0,125
V4.2	0,5	8	225	20	0,125
V2.2	0,5	8	225	20	0,125
V3.3	0,5	8	225	20	0,125

Da mesma forma definiu-se os valores máximos de espaçamentos para a zona fora da crítica pela expressão (8.11):

Tabela 8.9 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona corrente

Viga	d (mm)	α	$s_{l,max}$ (mm)
V1.1	470	90	352,5
V4.2	470	90	352,5
V2.2	470	90	352,5
V3.3	470	90	352,5

Por fim, confrontaram-se os valores obtidos através do modelo e os obtidos através de cálculos para as armaduras, com base nos esforços transversos da Tabela 8.3 aplicando a expressão (8.9):

Tabela 8.10 - Valores de cálculo de armadura de esforço transverso

Viga	Secção	V_{ed} (kN)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ	A_s/s (cm ² /m)	A_s/s modelo (cm ² /m)
V1.1	Início	119,17	0,423	347,83	45	8,10	8,10
	Fim	74,19	0,423	347,83	45	5,04	3,00
V4.2	Início	85,66	0,423	347,83	45	5,82	5,82
	Fim	48,96	0,423	347,83	45	3,33	3,00
V2.2	Início	73,58	0,423	347,83	45	5,00	3,00
	Fim	59,19	0,423	347,83	45	4,02	3,00
V3.3	Início	74,99	0,423	347,83	45	5,10	3,00
	Fim	59,38	0,423	347,83	45	4,04	3,00

Analisando a tabela anterior é de notar que o modelo adota a armadura mínima para o esforço transverso (3,00 cm²/m) quando o esforço transverso aplicado é inferior ao esforço transverso resistente da viga sem armadura ($V_{Rd,c}$) ficando assim garantida a segurança da peça. Assim calcularam-se os valores de $V_{Rd,c}$ de modo a confirmar o processo efetuado pelo programa de cálculo:

Tabela 8.11 - Valores de Esforço transverso Resistente sem armadura nas vigas exemplo

Viga	Secção	$C_{Rd,c}$	d (mm)	b_w (mm)	k	A_{sl} (cm ²)	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)
V1.1	Início	0,12	470	300	1,652	16,10	0,01	85,44
	Fim	0,12	470	300	1,652	9,82	0,01	72,46
V4.2	Início	0,12	470	300	1,652	6,28	0,00	62,44
	Fim	0,12	470	300	1,652	8,29	0,01	68,49
V2.2	Início	0,12	470	300	1,652	19,63	0,01	91,29
	Fim	0,12	470	300	1,652	16,10	0,01	85,44
V3.3	Início	0,12	470	300	1,652	12,96	0,01	79,48
	Fim	0,12	470	300	1,652	11,83	0,01	77,10

Por fim, verificam-se os valores de esforço transversal máximo e a segurança ao esforço transversal com a armadura adotada:

Tabela 8.12 - Valores de esforço transversal resistente máximo das vigas exemplo

Viga	b_w (m)	h_w (m)	α_{cw}	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ	$V_{rd,max}$ (kN)
V1.1	0,3	0,5	1,00	0,423	0,54	16,67	45	571,05
V4.2	0,3	0,5	1,00	0,423	0,54	16,67	45	571,05
V2.2	0,3	0,5	1,00	0,423	0,54	16,67	45	571,05
V3.3	0,3	0,5	1,00	0,423	0,54	16,67	45	571,05

Tabela 8.13 – Verificação da segurança ao esforço transversal na zona crítica das vigas exemplo

Viga	Secção	Armadura	A_s/s (cm ² /m)	z (m)	θ	V_{rds} (kN)
V1.1	Início	$\phi 10//0,125,2r$	12,57	0,423	45	184,89
	Fim	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
V4.2	Início	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
	Fim	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
V2.2	Início	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
	Fim	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
V3.3	Início	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33
	Fim	$\phi 8//0,125,2r$	8,04	0,423	45	118,33

Seria necessário efetuar o processo de cálculo para todas as vigas mas como o programa de cálculo utilizado efetua o dimensionamento das armaduras das vigas, obtiveram-se diretamente as armaduras longitudinais e transversais para toda a estrutura.

Assim retiradas as armaduras do modelo de cálculo, efetuou-se a pormenorização de todas as vigas, tendo em conta os comprimentos críticos e espaçamentos a respeitar em todas as situações. Nos anexos 7 e 8 encontram-se todos os dados relativos às armaduras escolhidas para a estrutura.

Também foram verificados os valores máximos e mínimos das taxas de armaduras pelo cl. 9.2.1.1(3) do EC2 e cl. 5.4.3.1.2(5)P do EC8 e as taxas de armadura de tração pelo cl. 5.4.3.1.2(4) do EC8. Os valores das taxas anteriores podem ser consultados no anexo 9.

8.1.3 Pilares

8.1.3.1 Armadura longitudinal

As armaduras longitudinais dos pilares devem possuir um diâmetro superior a 8mm segundo o cl. 9.5.1(1) do EC2 e a respetiva área total destas deve ser superior ao valor obtido pela expressão seguinte presentes no cl. 9.5.2(2) do EC2:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad (8.16)$$

Com:

- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;
- N_{ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão.

No que diz respeito à área máxima de armadura longitudinal, o EC2 define um valor limite de $A_{s,max}$. Para as zonas fora das emendas por sobreposição, o valor máximo de armadura longitudinal deve ser 4% da área do pilar, enquanto que nas zonas de emendas por sobreposição, o valor aumenta para 8% da área do pilar. Para além das condições anteriores, o cl. 5.4.3.2.2(1) P do EC8 limita a armadura longitudinal dos pilares entre 1% e 4% da área da secção transversal.

O EC8 define ainda, no cl. 5.4.3.2.2(2) P, a necessidade de existir um varão vertical intermédio entre os varões de canto, de modo a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

Os efeitos de encurvadura local nos pilares foram considerados pelo próprio programa de cálculo automático considerando o método de curvatura nominal.

8.1.3.2 Armadura Transversal

O cl. 9.5.3(1) do EC2 define que os varões utilizados para a armadura transversal nos pilares devem possuir um diâmetro superior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

Segundo o cl.9.5.3(6) do EC2, nas zonas comprimidas não devem existir varões a uma distancia superior a 150 mm de um varão travado. E para cada varão ou conjuntos de varões longitudinais colocados num canto do pilar devem ser travados por meio de armaduras transversais. Os varões longitudinais travados por cintas devem situar se a menos de 200mm (cl. 5.4.3.2.2(11)b do EC8).

Relativamente ao espaçamentos das armaduras transversais o valor máximo de espaçamento deve ser obtido pela aplicação da seguinte expressão do cl. 9.5.3(3) do EC2:

$$s_{cl,max} = \min\{20\phi_{long,min}; b; 400 \text{ mm}\} \quad (8.17)$$

Com:

- $\phi_{long,min}$ – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- b – Menor dimensão do pilar.

Como acontece para as vigas, o EC8 estabelece um conjunto de regras a serem adotadas para estruturas de classe DCM que serão adotadas nesta estrutura como referido para as vigas. O comprimento das zonas críticas dos pilares (l_{cr}) deve ser determinado pela aplicação da seguinte expressão (cl. 5.4.3.2.2(4) do EC8):

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \text{ m}\right\} \quad (8.18)$$

Com:

- h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar;
- l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

No caso de $l_{cl}/h_c > 3$, toda a altura do pilar deve ser considerada como zona crítica, tal como é definido pelo cl. 5.4.3.2.2(5)P do EC8. Ainda deve ser considerada como zona crítica toda a altura dos pilares dos pisos térreos e de todos os pilares que tenham enchimento de alvenaria em apenas um dos lados, caso dos pilares de canto (cl.5.9 do EC8).

No cl. 5.4.3.2.2(10)P, o EC8 limita o diâmetro a ser usado nas armaduras transversais não inferior a 6mm. No cl. 5.4.3.2.2(11)P do EC8 são definidas as seguintes regras:

- O afastamento máximo entre varões longitudinais deve ser inferior a 200mm;
- O afastamento máximo entre cintas de armaduras transversais deve respeitar a seguinte expressão:

$$s \leq \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \times d_{bl}\right\} \quad (8.19)$$

Com:

- b_0 – Menor dimensão do núcleo de betão do pilar;
- d_{bl} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

8.1.3.3 Armadura de Confinamento

O EC8 prevê uma armadura de confinamento para o núcleo de betão dos pilares, que tem como objetivo compensar a perda de resistência provocada pelo destacamento do betão devido a um aumento da extensão do betão, aquando de um sismo. Assim, é necessário verificar se a armadura transversal presente nas zonas críticas dos pilares satisfaz os critérios do cl. 5.4.3.2.2(8) do EC8:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times v_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (8.20)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (8.21)$$

Com:

- ω_{wd} – Taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica;
- μ_{ϕ} – Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- v_d – Esforço normal reduzido para a situação de projeto de sísmica;
- $\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de calculo da extensão de cedência à tração do aço;
- b_c -Largura da secção transversal do pilar;
- b_0 -Largura do núcleo confinado;
- h_c – Altura bruta da secção transversal do pilar;
- α – Coeficiente de eficácia, $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$:
 - o α_n – Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas no plano horizontal que contem as cintas;
 - o α_s - Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distancia entre as cintas e a área no interior das cintas.

Os valores de α_n e α_s dependem diretamente da forma das secções e da pormenorização das armaduras transversais e longitudinais. Para secções retangulares, com é o caso do projeto em estudo, estes parâmetros obtém-se através das seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \quad (8.22)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (8.23)$$

Com:

- n – numero total de varões abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;
- b_i – Distancia medida a eixo entre varões travados consecutivos;
- h_0 – Altura do núcleo confinado do pilar.

Outro critério adotado das estruturas de DCM para a estrutura em estudo foi o cl. 5.4.3.2.2(9) do EC8 que define o valor mínimo de 0,08 para ω_{wd} nas zonas criticas.

8.1.3.4 Dimensionamento

Tal como acontece nas vigas, os pilares foram dimensionados de acordo com o EC2 mas utilizando as regras de confinamento do EC8 de modo a melhorar o comportamento dúctil dos mesmos.

Assim o dimensionamento passou por retirar diretamente os valores dos esforços de cálculo do programa de cálculo como ocorreu nas vigas, e efetuar o dimensionamento dos mesmos. Para exemplo, seguem-se todos os passos efetuados para o dimensionamento de 2 pilares do piso térreo da estrutura.

Em primeiro lugar foram retirados para os pilares exemplo os valores dos esforços condicionantes para efetuar a verificação das armaduras adotadas pelo modelo como mostra a seguinte tabela:

Tabela 8.14 – Características base dos pilares e esforços aplicados

Pilar	Secção		Altura (m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Ned (kN)	Med _x (kN.m)	Med _y (kN.m)	Ved _x (kN)	Ved _y (kN)
	x (m)	y (m)								
P5	0,25	0,65	2,95	347,83	16,67	447,41	273,36	87,91	57,94	175,95
P13	0,30	0,60	2,95	347,83	16,67	130,70	104,91	85,67	57,39	67,72

De seguida efetuou-se para ambos os pilares uma pormenorização de armaduras longitudinais de acordo com as obtidas através do programa de cálculo:

Tabela 8.15 – Valores de armadura nos pilares exemplo

Pilar	A_s modelo (cm ²)	A_s adotada (cm ²)	
P5	57,80	63,62	14 ϕ 20+4 ϕ 25
P13	29,99	31,42	10 ϕ 20

Com as características base e respetivas armaduras adotados calcularam-se os momentos resistentes dos pilares de forma a comparar os resultados obtidos no programa através das seguintes expressões:

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad (8.24)$$

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{8 \times b \times f_{cd}} \quad (8.25)$$

Tabela 8.16 - Momentos resistentes dos pilares exemplo na direção X

Direção X											
Pilar	Ned (kN)	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	b (m)	h (m)	d ₁ (m)	d (m)	f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	L.N. (m)	0,7xM _{rdx} (kN.m)
P5	447,41	12,96	12,96	0,25	0,65	0,05	0,60	347,83	16,67	0,13	277,41
P13	130,70	10,30	10,30	0,30	0,60	0,05	0,55	347,83	16,67	0,03	151,70

Tabela 8.17 - Momentos resistentes dos pilares exemplo na direção Y

Direção X											
Pilar	Ned (kN)	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	b (m)	h (m)	d ₁ (m)	d (m)	f _{yd} (MPa)	f _{cd} (MPa)	L.N. (m)	0,7xM _{rdy} (kN.m)
P5	447,41	22,38	22,38	0,65	0,25	0,05	0,20	347,83	16,67	0,05	114,43
P13	130,70	16,59	16,59	0,60	0,30	0,05	0,25	347,83	16,67	0,02	93,90

De acordo com o cl. 5.4.3.2.1 do EC8 os momentos resistentes em flexão desviada poderão ser obtidos a partir de 0,7.M_{rd} em flexão composta simples.

Como se pode analisar pelos resultados exposto nas tabelas Tabela 8.16 e Tabela 8.17, os momentos resistentes obtidos para as armaduras consideradas são superiores aos que momentos de cálculo. Assim procedeu-se de igual forma para todas os pilares da estrutura tendo em conta os requisitos definidos em “8.1.3.1 - Armadura longitudinal”.

No que diz respeito às armaduras de esforço transversal começaram-se por calcular os valores mínimos de armaduras que estão presentes no EC2 através da expressão (8.8):

Tabela 8.18 – Valores de armadura de esforço transverso mínima

Pilar	f_{yk} (MPa)	f_{ck} (MPa)	α	$b_{w,x}$ (m)	$A_s/s_{x,min}$	$b_{w,y}$ (m)	$A_s/s_{y,min}$
P5	400	25	90	0,65	5,81	0,30	2,24
P13	400	25	90	0,60	5,36	0,30	2,68

No caso dos espaçamentos máximos das armaduras transversais, definiu-se em primeiro lugar a zona crítica dos pilares segundo a expressão (8.18):

Tabela 8.19 – Comprimento da zona crítica nos pilares

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica
P5	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Altura Total
P13	0,6	2,95	0,45	0,6	4,92	0,60	Altura Total

É importante referir que como se tratam de pilares térreos, a zona crítica tem a extensão da altura total do pilar. Assim, definiu-se o espaçamento máximo para as zonas críticas obtido pela expressão (8.19):

Tabela 8.20 – Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica

Pilar	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	175	s (m)
P5	0,15	25	175	0,075
P13	0,2	20	175	0,1

Da mesma forma, definiram-se os valores máximos de espaçamentos para a zona fora da crítica pela expressão (8.17):

Tabela 8.21 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona corrente

Pilar	b (mm)	$20\phi_{long}$	400	s (m)
P5	250	400	400	0,25
P13	300	320	400	0,3

Seguidamente, efetua-se a verificação da segurança ao esforço transversal dos pilares em ambas as direções

Tabela 8.22 - Esforço transversal resistente máximo no pilar na direção X

Direção X								
Pilar	b_w (m)	h_w (m)	α_{cw}	z (m)	v	f_{cd} (MPa)	θ	$V_{rd,max}$ (kN)
P5	0,25	0,65	1	0,54	0,54	16,67	45	611,55
P13	0,3	0,6	1	0,49	0,54	16,67	45	673,11

Tabela 8.23 - Esforço transversal resistente máximo no pilar na direção Y

Direção Y								
Pilar	b_w (m)	h_w (m)	α_{cw}	z (m)	v	f_{cd} (MPa)	θ	$V_{rd,max}$ (kN)
P5	0,65	0,25	1	0,18	0,54	16,67	45	537,03
P13	0,6	0,3	1	0,23	0,54	16,67	45	617,22

Por fim, confrontaram-se os valores obtidos através do modelo e os obtidos através de cálculos para as armaduras com base nos esforços transversos da tabela XX aplicando a expressão (8.9):

Tabela 8.24 – Armadura de esforço transversal na direção X

Direção X						
Pilar	$V_{ed,x}$ (kN)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ Modelo (cm ² /m)
P5	57,94	0,18	347,83	45,00	9,07	0,00
P13	57,39	0,23	347,83	45,00	7,22	0,00

Tabela 8.25 - Armadura de esforço transversal na direção Y

Direção Y						
Pilar	$V_{ed,y}$ (kN)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ Modelo (cm ² /m)
P5	175,95	0,54	347,83	45,00	9,31	9,31
P13	67,72	0,50	347,83	45,00	3,91	0,00

Analisando as tabelas anteriores é de notar que o modelo não adota a armadura mínima para o esforço transversal quando o esforço transversal aplicado é inferior ao esforço transversal resistente da peça sem armadura ($V_{Rd,c}$) ficando assim garantida a segurança da peça, aplicando nestes casos o valor de $0 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Tendo em conta os valores da tabela anterior, foi dada uma pormenorização para as armaduras de esforço transversal e calculado o seu esforço transversal resistente do modo a respeitar os critérios nas zonas críticas dos pilares como exemplificado nos seguintes esquemas:

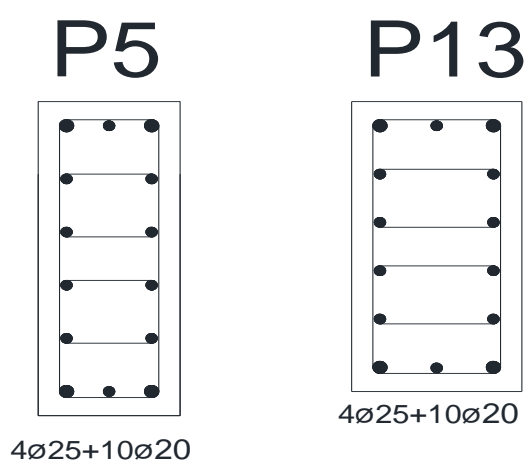


Figura 5 - Esquema das armaduras de cintagem na zona crítica

Tabela 8.26- Armadura de cintagem dos pilares exemplo

Pilar	Direção X			Direção Y		
	$A_{sw/s}$ Modelo (cm^2/m)	$A_{sw/s}$ Adotado (cm^2/m)		$A_{sw/s}$ Modelo (cm^2/m)	$A_{sw/s}$ Adotado (cm^2/m)	
P5	0,00	40,21	$\emptyset 8//0,075$	9,31	13,40	$\emptyset 8//0,075$
P13	0,00	30,18	$\emptyset 8//0,10$	0,00	10,06	$\emptyset 8//0,10$

De seguida efetuou-se a verificação do confinamento para as pormenorizações através do cálculo dos parâmetros das equações (8.20).

- Cálculo de $\sum_n b_i^2$
 - Pilar 5: $\sum_n b_i^2 = 10 \times 0,15^2 + 6 \times 0,110^2$
 - Pilar 13: $\sum_n b_i^2 = 10 \times 0,10^2 + 2 \times 0,20^2$

- Cálculo do 1º membro de (8.20)

Tabela 8.27 – Valores de cálculo do 1º membro da equação (8.20)

Pilar	bo (m)	h0 (m)	S (m)	α_s	α_n	α	wwd	$\alpha \times \text{wwd}$
P5	0,15	0,55	0,08	0,694	0,337	0,234	0,437	0,102
P13	0,20	0,50	0,10	0,675	0,700	0,473	0,273	0,129

- Cálculo do 2º membro de (8.20)

Tabela 8.28 - Valores de cálculo do 2º membro da equação (8.20)

Pilar	Ned (kN)	vd	$\mu\phi$	ϵ_{syd}	$\alpha \times \text{wwd}$
P5	447,41	0,1652	2,00	1,74	-0,00627
P13	130,70	0,0436	2,00	1,74	-0,02818

Pode-se assim concluir através dos valores anteriormente apresentados que a equação (8.20) é verificada para os pilar exemplo, concluindo que todas as secções cumprem os requisitos de ductilidade.

Assim procedeu-se à armação de todos os pilares da estrutura tendo em conta todos os requisitos tidos em conta neste capítulo. Todos os valores podem ser consultados nos anexos 9,10 e 11

8.1.4 Paredes Dúcteis

As paredes são um elemento estrutural que suporta outros elementos e cuja relação entre o comprimento e a largura da secção transversal é superior a 4. No edifício em estudo, foram consideradas apenas o núcleo do elevador. O dimensionamento da parede em estudo foi feito através dos requisitos prescritos pelo EC8, de modo a melhorar significativamente o comportamento global da estrutura, em caso da ocorrência da ação sísmica. Para o

dimensionamento das armaduras de flexão das paredes foi seguido o conceito de pilar fictício de extremidade visto tratar-se de um método usual para o dimensionamento das mesmas. O conceito será explicado no subcapítulo dimensionamento deste presente capítulo.

8.1.4.1 Armadura longitudinal

As armaduras longitudinais das paredes são limitadas pelo cl. 9.6.2(1) do EC2 como mostram as seguintes expressões:

- Armadura Mínima:

$$A_{s,v,min}=0,002\times A_c \quad (8.26)$$

- Armadura Máxima:

$$A_{s,v,max}=0,04\times A_c \quad (8.27)$$

Com:

- A_c – Área de secção da parede de betão

No que diz respeito à distancia máxima entre dois varões verticais adjacentes (d), o EC2 define-a através do cl. 9.6.2(3) pela equação seguinte:

$$d\leq\min(3\times b_w;400) \quad (8.28)$$

Com:

- b_w – Espessura da parede de betão

Relativamente aos pilares fictícios, o cl. 5.4.3.4.2(8) do EC8 define o valor mínimo de 0,5% da área de betão para a armadura longitudinal e que pelo cl. 5.4.3.4.1(2) do EC8 o esforço axial reduzido (ν_d) não deve exceder o valor de 0,40.

8.1.4.2 Armadura transversal

Quanto à armadura transversal, o cl. 9.6.3(1) do EC2 define que a armadura horizontal mínima a ser considerada no calculo de paredes é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,h,min}=\max\left\{\frac{A_{s,vertical}}{4};0,001\times A_c\right\} \quad (8.29)$$

O cl. 9.6.4 do EC2 refere os dois seguintes critérios a ter em conta:

- Em qualquer parte da parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces for superior a 2% da área da secção de betão, devem ser adotadas armaduras transversais sob a forma de estribos ou ganchos;
- Para a armadura principal mais próxima da face da parede, devem-se utilizar pelo menos 4 estribos por m² de área de parede.

8.1.4.3 Armadura de confinamento

A armadura de confinamento nas paredes é definida de forma semelhante à dos pilares. Desta forma a armadura é prolongada verticalmente ao longo de um comprimento crítico (h_{cr}) e horizontalmente pelo comprimento (l_c).

O cl. 5.4.3.4.2(1) do EC8 define a altura crítica de uma parede através das seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w, \frac{h_w}{6} \right\} \quad (8.30)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2.h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (8.31)$$

Com:

- l_w – Maior dimensão da parede em planta;
- h_w – Altura total da parede acima da fundação ou do nível do solo no caso da existência de caves;
- h_s – Altura livre entre pisos;
- n – Numero de pisos.

Para as paredes com secção retangular, o EC8 define no cl. 5.4.3.4.2(4) a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária nos elementos de extremidade, pilares fictícios, através da seguinte expressão:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\theta} \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (8.32)$$

Nos pilares fictícios, a taxa mecânica volumétrica de armadura deve ser superior a 0,08, o diâmetro das cintas deve ser superior a 6mm e a distância entre varões longitudinais consecutivos deve ser inferior a 200mm tal como acontecia nos pilares.

Para o cálculo do comprimento dos pilares fictícios l_c é preciso ter em conta o cl. 5.4.3.2(6) do EC8 e efetuar o cálculo aplicando corretamente as expressões seguintes:

$$v_d = \frac{N_{ed}}{h_c \times b_c \times f_{cd}} \quad (8.33)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (8.34)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times \alpha \times \omega_{wd} \quad (8.35)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \left(\frac{l_w \times b_c}{b_0} \right) \quad (8.36)$$

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (8.37)$$

Com:

- N_{ed} – Esforço axial para a combinação sísmica;
- h_c – Comprimento da alma da secção da parede;
- b_c – Largura da alma da secção da parede;
- A_{sv} – Armadura vertical na alma da parede;
- ω_v – Taxa mecânica de armadura na alma da parede;
- x_u – Extensão da zona comprimida no plano da flexão;
- ε_{cu2c} – Extensão última no betão confinado;
- ε_{cu2c} – Extensão última no betão não confinado.

O valor do comprimento l_c deve por sua vez cumprir o cl. 5.4.3.4.2(6) do EC8 através da expressão seguinte:

$$l_c \geq \max(0,15.l_w; 1,5.b_w) \quad (8.38)$$

O cl. 5.4.1.2.3 do EC8 define o valor mínimo da espessura, b_w , através da seguinte condição:

$$b_w \geq \max(0,15; h_s/20) \quad (8.39)$$

Por sua vez, o cl.ª 5.4.3.4.2(10) do EC8 define que a espessura do elemento não deverá ser inferior a 200mm e impõe ainda as seguintes condições:

$$\text{Se } l_c \leq \max(2.b_w; 0,2.l_w), b_w > \frac{h_s}{15} \quad (8.40)$$

$$\text{Se } l_c > \max(2.b_w; 0,2.l_w), b_w > \frac{h_s}{10} \quad (8.41)$$

No que diz respeito aos espaçamentos das cintas nas zonas críticas, deve ser respeitado o estabelecido na expressão (8.19).

8.1.4.4 Dimensionamento

Relativamente ao núcleo de elevadores do edifício em estudo, efetuou-se a análise e dimensionamento de cada parede que resultam da divisão do núcleo conforme demonstra a figura seguinte.

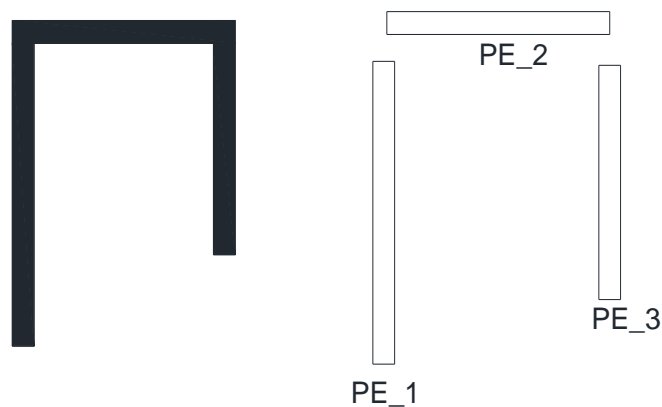


Figura 6 - Esquema da divisão do Núcleo de Elevadores

As paredes apresentam as seguintes dimensões:

Tabela 8.29 – Dimensões das paredes constituintes do núcleo de elevadores

	x (m)	y (m)	Altura (m)
PE 1	0,2	2,65	2,95
PE 2	2,05	0,2	2,95
PE 3	0,2	2,05	2,95

Com base nas dimensões das paredes que constituem o núcleo foi verificado o valor mínimo da espessura, b_w , que respeita os valores das condições impostas pelo EC8 e ainda foram determinados os valores máximos e mínimos da dimensão dos elementos confinados, como mostram as seguintes tabelas:

Tabela 8.30 – Valores máximos do comprimento dos elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$2b_w$ (m)	$0,2l_w$ (m)	$l_{c,max}$ (m)
PE 1	0,40	0,57	0,57
PE 2	0,40	0,41	0,41
PE 3	0,40	0,41	0,41

Tabela 8.31 - Valores mínimos do comprimento dos elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$1,5b_w$ (m)	$0,15l_w$ (m)	$l_{c,min}$ (m)
PE 1	0,30	0,43	0,43
PE 2	0,30	0,31	0,31
PE 3	0,30	0,31	0,31

De seguida definiram se as alturas críticas das paredes através das expressões (8.30) e (8.31):

Tabela 8.32 – Valores de altura da zona crítica das paredes dúcteis

	Piso	h_w (m)	$h_w/6$ (m)	l_w (m)	h_s (m)	$h_{cr,max}$ (m)	$h_{cr,calc}$ (m)
PE1	-1	3,95	0,66	2,85	3,7	3,7	2,85
	0 a 2	2,95	0,49		2,7	2,7	2,85
PE2	-1	3,95	0,66	2,05	3,7	3,7	2,05
	0 a 2	2,95	0,49		2,7	2,7	2,05
PE3	-1	3,95	0,66	2,05	3,7	3,7	2,05
	0 a 2	2,95	0,49		2,7	2,7	2,05

De acordo com o cl. 5.4.2.4 do EC8, é necessário ter em conta incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos, logo devem ser tomadas as seguintes regras para a determinação das envolventes de cálculo para os momentos fletores e ainda um coeficiente de majoração para os esforços transversos:

- O diagrama de momentos fletores com os valores de cálculo ao longo da altura da parede é determinado pela envolvente linear dos momentos fletores obtido através da análise do modelo e deslocado verticalmente de a_1^9 :

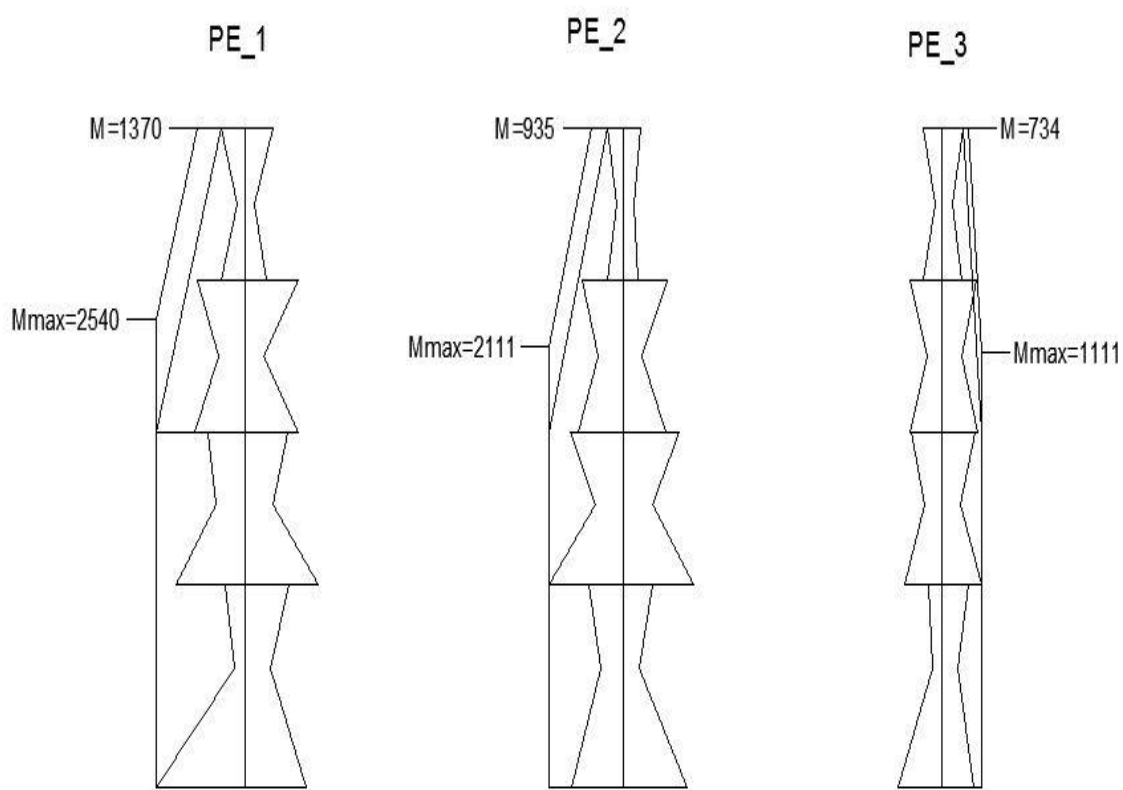


Figura 7 - Evolvente de momentos para as paredes

⁹ $a_1 = z \cdot \cot(\theta)$

- O diagrama de esforços transversos de cálculo é obtido através de um aumento de 50% dos valores dos esforços obtidos na análise do modelo, em que o valor no topo da parede deve corresponder a 50% do valor na base, conforme se mostra na seguinte

figura:

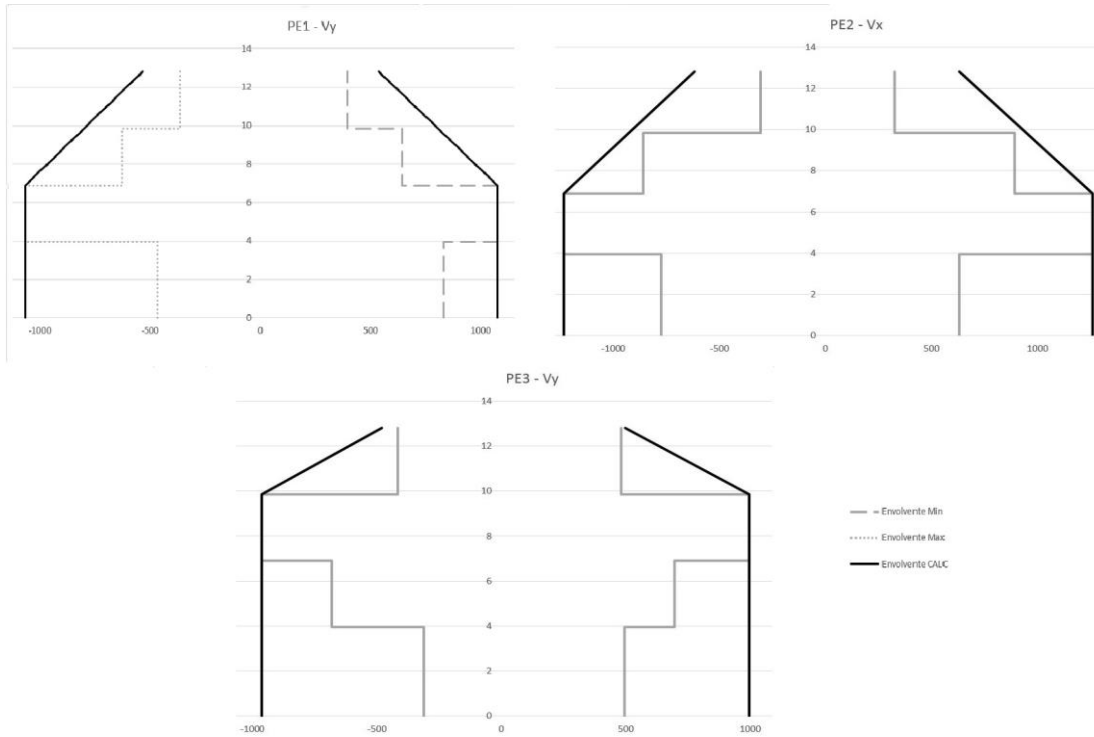


Figura 8 - Envolvente de cálculo para o esforço transverso para as paredes

Considerados os aspetos anteriores e conhecidos os esforços actantes nas paredes é possível efetuar o dimensionamento das paredes. Para tal foi considerado que a capacidade resistente das paredes se concentram nas extremidades das mesmas criando assim um pilar fictício nestas. Desta forma é possível garantir uma melhor eficiência das armaduras adotada, visto que a linha neutra da seção se aproxima da face comprimida da parede.

Para o cálculo da armadura de flexão nos pilares fictícios foram consideradas as seguintes forças representadas no seguinte esquema:

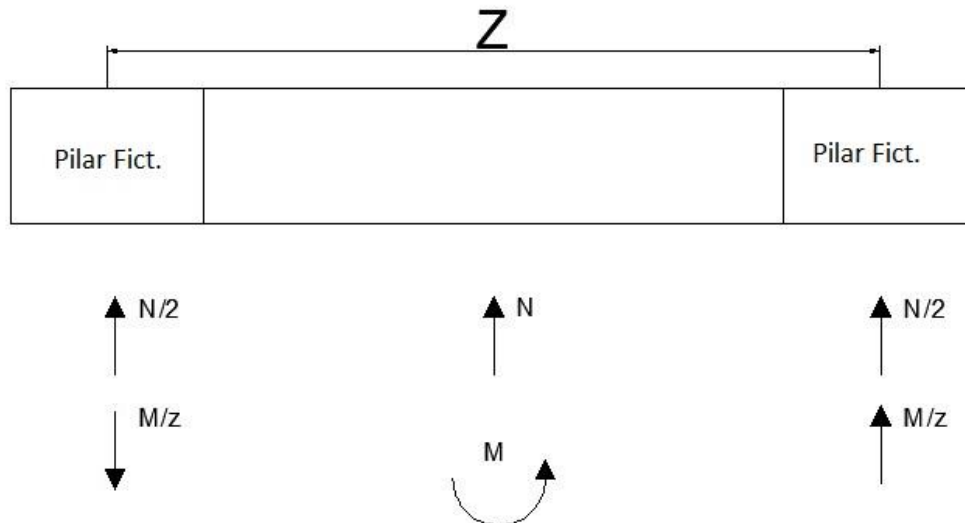


Figura 9 - Esquema do método dos pilares fictícios nas paredes

Assim a armadura de flexão¹⁰ foi calculada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (8.42)$$

Com:

$$- F_s = \frac{M}{z} - \frac{N}{2}, \text{ força de tração na armadura.}$$

Na parte da alma da parede adotou-se uma armadura mínima.

Nas tabelas seguintes apresentam-se os esforços de cálculo¹¹ e as armaduras de flexão adotadas nos pilares fictícios:

¹⁰ O esforço normal considerado no cálculo das paredes corresponde a 50% do esforço obtido através da combinação quase permanente de modo a garantir uma menor compressão na parede, a partir do cl.º 5.4.0.5(4) do EC8.

¹¹ Os esforços obtidos são retirados das envolventes de cálculo.

Tabela 8.33 – Valores dos esforços de cálculo para as paredes dúcteis

	N_{ed} (kN)	M_{ed} (kN.m)	V_{ed} (kN)
PE 1	2545,95	2539,22	1615,87
PE 2	1156,56	2111,58	1893,23
PE 3	1802,14	1272,62	1494,24

Tabela 8.34 – Valores de cálculo de armadura de flexão nas extremidades das paredes dúcteis

	b_w (m)	l_w (m)	l_c (m)	Z (m)	M_{ed} (kN.m)	N_{ed} (kN)	M/z	N/2	F_t (kN)	$A_{s, calc}$ (cm ²)	As adotado (cm ²)	
PE 1	0,20	2,85	0,45	2,40	2539,22	570,68	1058,01	285,34	772,67	22,21	8ø20	25,13
PE 2	0,20	2,05	0,40	1,65	2111,58	254,32	1279,74	127,16	1152,59	33,14	8ø20+4ø16	33,18
PE 3	0,20	2,05	0,40	1,65	1272,62	239,20	771,28	119,60	651,68	18,74	8ø20	25,13

Por outro lado é necessário incluir armadura de flexão nas almas das paredes, apesar da resistência ao esforço atuante ser garantida pelas extremidades das paredes, adotando assim uma armadura de flexão que verifique a armadura mínima regulamentada:

Tabela 8.35 – Valores mínimos de armadura nas almas das paredes dúcteis

	$A_{s,v min}$ (cm ²)
PE 1	11,4
PE 2	8,2
PE 3	8,2

De seguida efetuou-se o dimensionamento das paredes ao esforço transversal, começando pela verificação da segurança ao esforço transversal resistente máximo nas paredes:

Tabela 8.36 – Valores de esforço resistente máximo das paredes dúcteis

	b_w (m)	h_w (m)	α_{cw}	z (m)	v	fcd(m)	θ	$V_{rd,max,x}$ (kN)
PE 1	0,2	2,85	1	2,52	0,54	16,67	45	2268
PE 2	0,2	2,05	2	1,8	0,54	16,67	45	3240
PE 3	0,2	2,05	3	1,8	0,54	16,67	45	4860

Após esta verificação procedeu-se ao cálculo da armadura necessária para garantir a segurança ao esforço transverso:

Tabela 8.37 – Valores de cálculo de armadura de esforço transverso

	V_{ed} (kN)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)	
PE 1	1615,87	2,52	347,83	45	18,44	$\phi 12//0.1$	22,62
PE 2	1893,23	1,80	347,83	45	30,24	$\phi 16//0.125$	32,17
PE 3	1494,24	1,80	347,83	45	23,87	$\phi 12//0.075$	30,16

Tabela 8.38 – Verificação da segurança ao esforço transverso

	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ	V_{rd} (kN)	V_{ed} (kN)
PE 1	22,62	2,52	347,83	45	1982,65	1615,87
PE 2	32,17	1,80	347,83	45	2014,12	1893,23
PE 3	30,16	1,80	347,83	45	1888,23	1494,24

Com as armaduras longitudinais e transversas definidas passou-se ao cálculo do confinamento das extremidades das paredes. A armadura de confinamento tem a seguinte configuração nos pilares fictícios, como se apresenta no seguinte esquema:

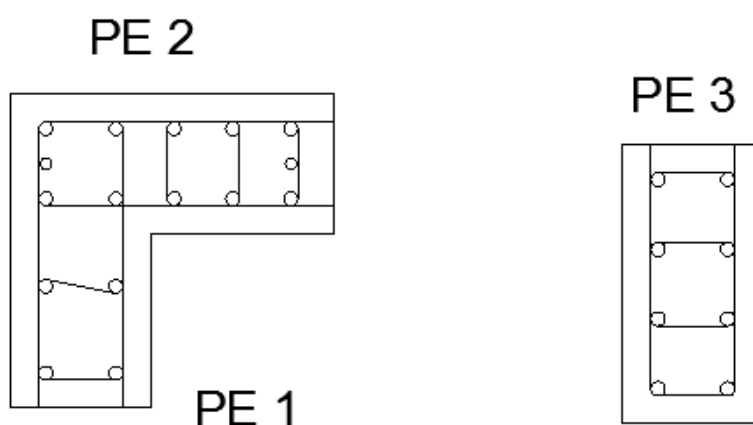


Figura 10 - Esquema da armadura de confinamento nas paredes

Começando assim pelo cálculo da taxa mecânica de armadura vertical na alma, recorrendo à expressão (8.34), obtém-se os seguintes valores:

Tabela 8.39 – Taxa mecânica de armadura vertical na alma das paredes dúcteis

	A_{sv} (cm ²)	A_c (cm ²)	ρ	ω_v
PE 1	15,7	0,39	0,0040	0,0841
PE 2	9,4	0,33	0,0029	0,0596
PE 3	9,4	0,33	0,0029	0,0596

No que diz respeito ao espaçamento mínimo das armaduras de confinamento nas zonas críticas foi, de igual modo aos pilares, obtidos pela expressão (8.19):

Tabela 8.40 – Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas

	b_0 (m)	175	d_{bl} (mm)	s (m)	s_{adop} (m)
PE1	0,12	175	20	0,06	0,06
PE2	0,12	175	16	0,06	0,06
PE3	0,12	175	20	0,06	0,06

Com base na armadura de cintagem apresentada na Figura 10, efetuou-se a verificação e comparação entre a taxa de armadura necessário e taxa de armadura adotada (ω_{wd}) utilizando para tal as expressões (8.32), (8.33) e (8.34):

Tabela 8.41 – Valores de cálculo do 2º membro da equação (8.32)

	b_c (m)	b_0 (m)	l_w (m)	h_0 (m)	N_{ed} (kN)	v_d	μ_ϕ	$\epsilon_{sy,d}$	s (m)	$\alpha \cdot \omega_{wd}$
PE1	0,20	0,12	2,85	0,40	2545,95	0,29	2,00	1,74	0,06	0,0297
PE2	0,20	0,12	2,05	0,35	1156,56	0,17	2,00	1,74	0,06	0,0048
PE3	0,20	0,12	2,05	0,35	1802,14	0,26	2,00	1,74	0,06	0,0212

Tabela 8.42 - Valores de cálculo do 1º membro da equação (8.32)

	α_s	α_n	α	w_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	$\alpha \times w_{wd}$
PE1	0,69	0,97	0,67	0,52	16,67	347,83	0,3525
PE2	0,69	0,97	0,67	0,59	16,67	347,83	0,3897
PE3	0,69	0,97	0,66	0,56	16,67	347,83	0,3704

Pela análise das tabelas anteriores, chega-se à conclusão que a armadura de cintagem é suficiente de acordo com os requisitos do EC8 e que por sua vez a taxa de armadura é superior à necessária e também superior ao valor mínimo de 0,08. É de notar que o esforço normal reduzido de todos os elementos é inferior ao valor imposto pelo EC8, para as paredes dúcteis.

Por fim, é necessário realizar a verificação dos valores adotados para o comprimento (l_c) dos pilares fictícios. Assim, foram calculados os comprimentos de acordo com a expressão (8.37), obtendo-se os seguintes valores:

Tabela 8.43 – Valores de cálculo do eixo neutro e comprimento dos elementos de extremidade

	e_{cu2}	$e_{cu2,c}$	l_w (m)	x_u (m)	l_c (m)	$l_{c,min}$ (m)	$l_{c,max}$ (m)	l_c adotado (m)
PE1	0,0035	0,0065	2,85	1,77	0,81	0,43	0,57	0,45
PE2	0,0035	0,0040	2,05	0,78	0,09	0,31	0,41	0,40
PE3	0,0035	0,0056	2,05	1,10	0,42	0,31	0,41	0,40

É de notar que os valores adotados para as paredes PE1 e PE2 são diferentes aos estipulados por este método de cálculo. No caso da parede PE1 o valor de l_c é superior ao valor máximo imposto por (8.44) mas por outro lado o valor assumido garante o cumprimento das condições de confinamento. No caso da parede PE2 o valor obtido não garante o valor mínimo estipulado por (8.38) assumindo-se assim como valido o valor adotado anteriormente.

Todos os valores referentes ao cálculo das paredes encontram-se no anexo 12.

8.1.5 Lajes e Escadas

O edifício em estudo é constituído por lajes fungiformes com espessura constante. Estas foram analisadas, piso a piso, de forma a permitir uma análise mais pormenorizada. Tendo em conta a tipologia das lajes, terá de ser verificado também a resistência ao punçoamento nos pilares interiores.

A quantidade de armadura, máxima e mínima, a considerar numa laje nas direções principais deve ser obtida através das seguintes expressões:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (8.43)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c \quad (8.44)$$

Com:

- b_t – Largura média da zona tracionada;
- A_c – Área da secção de betão.

Como a laje em questão tem uma espessura de 0,25m, aplicando as expressões (8.43) e (8.44) temos que:

Tabela 8.44 – Valores de armadura máxima e mínima na laje

h (m)	d (m)	f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	$A_{s,\min}$ (cm ² /m)	$A_{s,\max}$ (cm ² /m)
0,25	0,22	2,6	400	3,72	88,0

Relativamente ao espaçamento máximo entre armaduras, o EC2 estabelece valores limites com o objetivo de controlar a fendilhação. No cl. 9.3.1.1(3) do EC2 o espaçamento entre varões não deve ser superior a:

▪ Para armaduras principais: $s_{\max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm}$ (8.45)

▪ Para armaduras de distribuição: $s_{\max,slabs} \leq 3,5h \leq 450 \text{ mm}$ (8.46)

Nas zonas onde existam cargas concentradas ou zonas de momentos máximos, as disposições passam às seguintes:

- Para armaduras principais: $s_{\max,slabs} \leq 2h \leq 250 \text{ mm}$ (8.47)

- Para armaduras de distribuição: $s_{\max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm}$ (8.48)

Pelo cl. 6.2.1(4) do EC2 existem casos onde a armadura de esforço transversal pode ser omitida em alguns elementos como por exemplo nas lajes (maciças, nervuradas ou vazadas). Nos elementos para os quais não é necessária armadura de esforço transversal, o esforço transversal resistente é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \times b_w d \geq [v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (8.49)$$

Com:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 ; 0,2$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$;
- $k_1 = 0,15$;
- A_{sl} – representa a área de armadura de tração, prolongando-se não menos do que $d + L_{b,net}$ para além da secção considerada;
- b_w – Menor largura da secção transversal na área tracionada;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \geq 0,2 \cdot f_{cd}$ em MPa;
- N_{ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas;
- $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$.

Aplicando a expressão anterior foi, efetuada a verificação para o cenário mais desfavorável em que a armadura a considerar é apenas a malha geral de $\phi 10/0,15$, como mostra a tabela seguinte:

Tabela 8.45 Valor de cálculo para o esforço transversal resistente

h (m)	d (m)	$C_{Rd,c}$	k	A_{sl} (cm ²)	ρ_l	$V_{rd,c}$ (kN/m)
0,25	0,22	0,12	1,953463	5,24	0,0024	93,47

Verificando o modelo de cálculo da estrutura chega-se à conclusão que o esforço transversal atuante junto aos alinhamentos das vigas tem o valor máximo de 15kN/m, o que traduz a verificação ao esforço transversal.

8.1.5.1 Punçoamento

Como a laje em estudo é uma laje fungiforme, é necessário verificar o punçoamento na ligação pilar-laje para todos os pilares interiores e exteriores, nos quais não haja a presença de uma viga.

Na figura seguinte, do cl. 6.4.1 do EC2, encontra-se o modelo para a verificação ao punçoamento para o estado limite último:

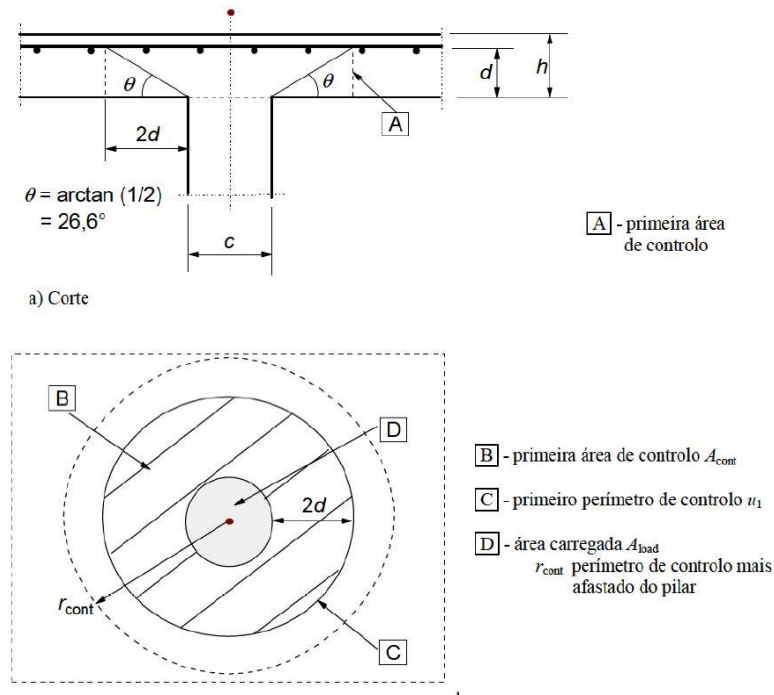


Figura 11- Modelo para a verificação ao punçoamento no estado limite [EC2]

Pelo cl. 6.4.1(4) do EC2, a resistência ao esforço de corte por punçoamento deve ser verificada na face do pilar e no contorno de controle de referência u_1 , definido no EC2. Caso haja necessidade de armadura de esforço transversal, deve então determinar-se outro contorno de referência. $u_{out,ef}$, a partir do qual já não existe necessidade dessa armadura.

O contorno de referência é definido de forma geral a uma distância de $2d$ da área carregada e o seu comprimento seja o menor possível (cl. 6.4.2 do EC2) como mostra a seguinte figura:

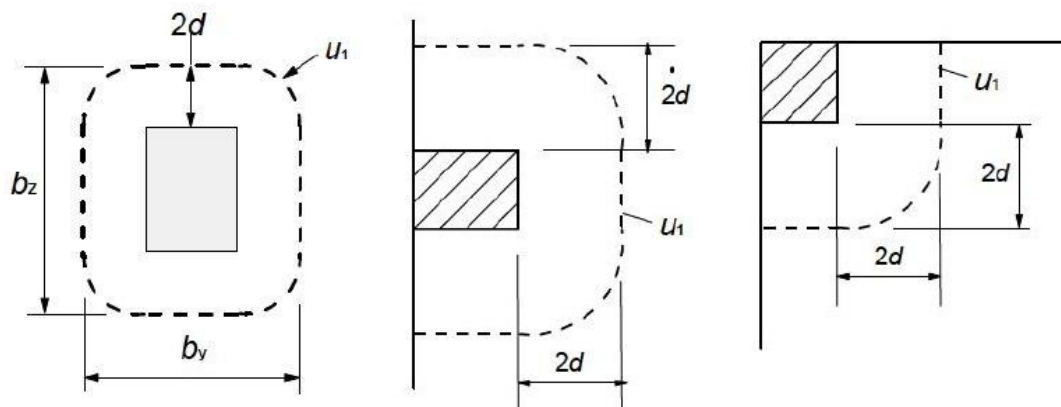


Figura 12 - Contornos de referência em torno de áreas carregadas [EC2]

No perímetro do pilar não deve ser excedido o valor máximo de tensão de corte por punção imposto no cl.º 6.4.3(2) do EC2, isto é:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (8.50)$$

Para determinar a necessidade de armadura de punção são aplicadas as seguintes condições:

$$\begin{cases} v_{Ed} \leq v_{Rd,c}, & \text{não é necessário armadura de punção} \\ v_{Ed} > v_{Rd,c}, & \text{é necessário armadura de punção} \end{cases} \quad (8.51)$$

Com:

- $v_{Rd,c}$ – Valor de cálculo da resistência ao punção de uma laje sem armadura de punção ao longo da secção de controlo;

O valor de calculo da resistência ao punção pode ser determinado através da aplicação da seguinte expressão do cl. 6.4.4(1) do EC2:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] \quad (8.52)$$

A tensão de punção máxima, v_{ed} , é determinada pela aplicação da expressão (cl. 6.4.3(3) do EC2):

$$v_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (8.53)$$

Em que o parâmetro β devido à transmissão de momentos ente a laje e o pilar é determinado pela expressão valida para pilares retangulares interiores:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (8.54)$$

Com a aplicação das expressões anteriores obtém-se os seguintes resultados na ligação dos pilares do piso térreo com a laje do piso 1:

Tabela 8.46 - Verificação ao punçoamento na laje do piso térreo

Pilar	V_{ed} (kN)	$M_{ed,x}$ (kN.m)	$M_{ed,y}$ (kN.m)	e_x (m)	e_y (m)	b_x (m)	b_y (m)	d (m)	u_1 (m)	β	v_{ed} (kN/m ²)
P6	13,67	12,57	-8,79	0,919	0,643	3,26	4,06	0,22	4,565	1,540	0,021
P7	175,49	-12,77	-3,29	0,073	0,019	3,76	3,36	0,22	4,365	1,040	0,190
P8	209,99	7,84	-1,31	0,037	0,006	3,76	3,36	0,22	4,365	1,020	0,223
P9	157,48	-15,45	8,56	0,098	0,054	3,86	3,36	0,22	4,465	1,058	0,170
P11	34,30	0,51	-12,50	0,015	0,364	3,26	3,96	0,22	4,465	1,201	0,042
P12	164,05	0,23	12,69	0,001	0,077	3,36	3,76	0,22	4,365	1,041	0,178
P13	132,31	-7,91	-8,95	0,060	0,068	3,36	3,96	0,22	4,565	1,045	0,138
P14	190,02	-4,10	14,35	0,022	0,076	3,76	3,36	0,22	4,365	1,038	0,205
P16	35,52	3,52	-1,30	0,099	0,037	3,36	3,56	0,22	4,165	1,054	0,041
P17	121,68	5,57	-1,13	0,046	0,009	3,56	3,36	0,22	2,482	1,025	0,228

Tabela 8.47 – Verificação ao punçoamento na laje do piso térreo, v_{rdc}

Pilar	Cr_{dc}	K	A_x	A_y	ρ_l	v_{rdc}	v_{min}
P6	0,12	1,95	10,48	5,24	0,007145	0,613	0,478
P7	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P8	0,12	1,95	26,18	26,18	0,0238	0,915	0,478
P9	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P11	0,12	1,95	10,48	18,64	0,013236	0,753	0,478
P12	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P13	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P14	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P16	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P17	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478

Com base nas tabelas anteriores, conclui-se que os valores da tensão de punçoamento, v_{ed} , existente são sempre inferiores aos valores da tensão limite, v_{Rdc} , o que leva a não existir necessidade de colocação de uma armadura específica para a resistência ao punçoamento.

Nos anexos 13 e 14 podem ser consultados todos os resultados e gráficos relativos às áreas de armaduras retirados do modelo de cálculo usados para a obtenção das armaduras.

8.1.5.2 Escadas

No que diz respeito à escada, esta foi calculada de forma separada do modelo de cálculo. Foi usado o modelo de cálculo representado na seguinte figura:

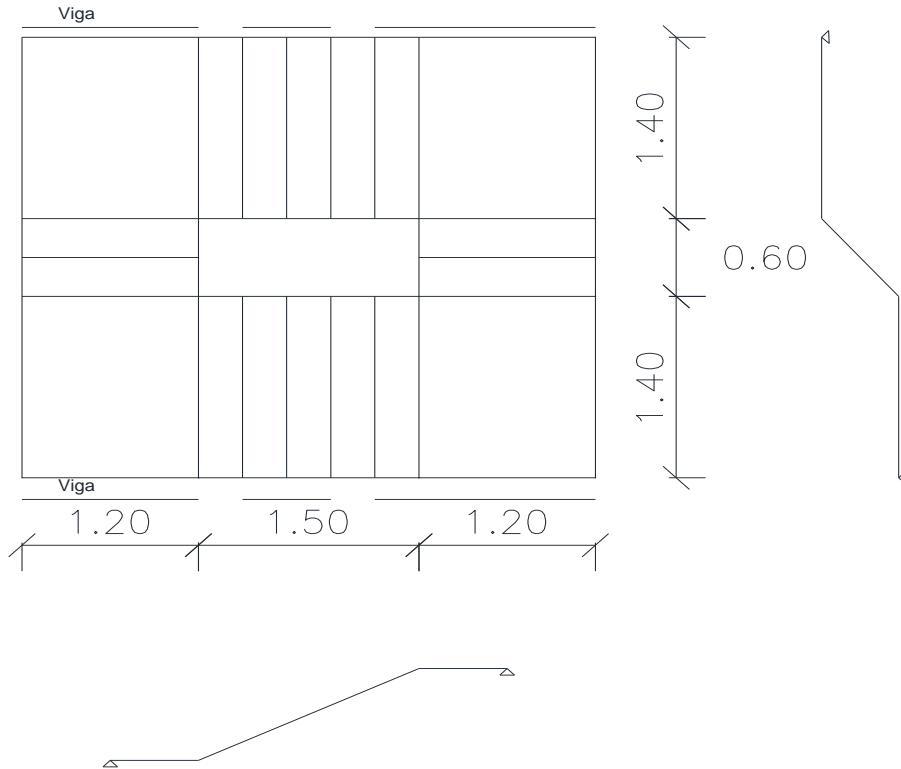


Figura 13- Esquema de cálculo para a Escada

Tabela 8.48 – Geometria da Escada

Geometria da escada	
a	0,16 m
b	0,3 m
h	0,2 m
α	29°

Com:

- a – Altura de degrau;
- b – Largura de degrau;
- h - Espessura;
- α – Inclinação

Para tal, foram definidos os carregamentos no primeiro lanço considerando as cargas permanentes e uma sobrecarga de 3,0 kN/m², como indicado na seguinte tabela:

Tabela 8.49 – Valores dos carregamentos no primeiro lanço da escada

1º lanço [kN/m]	
pp laje	5,72
pp revestimento	1,50
pp degraus	2,00
CP	9,22
SC	3,00
p_{sd}	16,94

De seguida, foram determinadas as reações e o momento fletor máximo do lanço, de modo a que possa ser definido o carregamento nos patins do 2º lanço de escadas:

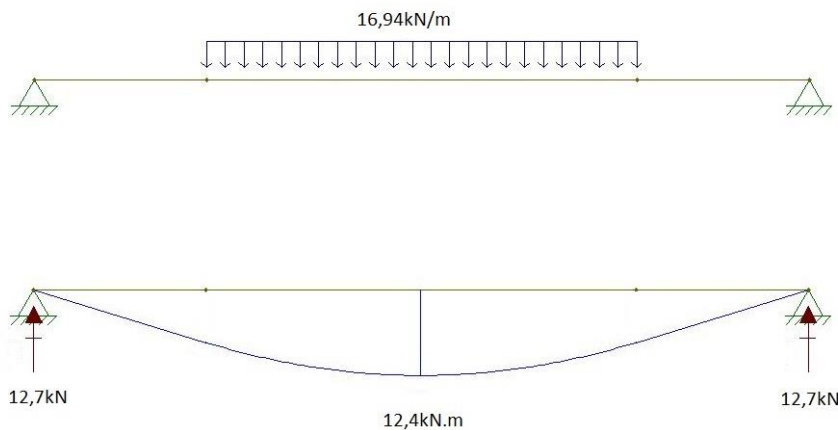


Figura 14 – Modelo de cálculo do 1º lanço de escadas e respetivos diagrama de momentos obtido

Desta forma, podem ser definidos os carregamentos no 2º lanço de escadas, tendo em conta que a reação do 1º lanço é distribuída sobre os patins deste:

Tabela 8.50 – Valores dos carregamentos no segundo lanço da escada

2º Lanço [kN/m]	
pp laje	5,72
pp revestimento	1,50
CP	7,22
SC	3,00
p_{sd} patim	23,30
p_{sd} lanço	16,94

De igual modo, se obtém o momento fletor para o segundo lanço, como mostra a seguinte figura:

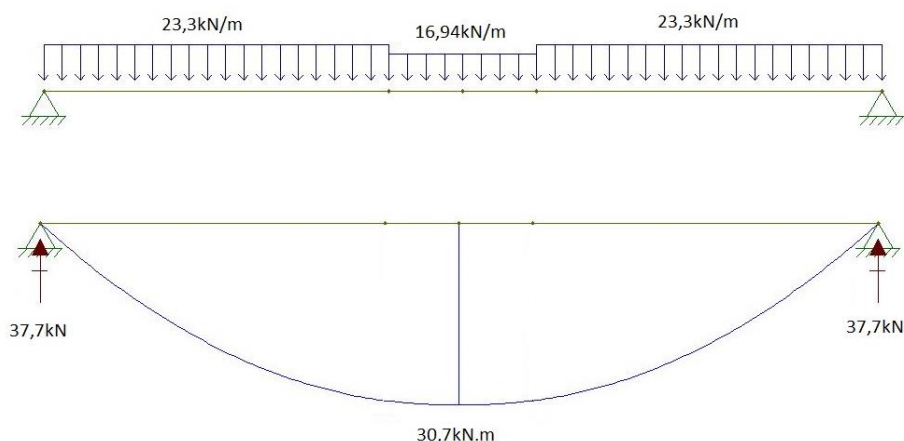


Figura 15 – Modelo de cálculo do 2º lanço de escadas e respetivos diagrama de momentos obtido

Assim obtiveram-se os momentos máximos nos lanços de modo a prosseguir com o dimensionamento das escadas. Na seguinte tabela, resumem-se as armaduras calculadas e adotadas para as escadas.

Tabela 8.51 – Valores de armadura adotada na laje de escadas

	M_{rd} (kN.m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	A_s adotada (cm ² /m)	
1º Lanço	10,70	0,010	0,010	1,24	4,02	ø8//0.125
2º Lanço	26,30	0,039	0,041	3,93	5,65	ø12//0.20

No que diz respeito a verificação do esforço transversal, as lajes de escada verificam de igual modo a condição de dispensa de armadura específica.

8.1.6 Fundações

Relativamente ao cálculo das fundações, este deve ser efetuado tendo em conta os pressupostos existentes no EC2 e EC8.

O EC8 define através do cl. 4.4.2.6(4) que os esforços nos elementos de fundação devem ser obtidos com base no cálculo pela capacidade resistente real, utilizando para tal a expressão seguinte para obtenção dos mesmos:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (8.55)$$

Com:

- γ_{Rd} – Coeficiente de sobrerresistência, igual a 1 para $q < 3$;
- $E_{F,G}$ – Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$ – Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- Ω – Coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i , com o esforço de cálculo atuante na zona ou no elemento i , para a situação de projeto sísmica.

Para tal foi considerando o valor de 1 para o coeficiente Ω , assumindo a igualdade entre esforços atuantes e resistentes, o que torna a combinação da expressão (8.55) o cenário mais desfavorável. Desta forma o dimensionamento das sapatas é feito para a combinação que seja mais condicionante entre a combinação característica e a combinação para a situação de projeto de sísmica.

No que diz respeito às vigas de fundação, deve assumir-se um valor de 1,4 no coeficiente de sobrerresistência, γ_{Rd} , assumindo o coeficiente Ω um valor de 1 (cl. 4.4.2.6(6) do EC8). É de referir que o diâmetro mínimo a ser utilizado nas fundações deve ser superior a 8mm.

8.1.6.1 Dimensionamento

Visto existirem vigas de fundação em ambas as direções garantindo a absorção dos esforços de flexão, as sapatas são dimensionadas apenas para suportar cargas verticais.

O processo de dimensionamento é iterativo, começando pelo pré-dimensionamento conforme referido no capítulo 6.4. Na equação (6.4), o valor de esforço axial é majorado em 10% de modo a que seja considerado à partida o peso próprio da sapata. O valor de esforço axial é o resultado

da análise de esforço para as combinações consideradas, sendo que se toma o maior valor entre as duas combinações. Para o valor da tensão admissível do terreno considera-se o valor de 200kPa devido às características do terreno. Mas visto que a ação sísmica tem um carácter instantâneo pode-se admitir uma tensão admissível de valor 400 kPa, caso a ação condicionante seja esta. Esta majoração da tensão do terreno permite que as dimensões das sapatas não tomem valores exagerados garantindo a segurança da estrutura.

De tal forma, exemplifica-se para apenas 2 sapatas-exemplo o método de cálculo usado para o dimensionamento das sapatas. Na tabela seguinte podem ser consultados os valores de esforço normal, as dimensões para as sapatas em estudo e a tensão transmitida ao solo:

Tabela 8.52 – Valores de dimensões das sapatas exemplo

Sapata	N_{caract} (kN)	N_{sismo} (kN)	A(x) (m)	B(y) (m)	h (m)	N_{calc} (kN)	σ_{solo} (kN/m ²)
S4	359,936	640,834	1,00	2,00	0,60	389,94	194,97
S8	809,883	830,976	2,80	1,70	0,60	881,28	185,14

Para o cálculo das armaduras recorreu-se ao método das bielas aplicado a sapatas isolada com carregamento centrado como se mostra na figura seguinte:

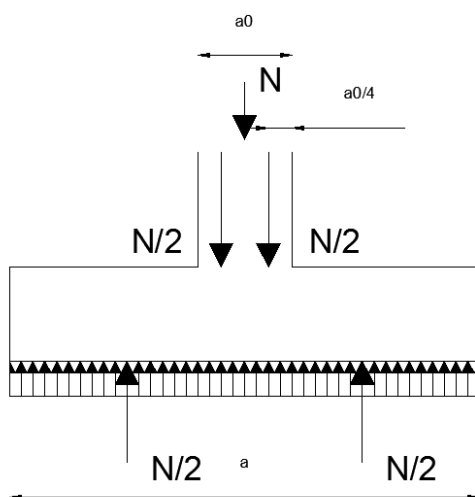


Figura 16 - - Esquema representativo do cálculo das armaduras (método das bielas)

A expressão que define a força de tração junto à base existente na armadura é:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d} \quad (8.56)$$

Com:

- N_b – representa o esforço normal vindo do pilar e o peso próprio da sapata;
- $\gamma=1,50$.

Assim, a armadura de flexão pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d \cdot b \cdot f_{syd}} \quad (8.57)$$

Na tabela seguinte apresentam-se os valores de cálculo para as sapatas através dos quais se obtiveram as armaduras necessárias e respetiva pormenorização adotada:

Tabela 8.53 - Valores de armadura adotada nas sapatas exemplo

Sapata	N _{calc} (kN)	Direção X			Direção Y		
		F _{std} (kN)	A _{s,x} (cm ² /m)	Pormenorização	F _{std} (kN)	A _{s,y} (cm ² /m)	Pormenorização
S4	389,936	94,78	1,36	ø10//0.15	189,55	5,45	ø10//0.15
S8	881,283	703,80	11,90	ø16//0.15	428,40	4,40	ø10//0.15

Desta forma obtiveram-se os valores para todas as sapatas com cargas centradas tendo em conta que as sapatas que estão junto ao bloco C2 foram calculadas para resistirem aos esforços vindos dos pilares dos dois blocos, multiplicando por dois o esforço normal nestes casos.

No caso das sapatas dos pilares que se encontram junto do limite do lote e as sapatas do muro de suporte de terras são sapatas excêntricas, e desta forma são calculadas como tal. A figura seguinte representa o esquema de cálculo para estas sapatas:

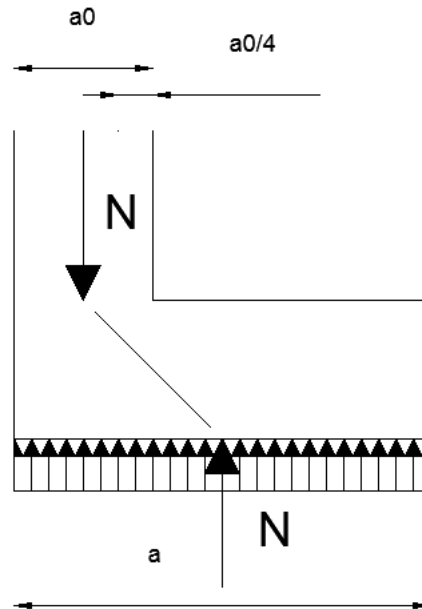


Figura 17 – Esquema representativo do cálculo das armaduras (método das bielas)

Assim a expressão que define a força de tração junto à base existente na armadura é:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \cdot \gamma \cdot (a - a_0)}{d} \quad (8.58)$$

Com:

- N_b ¹² – representa o esforço normal vindo do pilar e o peso próprio da sapata:
- $\gamma=1,50$.

¹² De notar que o esforço axial para as sapatas do muro de suporte de terras é retirado do modelo para toda a extensão do muro e dividido pelo seu comprimento, apresentando assim um valor de esforço por metro de muro (kN/m)

Assim, a armadura de flexão pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd}} \quad (8.59)$$

No caso da sapata do núcleo do elevador, o método para calcular as dimensões em planta foi igual ao seguido nas sapatas dos pilares. Tendo em conta o esforço normal aplicado, obtiveram-se as seguintes dimensões, como mostra a tabela seguinte:

Tabela 8.54 – Dimensões adotadas para a sapata do Núcleo de elevadores

	N_{caract} (kN)	$A_{(x)}$ (m)	$B_{(y)}$ (m)	H (m)	σ_{solo}
S_PE	1666,948	3,00	3,50	1,00	183,76

Para o cálculo da sapata do núcleo dos elevadores foi efetuada uma análise nas duas direções sendo que para a direção X o modelo de cálculo usado é o do esquema da seguinte figura:

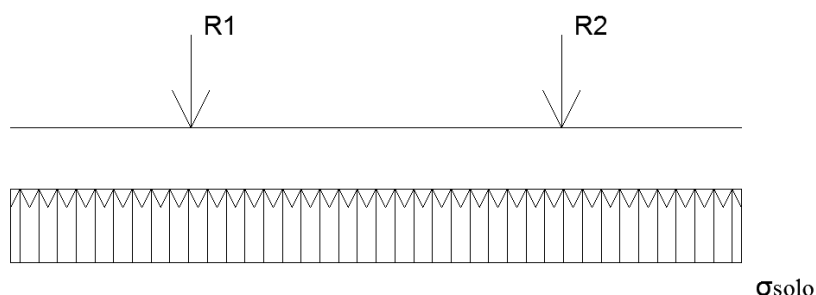


Figura 18 – Esquema de modelo de cálculo para a sapata na direção X

As forças aplicadas, R_1 e R_2 , são obtidas através do esforço normal das paredes constituintes do núcleo e o peso próprio da sapata. Assim os valores de cálculo usados para determinar os momentos fletores da sapata foram os apresentados na tabela seguinte:

Tabela 8.55 – Valores de esforço normal na sapata do núcleo do elevador

	$N_{paredes}$ (kN)	PP_{sapata} (kN)	R_1 (kN)	R_2 (kN)
PE1	757,99	262,50	329,27	222,00
PE2	526,42			
PE3	382,54			

Com base nestes valores foram calculados os momentos fletores e as respectivas armaduras de flexão:

Tabela 8.56 – Valor de armadura na sapata do núcleo de elevador na direção X

	M_{ed} (kN.m)	h (m)	d (m)	μ	ω	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	$A_{s,x}$ adotada (cm ² /m)	
Extremidades	30,38	1,00	0,90	0,0023	0,0023	0,97	5,24	Ø10//0.15
1/2 Vao	105,68	1,00	0,90	0,0078	0,0079	3,40	5,24	Ø10//0.15

No que diz respeito à direção Y, as armaduras foram obtidas pelo método das bielas, obtendo os resultados da tabela seguinte:

Tabela 8.57 - Valor de armadura na sapata do núcleo de elevador na direção Y

γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	Fstd (kN)	b (m)	Fsyd (MPa)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ adotada (cm ² /m)	
1,5	2,85	3,00	1,00	54,27	3,50	347,83	0,45	3,93	Ø10//0.20

No processo de dimensionamento das vigas de fundação foram tidos em conta os valores de altura mínima ($h_{w,min}$) e largura mínima ($b_{w,min}$) a considerar, devendo ser estes superiores a 0,40m e 0,25m respetivamente. Ainda para a taxa de armadura longitudinal, o valor desta deve ser superior a 0.4% em ambas as faces da viga, superior e inferior.

Deste modo todas as vigas de fundação foram dimensionadas de modo semelhante às restantes vigas do projeto. No anexo 15 podem ser consultados todos os elementos relativos às fundações do edifício.

8.1.7 Muros de Contenção

Para o cálculo dos muros de contenção de terras foi considerado um modelo de cálculo simplificado para retirar os esforços de cálculo de modo a dimensionar o muro. Na figura seguinte está representado o esquema de cálculo com os valores do impulso de terras:

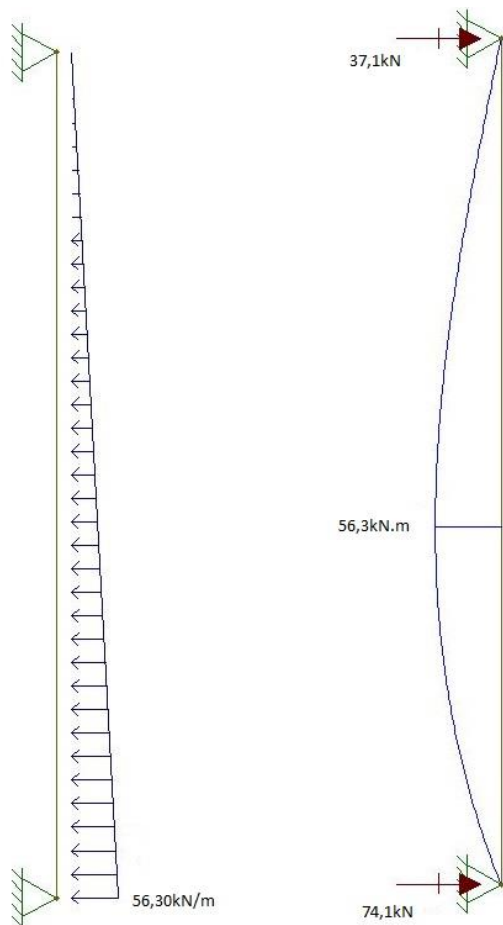


Tabela 8.58 – Valores de carregamento para cálculo simplificado do muro de suporte

	Impulso
K_0	0,5
γ_{solo} (kN/m ²)	19
h (m)	3,95
Impulso (kN/m)	37,53
Impulso, calc (kN/m)	56,30

Figura 19 – Modelo de cálculo simplificado para o muro de suporte

Com base nestes valores foi efetuado o cálculo do momento fletor máximo indicado na Figura 19, obtendo de forma semelhante ao realizado no cálculo das lajes, os valores de armadura para o momento fletor calculado indicados na tabela seguinte:

Tabela 8.59 - Valores de armadura adotada no muro de suporte

Mrd (kN.m)	μ	ω	As (cm ² /m)	As adop (cm ² /m)	
56,3	0,038	0,039	5,60	5,65	Ø12//0.20

Tal como nas lajes, foi efetuado a verificação da necessidade de armadura para resistir ao esforço transversal que tem um valor máximo de 74kN/m (retirado do modelo simplificado). Assim com base na armadura adotada foi calculado o valor do esforço transversal resistente do muro, indicado na tabela seguinte:

Tabela 8.60 – Valor do esforço transversal resistente do muro de suporte

h (m)	d (m)	$C_{rd,c}$	k	Asl (cm ²)	ρ_l	Vrd,c (kN)
0,3	0,27	0,12	1,86	5,65	0,0021	104,68

Analisando a tabela anterior, conclui-se que o muro de suporte não necessita de armadura específica para o esforço transversal.

8.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização são todos aqueles que dizem respeito à impossibilidade do uso normal de uma estrutura por parte do utilizador relacionados com a sua aparência, conforto e boa funcionalidade.

Para tal o EC2 estipula regras para controlar e verificar estes estados limites através dos seguintes artigos:

- Cl.º 7.3 – Fendilhação;
- Cl. 7.4 – Deformação.

O EC8 ainda refere a necessidade de verificar o estado limite de limitação de danos para a ação sísmica.

8.2.1 Limitação da Fendilhação

O cl. 7.3.3(2) apresenta um método de verificação indireto para o controlo da fendilhação.

Tabela 8.61 – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação

Tensão do aço (MPa)	Espaçamento máximo dos varões (mm)		
	$\omega_k=0.4$ mm	$\omega_k=0.3$ mm	$\omega_k=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Assim através do quadro anterior (quadro 7.3N do EC2) e considerando uma largura de fendas ω_{max} , de 0,4 mm temos que o valor de espaçamento máximo a ser considerado no dimensionamento das armaduras das lajes é de 150mm

8.2.2 Limitação das Deformações

Segundo as indicações do EC2, deve-se assegurar que a deformação nos pisos é limitada de forma a garantir um aspeto adequado da estrutura e a não ocorrência de patologias em elementos não estruturais. Para tal, o cl. 7.4.1(4) limita a deformação ao nível de um piso em $L/250$ para a Combinação Quase Permanente e o cl. 7.4.1(5) do EC2 define o limite em $L/500$, para a mesma combinação, para a deformação após a construção no caso da laje suportar paredes de alvenaria.

Para efetuar as verificações prescritas pelo EC2, foi analisada todos os pisos da estrutura de modo a localizar a zona com maior deformação para a combinação quase permanente. A maior deformação encontra-se localizada na laje do piso 2 como se pode confirmar na figura seguinte:

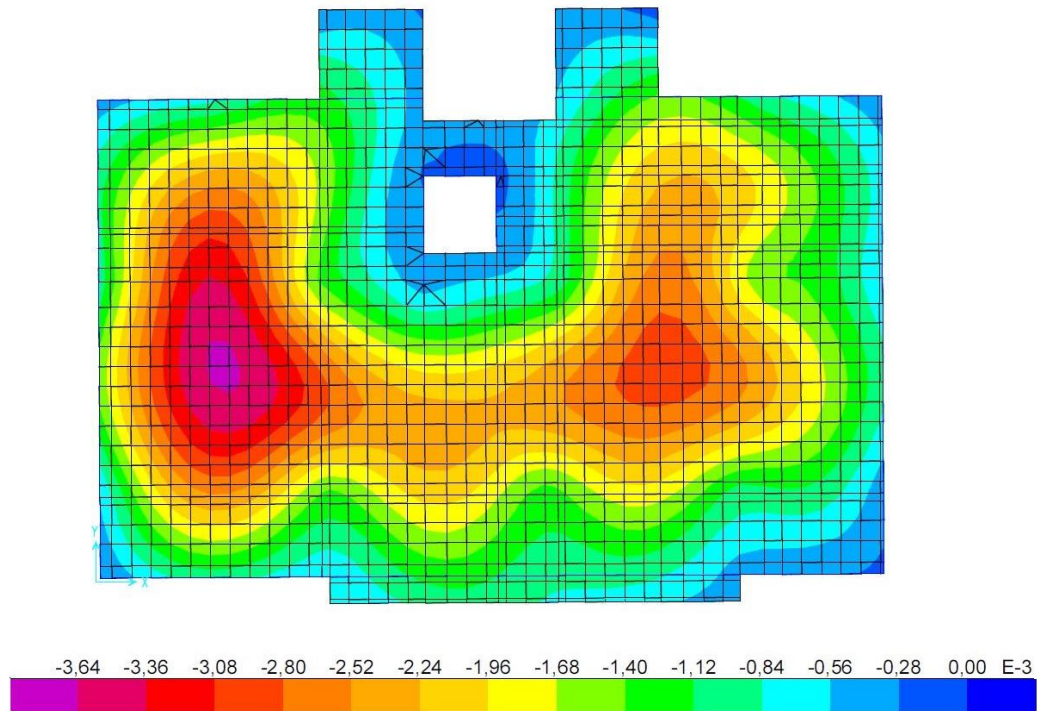


Figura 20- Deformação no piso 2 para a combinação quase-permanente de ações

Verificado que o maior deslocamento ocorre na laje do piso 2, efetua-se o cálculo da flecha considerando o estado não fendilhado e fendilhado da seguinte maneira:

$$a = \xi \cdot a_{II} + (1 - \xi) a_I \quad (8.60)$$

Com:

- a – Valor da flecha;
- a_{II} – Valor da flecha para o estado fendilhado;
- a_I – Valor da flecha para o estado não fendilhado;
- ξ – Coeficiente de distribuição, dado por:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{CR}}{M_{QP}} \right) \quad (8.61)$$

- M_{CR} – Momento de fendilhação, dado por:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot H^2}{6} \quad (8.62)$$

Assim, retira-se o valor da flecha do modelo de cálculo, o respetivo momento para a combinação quase permanente e ainda os valores de armadura superior e inferior da laje no ponto onde ocorre a deformação, resumidos na tabela seguinte:

Tabela 8.62 – Valor da flecha máxima no edifício

Flecha (mm)	M _{qp} (kN.m)	A _{sup} (cm ² /m)	A _{inf} (cm ² /m)
3,70	21,0	5,24	10,27
		∅10//0.15	∅10//0.15+∅8//0.15

Cálculo do momento de fendilhação:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot H^2}{6} = 2.6 \times 10^3 \cdot \frac{1,0 \times 0,25^2}{6} = 27,03 \text{ kN/m}$$

Visto que o momento de fendilhação é maior que o momento no ponto onde ocorre a maior flecha temos que a flecha a curto prazo é a retirada do modelo de cálculo. Assim efetuam-se os cálculos apenas para a determinação da flecha a longo prazo:

- Modulo de elasticidade efetivo, $E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1+\varphi(\infty, t_0))} = 1,05 \cdot \frac{31}{1+2,5} = 9,3$
- Coeficiente de Homogeneização, $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,3} = 21,51$
- Taxa armadura inferior, $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10,27 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,22} = 0,00467$
- $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho = 21,51 \times 0,00467 = 0,10 \\ \beta = \frac{A_{sup}}{A_{inf}} = \frac{5,24}{10,27} = 0,51 \end{array} \right. , \text{Tabelas} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{I_I}{I_c} = 1,28 \\ \frac{I_{II}}{I_c} = 0,52 \end{array} \right.$
- $\xi = 1 - 0,5 \times \frac{27,03}{21,0} = 0,168$
- $a_{I\infty} = (1+\varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_I}{I_c}\right)} = (1+2,5) \times \frac{3,7}{1,28} = 10,11 \text{ mm}$
- $a_{II\infty} = (1+\varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_{II}}{I_c}\right)} = (1+2,5) \times \frac{3,7}{0,52} = 24,90 \text{ mm}$
- $a_{\infty} = \xi \cdot a_{II\infty} + (1-\xi) \cdot a_{I\infty} = 12,6 \text{ mm}$

Assim, como a flecha a longo prazo é menor do que $L/250 = 22,6 \text{ mm}$, conclui-se que o estado limite de deformação esta verificado.

8.2.3 Limitação de Danos

No cl.4.4.3.1 do EC8, o requisito de limitação de danos é verificado se os deslocamentos entre pisos cumprirem a seguinte expressão:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (8.63)$$

Com:

- d_r – Valor do deslocamento relativo entre pisos;
- h – Altura entre pisos;
- v – Coeficiente de redução relacionado com o mais baixo período de retorno da ação sísmica considerada.

Procede-se assim à aplicação da expressão anterior, obtendo os resultados da tabela seguinte:

Tabela 8.63 – Valores relativos entre pisos para a ação sísmica do Tipo 1.3

Piso	Direção X		Direção X		
	$d_r \cdot v$ (mm)	0,005h	$d_r \cdot v$ (mm)	0,005h	
0	max	4,59	14,75	3,97	14,75
	min	5,90	14,75	3,47	14,75
1	max	2,74	14,75	2,12	14,75
	min	3,19	14,75	2,51	14,75
2	max	2,21	14,75	1,73	14,75
	min	2,56	14,75	2,11	14,75

Pela análise da tabela anterior, conclui-se que os deslocamentos tomam valores sempre inferiores ao limite máximo definido pelo EC8, cumprindo-se assim o requisito de limitação de danos.

9 Conclusão

Com a realização de um projeto de uma estrutura, foi possível percorrer todas as fases principais da elaboração de um projeto, desde a análise da arquitetura do edifício, até à pormenorização adotada para todos os elementos. O dimensionamento de uma estrutura constitui um processo complexo, que consiste numa análise detalhada e rigorosa face a todos os pormenores da própria estrutura e às solicitações a que esta sujeita. O trabalho consistiu no dimensionamento dos vários elementos estruturais constituintes da estrutura.

No desenvolvimento do projeto, foi utilizada a regulamentação Europeia, que representou um desafio devido à sua elevada complexidade na contabilização da ação sísmica. O EC8 introduz conceitos novos relativos à classificação da estrutura, coeficiente de comportamento sísmico, classe de ductilidade e ainda os requisitos sobre a pormenorização de forma a completar os impostos pelo EC2.

Como a estrutura em estudo é composta por lajes fungiformes, optou-se logo de início por classificar o sistema como classe de ductilidade baixa, visto que o comportamento deste tipo de solução não se encontra totalmente abrangido pelo EC8. A abordagem seguida no projeto de uma estrutura de baixa ductilidade constitui em classificar todos os elementos como primários. No que diz respeito aos requisitos do EC8 foram considerados todos os aspetos construtivos para as zonas críticas de modo a aumentar a ductilidade global da estrutura. Em relação ao núcleo de elevadores, este é o único sistema de parede presente no projeto, desta forma este foi calculado de forma a cumprir todos os requisitos da classe de ductilidade média, melhorando significativamente o seu comportamento ao sismo e a capacidade de suportar deformações provocadas pela ação sísmica.

Com o desenvolvimento do projeto verificou-se que as exigências introduzidas pelos conceitos presentes no EC8 e adotadas nos vários elementos da estrutura originam um aumento de armadura em relação ao previsto no EC2, principalmente na verificação do confinamento dos pilares.

A utilização de um modelo tridimensional foi de elevada importância para a realização do projeto, possibilitando de uma forma rápida a simplificação do processo de dimensionamento e obtenção de resultados corretos e rigorosos, o que levou a uma melhor utilização da ferramenta de cálculo de forma a obter os resultados esperados.

Em suma, a elaboração deste projeto permitiu rever todos os conhecimentos adquiridos ao longo da minha formação, bem como o introduzir novos conceitos ligados ao projeto de estruturas a partir de um melhor conhecimento das normas europeias.

10 Bibliografia

SOEIRO e SÁ, A. - "Betão Estrutural I", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

GORGULHO, A. – “ Betão Estrutural II – Versão atualizada segundo o Eurocódigo2 “, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa 2007

NARAYANAN, R.; BEEBY, A. – Designers’ Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2

FARDIS, M.; CARVALHO, E.; ELNASHAI, A.; FACCILOLO, E.; PINTO, P.; PLUMIER, A. – Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5

NP EN 1990: 2009; "Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas", CEN, Bruxelas

NP EN 1991-1-1:2009; "Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 1992-1-1:2010; "Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 1997-1:2010; " Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico - Parte 1: Regras gerais", CEN, Bruxelas

NP EN 1998-1:2010; "Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 206-1:2007; " Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade", CEN, Bruxelas

11 Anexos

Índice de Anexos

1.	Dimensões dos Elementos Estruturais	2
2.	Características do Edifício – Fase Inicial	5
3.	Característica do Edifício – Solução final	7
4.	Espectros de Resposta de Cálculo	9
5.	Fatores de Participação Modal	11
6.	Regras gerais de dimensionamento	12
7.	Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas Vigas	15
8.	Armadura em Vigas	16
9.	Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nos Pilares	26
10.	Armaduras de cintagem nos Pilares	37
11.	Armaduras - Pilares	41
12.	Esforços de cálculo nas paredes	52
13.	Armaduras - Lajes	53
14.	Verificação ao punçoamento	61
15.	Dimensionamento da Sapatas	69
16.	Peças Desenhadas	79

1. Dimensões dos Elementos Estruturais

Pilares

A. 1 - Dimensões Pilares Piso -1

Pilar	X (m)	Y (m)
P1	0,3	0,9
P2	0,3	0,6
P3	0,3	0,3
P4	0,3	0,6
P5	0,25	0,6
P6	0,25	0,65
P7	0,5	0,3
P8	0,5	0,3
P9	0,55	0,3
P10	0,25	0,75
P11	0,25	0,6
P12	0,3	0,5
P13	0,3	0,6
P14	0,5	0,3
P15	0,25	0,65
P16	0,3	0,4
P17	0,4	0,3
P18	0,5	0,3
P19	0,5	0,3
P20	0,25	0,4
P21	0,5	0,3
P22	0,3	0,3
P23	0,3	0,7
P24	0,3	0,5
P25	0,25	0,9
P26	0,25	0,15
P27	0,25	0,15
P28	0,25	0,15

A. 2 - Dimensões Pilares Piso 0

Pilar	X (m)	Y (m)
P1	0,3	0,9
P2	0,3	0,6
P3	0,3	0,3
P4	0,3	0,6
P5	0,25	0,6
P6	0,25	0,65
P7	0,5	0,3
P8	0,5	0,3
P9	0,55	0,3
P10	0,25	0,75
P11	0,25	0,6
P12	0,3	0,5
P13	0,3	0,6
P14	0,5	0,3
P15	0,25	0,65
P16	0,3	0,4
P17	0,4	0,3
P18	0,5	0,3
P19	0,5	0,3
P20	0,25	0,4
P21	0,5	0,3
P22	0,3	0,3
P23	0,3	0,7
P24	0,3	0,5
P25	0,25	0,9

A. 3 - Dimensões Pilares Piso 1

Pilar	X (m)	Y (m)
P1	0,3	0,5
P2	0,3	0,6
P3	0,3	0,3
P4	0,3	0,6
P5	0,25	0,6
P6	0,25	0,65
P7	0,5	0,3
P8	0,5	0,3
P9	0,55	0,3
P10	0,25	0,75
P11	0,25	0,6
P12	0,3	0,5
P13	0,3	0,6
P14	0,5	0,3
P15	0,25	0,65
P16	0,3	0,4
P17	0,4	0,3
P18	0,5	0,3
P19	0,5	0,3
P20	0,25	0,4
P21	0,5	0,3
P22	0,3	0,3
P23	0,3	0,7
P24	0,3	0,5
P25	0,25	0,9

A. 4 - Dimensões Pilares Piso 2

Pilar	X (m)	Y (m)
P1	0,3	0,5
P2	0,3	0,6
P3	0,3	0,3
P4	0,3	0,6
P5	0,25	0,6
P6	0,25	0,65
P7	0,5	0,3
P8	0,5	0,3
P9	0,55	0,3
P10	0,25	0,75
P11	0,25	0,6
P12	0,3	0,5
P13	0,3	0,6
P14	0,5	0,3
P15	0,25	0,65
P16	0,3	0,4
P17	0,4	0,3
P18	0,5	0,3
P19	0,5	0,3
P20	0,25	0,4
P21	0,5	0,3
P22	0,3	0,3
P23	0,3	0,7
P24	0,3	0,5
P25	0,25	0,9

A. 5 - Dimensões Vigas Piso -1

Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.0	0,5	0,3
V1.1	0,5	0,3
V1.2	0,5	0,3
V1.3	0,5	0,3
V1.4	0,5	0,3
V2.1	0,5	0,3
V2.2	0,5	0,3
V2.3	0,5	0,3
V4.1	0,5	0,3
V4.2	0,5	0,3
V4.3	0,5	0,3
V4.4	0,5	0,3
V4.5	0,5	0,2
V4.6	0,5	0,15
V4.7	0,5	0,15
V5	0,5	0,3
V6	0,5	0,3

A. 7 - Dimensões Vigas Piso 1

Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.1	0,5	0,3
V1.2	0,5	0,3
V1.3	0,5	0,3
V1.4	0,5	0,3
V2.1	0,5	0,3
V2.2	0,5	0,3
V2.3	0,5	0,3
V3.1	0,5	0,3
V3.2	0,5	0,3
V4.1	0,5	0,3
V4.2	0,5	0,3
V4.3	0,5	0,3
V4.4	0,5	0,3
V5	0,5	0,3
V6	0,5	0,3

A. 6 - Dimensões Vigas Piso 0

Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.1	0,5	0,3
V1.2	0,5	0,3
V1.3	0,5	0,3
V1.4	0,5	0,3
V2.1	0,5	0,3
V2.2	0,5	0,3
V2.3	0,5	0,3
V3.1	0,5	0,3
V3.2	0,5	0,3
V4.1	0,5	0,3
V4.2	0,5	0,3
V4.3	0,5	0,3
V4.4	0,5	0,3
V5	0,5	0,3
V6	0,5	0,3

A. 8 - Dimensões Vigas Piso 2

Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.1	0,5	0,3
V1.2	0,5	0,3
V1.3	0,5	0,3
V1.4	0,5	0,3
V2.1	0,5	0,3
V2.2	0,5	0,3
V2.3	0,5	0,3
V3.1	0,5	0,3
V3.2	0,5	0,3
V4.1	0,5	0,3
V4.2	0,5	0,3
V4.3	0,5	0,3
V4.4	0,5	0,3
V5	0,5	0,3
V6	0,5	0,3

2. Características do Edifício – Fase Inicial

A. 9 – Centro de rigidez da planta do piso tipo (cálculos preliminares)

Pilares	Direção X					Direção Y		
	A	B	I _x	x _i	I _x * x _i	I _y	y _i	I _y * y _i
P1	0,250	0,250	0,000	0,125	0,000	0,000	0,125	0,000
P2	0,250	0,550	0,003	5,950	0,000	0,001	0,125	0,004
P3	0,250	0,200	0,000	11,425	0,000	0,000	0,125	0,003
P4	0,250	0,550	0,003	16,350	0,000	0,001	0,125	0,012
P5	0,250	0,200	0,000	20,010	0,000	0,000	0,125	0,005
P6	0,250	0,250	0,000	0,125	0,001	0,000	2,175	0,000
P7	0,250	0,250	0,000	5,950	0,001	0,000	2,175	0,002
P8	0,250	0,250	0,000	11,425	0,001	0,000	2,175	0,004
P9	0,250	0,250	0,000	16,350	0,001	0,000	2,175	0,005
P10	0,250	0,250	0,000	20,010	0,001	0,000	2,175	0,007
P11	0,200	0,250	0,000	0,125	0,002	0,000	7,625	0,000
P12	0,250	0,250	0,000	5,750	0,002	0,000	7,625	0,002
P13	0,250	0,250	0,000	11,750	0,002	0,000	7,625	0,004
P14	0,250	0,250	0,000	16,975	0,002	0,000	7,625	0,006
P15	0,250	0,250	0,000	20,010	0,002	0,000	7,625	0,007
P16	0,250	0,250	0,000	0,125	0,004	0,000	12,225	0,000
P17	0,250	0,250	0,000	3,100	0,004	0,000	12,225	0,001
P18	0,250	0,250	0,000	8,375	0,004	0,000	12,225	0,003
P19	0,250	0,250	0,000	11,750	0,004	0,000	12,225	0,004
P20	0,250	0,200	0,000	16,975	0,002	0,000	12,225	0,004
P21	0,250	0,250	0,000	20,010	0,004	0,000	12,225	0,007
P22	0,250	0,250	0,000	5,750	0,005	0,000	14,475	0,002
P23	0,250	0,250	0,000	8,375	0,005	0,000	14,475	0,003
P24	0,250	0,250	0,000	11,750	0,005	0,000	14,475	0,004
P25	0,250	0,900	0,015	14,350	0,220	0,001	14,475	0,017
CE	Área	1,310	0,900	8,305	10,317	0,900	11,470	7,474
Somatório			0,928		10,590	0,909		7,577

X _{cr}	8,332	Y _{cr}	11,408
-----------------	-------	-----------------	--------

A. 10 – Centro de Massa da planta do piso tipo (cálculos preliminares)

Pilares	A	B	Altura	Peso	Direção X		Direção Y	
					xi	P * xi	yi	P * yi
P1	0,250	0,250	2,950	4,609	0,125	0,576	0,125	0,576
P2	0,250	0,550	2,950	10,141	5,950	60,337	0,125	1,268
P3	0,250	0,200	2,950	3,688	11,425	42,130	0,125	0,461
P4	0,250	0,550	2,950	10,141	16,350	165,799	0,125	1,268
P5	0,250	0,200	2,950	3,688	20,010	73,787	0,125	0,461
P6	0,250	0,250	2,950	4,609	0,125	0,576	2,175	10,025
P7	0,250	0,250	2,950	4,609	5,950	27,426	2,175	10,025
P8	0,250	0,250	2,950	4,609	11,425	52,662	2,175	10,025
P9	0,250	0,250	2,950	4,609	16,350	75,363	2,175	10,025
P10	0,250	0,250	2,950	4,609	20,010	92,234	2,175	10,025
P11	0,200	0,250	2,950	3,688	0,125	0,461	7,625	28,117
P12	0,250	0,250	2,950	4,609	5,750	26,504	7,625	35,146
P13	0,250	0,250	2,950	4,609	11,750	54,160	7,625	35,146
P14	0,250	0,250	2,950	4,609	16,975	78,244	7,625	35,146
P15	0,250	0,250	2,950	4,609	20,010	92,234	7,625	35,146
P16	0,250	0,250	2,950	4,609	0,125	0,576	12,225	56,350
P17	0,250	0,250	2,950	4,609	3,100	14,289	12,225	56,350
P18	0,250	0,250	2,950	4,609	8,375	38,604	12,225	56,350
P19	0,250	0,250	2,950	4,609	11,750	54,160	12,225	56,350
P20	0,250	0,200	2,950	3,688	16,975	62,595	12,225	45,080
P21	0,250	0,250	2,950	4,609	20,010	92,234	12,225	56,350
P22	0,250	0,250	2,950	4,609	5,750	26,504	14,475	66,721
P23	0,250	0,250	2,950	4,609	8,375	38,604	14,475	66,721
P24	0,250	0,250	2,950	4,609	11,750	54,160	14,475	66,721
P25	0,250	0,900	2,950	16,594	14,350	238,120	14,475	240,195
V1	19,885	0,250	0,500	62,141	9,943	617,833	0,250	15,535
V2	0,250	12,100	0,500	37,813	20,010	756,628	6,050	228,766
V3	0,250	12,100	0,500	37,813	0,125	4,727	6,050	228,766
V4.1	8,250	0,250	0,500	25,781	4,250	109,570	12,225	315,176
V4.2	8,260	0,250	0,500	25,813	15,880	409,903	12,225	315,558
CE	Área	1,310	2,950	96,613	9,187	887,579	9,384	906,612
Somatório				420,566		4248,578		3000,459

Xcm	10,102	Ycm	7,134
-----	--------	-----	-------

A. 11 – Distancia entre o centro de rigidez e o centro de massa

e0x	e0y
1,770	4,274

3. Característica do Edifício – Solução final

A. 12 – Centro de Rigidez da planta do piso tipo

Pilares	A	B	Direção X			Direção Y		
			Ix	xi	Ix * yi	IY	yi	Iy * xi
P1	0,300	0,900	0,018	0,125	0,002	0,002	0,125	0,000
P2	0,300	0,600	0,005	5,950	0,001	0,001	0,125	0,008
P3	0,300	0,300	0,001	11,425	0,000	0,001	0,125	0,008
P4	0,300	0,600	0,005	16,350	0,001	0,001	0,125	0,022
P5	0,250	0,600	0,005	20,010	0,001	0,001	0,125	0,016
P6	0,250	0,650	0,006	0,125	0,012	0,001	2,175	0,000
P7	0,500	0,300	0,001	5,950	0,002	0,003	2,175	0,019
P8	0,500	0,300	0,001	11,425	0,002	0,003	2,175	0,036
P9	0,550	0,300	0,001	16,350	0,003	0,004	2,175	0,068
P10	0,250	0,750	0,009	20,010	0,019	0,001	2,175	0,020
P11	0,250	0,600	0,005	0,125	0,034	0,001	7,625	0,000
P12	0,300	0,500	0,003	5,750	0,024	0,001	7,625	0,006
P13	0,300	0,600	0,005	11,750	0,041	0,001	7,625	0,016
P14	0,500	0,300	0,001	16,975	0,009	0,003	7,625	0,053
P15	0,250	0,650	0,006	20,010	0,044	0,001	7,625	0,017
P16	0,300	0,400	0,002	0,125	0,020	0,001	12,225	0,000
P17	0,400	0,300	0,001	3,100	0,011	0,002	12,225	0,005
P18	0,500	0,300	0,001	8,375	0,014	0,003	12,225	0,026
P19	0,500	0,300	0,001	11,750	0,014	0,003	12,225	0,037
P20	0,250	0,400	0,001	16,975	0,016	0,001	12,225	0,009
P21	0,500	0,300	0,001	20,010	0,014	0,003	12,225	0,063
P22	0,300	0,300	0,001	5,750	0,010	0,001	14,475	0,004
P23	0,300	0,700	0,009	8,375	0,124	0,002	14,475	0,013
P24	0,300	0,500	0,003	11,750	0,045	0,001	14,475	0,013
P25	0,250	0,900	0,015	14,350	0,220	0,001	14,475	0,017
CE	Área	1,310	0,900	8,305	10,317	0,900	9,384	7,474
Somatório			1,006		10,999	0,942		7,948

Xcr	8,433		Ycr	10,930
-----	-------	--	-----	--------

A. 13 – Centro de Massa da planta do piso tipo

Pilares	A	B	Altura	Peso	Direção X		Direção Y	
					xi	P * xi	yi	P * yi
P1	0,300	0,900	2,950	19,913	0,125	2,489	0,125	2,489
P2	0,300	0,600	2,950	13,275	5,950	78,986	0,125	1,659
P3	0,300	0,300	2,950	6,638	11,425	75,833	0,125	0,830
P4	0,300	0,600	2,950	13,275	16,350	217,046	0,125	1,659
P5	0,250	0,600	2,950	11,063	20,010	221,361	0,125	1,383
P6	0,250	0,650	2,950	11,984	0,125	1,498	2,175	26,066
P7	0,500	0,300	2,950	11,063	5,950	65,822	2,175	24,061
P8	0,500	0,300	2,950	11,063	11,425	126,389	2,175	24,061
P9	0,550	0,300	2,950	12,169	16,350	198,959	2,175	26,467
P10	0,250	0,750	2,950	13,828	20,010	276,701	2,175	30,076
P11	0,250	0,600	2,950	11,063	0,125	1,383	7,625	84,352
P12	0,300	0,500	2,950	11,063	5,750	63,609	7,625	84,352
P13	0,300	0,600	2,950	13,275	11,750	155,981	7,625	101,222
P14	0,500	0,300	2,950	11,063	16,975	187,786	7,625	84,352
P15	0,250	0,650	2,950	11,984	20,010	239,807	7,625	91,381
P16	0,300	0,400	2,950	8,850	0,125	1,106	12,225	108,191
P17	0,400	0,300	2,950	8,850	3,100	27,435	12,225	108,191
P18	0,500	0,300	2,950	11,063	8,375	92,648	12,225	135,239
P19	0,500	0,300	2,950	11,063	11,750	129,984	12,225	135,239
P20	0,250	0,400	2,950	7,375	16,975	125,191	12,225	90,159
P21	0,500	0,300	2,950	11,063	20,010	221,361	12,225	135,239
P22	0,300	0,300	2,950	6,638	5,750	38,166	14,475	96,078
P23	0,300	0,700	2,950	15,488	8,375	129,708	14,475	224,182
P24	0,300	0,500	2,950	11,063	11,750	129,984	14,475	160,130
P25	0,250	0,900	2,950	16,594	14,350	238,120	14,475	240,195
V1	19,885	0,250	0,500	62,141	9,943	617,833	0,250	15,535
V2	0,250	12,100	0,500	37,813	20,010	756,628	6,050	228,766
V3	0,250	12,100	0,500	37,813	0,125	4,727	6,050	228,766
V4.1	8,250	0,250	0,500	25,781	4,250	109,570	12,225	315,176
v4.2	8,260	0,250	0,500	25,813	15,880	409,903	12,225	315,558
CE	Área	1,310	2,950	96,613	9,187	887,579	9,384	906,612
Somatório				576,7313		5833,594		4027,663

Xcm	10,115	Ycm	6,984
-----	--------	-----	-------

A. 14 – Distancia entre o centro de rigidez e o centro de massa

e0x	e0y
1,681876	3,946481

A. 15 – Propriedades da planta do piso

Área (m ²)	263,000
Ix (m ⁴)	4157,557
Iy (m ⁴)	8109,554
Ip	12267,111
Is (m)	6,830

4. Espectros de Resposta de Cálculo

A. 16 – Espectro de aceleração para ação sísmica tipo 1.3

Tipo 1.3			
Período	Aceleração	Período	Aceleração
0	1,500	2,05	1,071
0,05	2,625	2,1	1,020
0,1	3,750	2,15	0,973
0,15	3,750	2,2	0,930
0,2	3,750	2,25	0,889
0,25	3,750	2,3	0,851
0,3	3,750	2,35	0,815
0,35	3,750	2,4	0,781
0,4	3,750	2,45	0,750
0,45	3,750	2,5	0,720
0,5	3,750	2,55	0,692
0,55	3,750	2,6	0,666
0,6	3,750	2,65	0,641
0,65	3,462	2,7	0,617
0,7	3,214	2,75	0,595
0,75	3,000	2,8	0,574
0,8	2,813	2,85	0,554
0,85	2,647	2,9	0,535
0,9	2,500	2,95	0,517
0,95	2,368	3	0,500
1	2,250	3,05	0,484
1,05	2,143	3,1	0,468
1,1	2,045	3,15	0,454
1,15	1,957	3,2	0,439
1,2	1,875	3,25	0,426
1,25	1,800	3,3	0,413
1,3	1,731	3,35	0,401
1,35	1,667	3,4	0,389
1,4	1,607	3,45	0,378
1,45	1,552	3,5	0,367
1,5	1,500	3,55	0,357
1,55	1,452	3,6	0,347
1,6	1,406	3,65	0,338
1,65	1,364	3,7	0,329
1,7	1,324	3,75	0,320
1,75	1,286	3,8	0,312
1,8	1,250	3,85	0,304
1,85	1,216	3,9	0,300
1,9	1,184	3,95	0,300
1,95	1,154	4	0,300
2	1,125		

A. 17 – Espectro de aceleração para ação sísmica tipo 2.3

Tipo 2.3			
Período	Aceleração	Período	Aceleração
0	1,655	2,05	0,492
0,05	2,896	2,1	0,469
0,1	4,137	2,15	0,447
0,15	4,137	2,2	0,427
0,2	4,137	2,25	0,409
0,25	4,137	2,3	0,391
0,3	3,447	2,35	0,375
0,35	2,955	2,4	0,359
0,4	2,585	2,45	0,345
0,45	2,298	2,5	0,340
0,5	2,068	2,55	0,340
0,55	1,880	2,6	0,340
0,6	1,724	2,65	0,340
0,65	1,591	2,7	0,340
0,7	1,477	2,75	0,340
0,75	1,379	2,8	0,340
0,8	1,293	2,85	0,340
0,85	1,217	2,9	0,340
0,9	1,149	2,95	0,340
0,95	1,089	3	0,340
1	1,034	3,05	0,340
1,05	0,985	3,1	0,340
1,1	0,940	3,15	0,340
1,15	0,899	3,2	0,340
1,2	0,862	3,25	0,340
1,25	0,827	3,3	0,340
1,3	0,796	3,35	0,340
1,35	0,766	3,4	0,340
1,4	0,739	3,45	0,340
1,45	0,713	3,5	0,340
1,5	0,689	3,55	0,340
1,55	0,667	3,6	0,340
1,6	0,646	3,65	0,340
1,65	0,627	3,7	0,340
1,7	0,608	3,75	0,340
1,75	0,591	3,8	0,340
1,8	0,575	3,85	0,340
1,85	0,559	3,9	0,34
1,9	0,544	3,95	0,34
1,95	0,530	4	0,34
2	0,517		

5. Fatores de Participação Modal

A. 18 – Fatores de participação modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Ux (%)	Uy(%)	Uz(%)	Somatório Ux (%)	Somatório Uy (%)	Somatório Uz (%)	Somatório Rz (%)
1	0,44	2,26	0,412	0,002	0,000	0,412	0,002	0,000	0,014
2	0,38	2,61	0,118	0,392	0,000	0,531	0,394	0,000	0,781
3	0,28	3,54	0,121	0,288	0,000	0,652	0,682	0,000	0,000
4	0,14	7,25	0,047	0,000	0,000	0,699	0,683	0,000	0,000
5	0,12	8,05	0,040	0,061	0,000	0,739	0,743	0,000	0,148
6	0,09	10,56	0,000	0,001	0,135	0,739	0,744	0,136	0,000
7	0,09	11,72	0,013	0,023	0,123	0,752	0,767	0,259	0,001
8	0,08	11,83	0,018	0,034	0,080	0,769	0,801	0,339	0,002
9	0,08	12,15	0,000	0,010	0,000	0,769	0,812	0,339	0,000
10	0,08	12,37	0,000	0,002	0,016	0,770	0,813	0,355	0,000
11	0,08	12,75	0,000	0,000	0,002	0,770	0,813	0,357	0,000
12	0,07	13,68	0,000	0,001	0,001	0,770	0,815	0,358	0,002
13	0,07	13,77	0,000	0,000	0,000	0,770	0,815	0,358	0,001
14	0,07	13,90	0,000	0,000	0,001	0,770	0,815	0,359	0,000
15	0,07	14,00	0,000	0,001	0,002	0,770	0,816	0,361	0,000
16	0,07	14,11	0,004	0,000	0,006	0,774	0,816	0,367	0,006
17	0,07	14,31	0,000	0,000	0,029	0,774	0,816	0,396	0,000
18	0,07	14,66	0,010	0,001	0,008	0,784	0,817	0,404	0,012
19	0,07	14,88	0,000	0,000	0,000	0,784	0,817	0,404	0,000
20	0,07	15,29	0,000	0,000	0,002	0,784	0,817	0,406	0,000
21	0,06	15,46	0,000	0,000	0,009	0,784	0,817	0,416	0,000
22	0,06	15,83	0,000	0,000	0,003	0,784	0,817	0,418	0,000
23	0,06	15,90	0,000	0,000	0,009	0,784	0,817	0,427	0,000
24	0,06	16,07	0,000	0,000	0,002	0,784	0,817	0,429	0,000
25	0,06	16,37	0,001	0,000	0,001	0,785	0,818	0,431	0,000
26	0,06	16,49	0,000	0,000	0,019	0,785	0,818	0,449	0,000
27	0,06	16,85	0,000	0,000	0,006	0,785	0,818	0,455	0,000
28	0,06	17,05	0,000	0,000	0,008	0,785	0,818	0,464	0,000
29	0,06	17,50	0,000	0,000	0,033	0,785	0,818	0,497	0,000
30	0,06	17,59	0,000	0,000	0,003	0,785	0,818	0,499	0,000
31	0,06	17,72	0,000	0,000	0,036	0,785	0,818	0,535	0,000
32	0,06	18,16	0,000	0,000	0,010	0,785	0,818	0,545	0,000
33	0,05	18,47	0,000	0,000	0,018	0,785	0,818	0,563	0,000
34	0,05	18,72	0,000	0,001	0,001	0,785	0,819	0,565	0,000
35	0,05	18,99	0,000	0,000	0,002	0,785	0,819	0,567	0,000
36	0,05	19,23	0,000	0,002	0,027	0,785	0,821	0,594	0,000
37	0,05	19,30	0,000	0,006	0,001	0,786	0,827	0,595	0,002
38	0,05	19,82	0,000	0,000	0,009	0,786	0,827	0,604	0,000
39	0,05	19,97	0,001	0,002	0,002	0,786	0,829	0,606	0,000
40	0,05	20,11	0,000	0,000	0,002	0,786	0,829	0,607	0,000
41	0,05	20,56	0,000	0,000	0,003	0,787	0,829	0,610	0,000
42	0,05	20,86	0,000	0,000	0,000	0,787	0,830	0,610	0,000
43	0,05	21,17	0,015	0,011	0,001	0,802	0,840	0,611	0,000
44	0,05	21,25	0,001	0,000	0,002	0,802	0,841	0,613	0,000
45	0,05	21,35	0,000	0,000	0,003	0,803	0,841	0,616	0,000
46	0,05	21,47	0,001	0,000	0,011	0,803	0,841	0,627	0,000
47	0,05	21,68	0,000	0,000	0,005	0,803	0,841	0,633	0,000
48	0,05	22,16	0,000	0,000	0,001	0,803	0,841	0,633	0,000
49	0,04	22,93	0,000	0,000	0,005	0,803	0,841	0,638	0,000
50	0,04	23,18	0,000	0,000	0,000	0,803	0,841	0,639	0,000

6. Regras gerais de dimensionamento

A. 19 – Recobrimento adotado para armaduras

Elementos	Classe de exposição	Classe estrutural	Diâmetro dos varões	$c_{\min,b}$ (mm)	$c_{\min,dur}$ (mm)	c_{\min} (mm)	Δc_{dev}	$c_{nom,min}$	c_{nom} (mm)
Pilares, vigas, Lajes e Paredes	XC1	S4	8	8	15	15	10	25	35
			10	10		15		25	
			12	12		15		25	
			16	16		16		26	
			20	20		20		30	
			25	25		25		35	
Fundações, vigas de fundação e muro de contenção	XC2	S4	8	8	25	25	10	35	40
			10	10					
			12	12					
			16	16					
			20	20					
			25	25					

A. 20 – Distancias mínimas entre varões

Diâmetro dos varões (mm)	k1	k2	d_g	20 (mm)	d (mm)
8	1	5	13	20	30
10	1	5	15	20	30
12	1	5	17	20	30
16	1	5	21	20	30
20	1	5	25	20	30
25	1	5	30	20	30

A. 21 – Diâmetros mínimos de dobragem

Diâmetro dos varões (mm)	ϕ_{\min} (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

A. 22 – Comprimento de amarração de referência

Diâmetro dos varões (mm)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)				$l_{b,rqd}$ (m)
		η_1	η_2	f_{ctd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	
8	348	0,70	1,00	1,20	1,89	0,368
10	348	0,70	1,00	1,20	1,89	0,460
12	348	0,70	1,00	1,20	1,89	0,552
16	348	0,70	1,00	1,20	1,89	0,736
20	348	0,70	1,00	1,20	1,89	0,920
25	348	0,70	1,00	1,20	1,89	1,150

A. 23 – Comprimento de amarração mínimo

Diâmetro dos varões (mm)	$0,3l_{b,rqd}$ (mm)	$0,96l_{b,rqd}$ (mm)	10ϕ (mm)	100 (mm)	l_{bmin} (mm)
8	0,110	0,221	80	100	0,221
10	0,138	0,276	100	100	0,276
12	0,166	0,331	120	100	0,331
16	0,221	0,442	160	100	0,442
20	0,276	0,552	200	100	0,552
25	0,345	0,690	250	100	0,690

A. 24 – Comprimento de amarração de varões

Diâmetro dos varões (mm)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	$l_{b,rqd}$ (mm)	l_{bmin} (mm)	l_{bd} (m)
8	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,368	0,221	0,368
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,460	0,276	0,460
12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,552	0,331	0,552
16	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,736	0,442	0,736
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,920	0,552	0,920
25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,150	0,690	1,150

A. 25 – Comprimento de sobreposição mínimo

Diâmetro dos varões (mm)	$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ (mm)	15ϕ (mm)	200 (mm)	$l_{0,min}$ (m)
8	165,631	120	200	0,200
10	207,039	150	200	0,207

12	248,447	180	200	0,248
16	331,263	240	200	0,331
20	414,079	300	200	0,414
25	517,598	375	200	0,518

A. 26 – Comprimento de emenda de varões

Diâmetro dos varões (mm)	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (m)	l_0 (m)
8	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,368	0,200	0,552
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,460	0,207	0,690
12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,552	0,248	0,828
16	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,736	0,331	1,104
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,920	0,414	1,380
25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,150	0,518	1,725

7. Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas Vigas

A. 27 – Comprimentos críticos e espaçamento máximos nas zonas críticas no piso -1

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V1.0	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.4	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.4	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.4	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.5	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.6	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.7	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V5	0,5	10	225	16	0,125	0,5
V6	0,5	8	225	16	0,125	0,5

A. 28 - Comprimentos críticos e espaçamento máximos nas zonas críticas no piso 0, 1 e 2

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V1.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V1.3	0,5	8	225	20	0,125	0,5
V1.4	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V2.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V3.1	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V3.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V3.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.1	0,5	8	225	20	0,125	0,5
V4.2	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.3	0,5	8	225	16	0,125	0,5
V4.4	0,5	8	225	20	0,125	0,5
V5	0,5	8	225	20	0,125	0,5
V6	0,5	8	225	16	0,125	0,5

8. Armadura em Vigas

Armadura Longitudinal

A. 29 – Armadura Longitudinal do piso -1

Viga	Zona	A _s modelo (cm ²)			A _s Adotado			A _s adotado (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.0	sup.	2,35	0,00	3,89	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.1	sup.	2,63	0,00	3,89	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.2	sup.	3,11	0,00	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.3	sup.	2,35	2,35	2,62	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.4	sup.	2,69	2,35	2,81	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,67	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V2.1	sup.	11,48	2,35	9,95	4ø20	4ø20	4ø20	12,57	12,57	12,57
	inf.	12,23	2,35	8,58	4ø20	4ø20	4ø20	12,57	12,57	12,57
V2.2	sup.	7,09	4,12	8,77	4ø20	2ø20	2ø20+2ø16	12,57	6,28	10,30
	inf.	5,84	4,80	6,55	4ø20	2ø20	2ø20+1ø16	12,57	6,28	8,29
V2.3	sup.	5,67	2,35	4,97	2ø20+2ø16	2ø20	2ø20	10,30	6,28	6,28
	inf.	5,17	2,35	3,52	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
V2.4	sup.	2,35	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.1	sup.	4,02	2,35	2,35	3ø16	2ø16	2ø16	6,03	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.2	sup.	2,35	2,35	3,24	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	3,42	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.3	sup.	2,46	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.4	sup.	2,76	2,35	2,35	2ø16	2ø16	3ø16	4,02	4,02	6,03
	inf.	2,78	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.5	sup.	2,62	1,80	1,57	3ø16	2ø16	2ø16	6,03	4,02	4,02
	inf.	2,55	1,57	1,57	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.6	sup.	1,18	0,00	1,18	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	1,18	1,34	1,18	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.7	sup.	1,18	1,18	1,18	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	0,00	1,18	1,18	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V5	sup.	3,09	2,35	10,10	2ø16+2ø20	2ø16+2ø20	2ø16+2ø20	410,30	10,30	10,30
	inf.	4,55	3,02	6,81	4ø16	4ø16	4ø16	8,04	8,04	8,04
V6	sup.	2,35	2,35	6,59	4ø16	4ø16	4ø16	8,04	8,04	8,04
	inf.	2,74	2,35	4,28	4ø16	4ø16	4ø16	8,04	8,04	8,04

A. 30 – Armadura Longitudinal do piso 0

Viga	Zona	A _s modelo (cm ²)			A _s Adotado			A _s adotado (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.1	sup.	12,88	0	7,44	2ø20+2ø25	2ø20	2ø20+1ø16	16,10	6,28	8,29
	inf.	11,07	2,35	4,82	2ø20+2ø20	2ø20	2ø20	12,57	6,28	6,28
V1.2	sup.	6,39	0	2,35	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
	inf.	4,66	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V1.3	sup.	2,88	2,35	3,02	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V1.4	sup.	6,62	2,35	9,59	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20+2ø16	8,29	6,28	10,30
	inf.	5,7	2,35	4,14	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V2.1	sup.	12,7	2,35	16,18	2ø25+2ø25	2ø25+2ø25	2ø25+2ø25	19,63	19,63	19,63
	inf.	11,92	2,35	16,16	2ø25+2ø25	2ø25+2ø25	2ø25+2ø25	19,63	19,63	19,63
V2.2	sup.	18,21	0	13,75	2ø25+2ø25	2ø25	2ø25+2ø16	19,63	9,82	13,84
	inf.	15,23	2,35	11,4	2ø25+2ø25	2ø25	2ø25+2ø16	19,63	9,82	13,84
V2.3	sup.	13,57	2,39	8,86	2ø25+2ø16	2ø25	2ø25	13,84	9,82	9,82
	inf.	12	3,54	8,28	2ø25+2ø16	2ø25	2ø25	13,84	9,82	9,82
V3.1	sup.	15,57	2,65	13,14	2ø25+2ø20	2ø25+2ø20	2ø25+2ø20	16,10	16,10	16,10
	inf.	13,76	2,35	12,71	2ø25+2ø16	2ø25+2ø16	2ø25+2ø16	13,84	13,84	13,84
V3.2	sup.	14,38	0	10,85	2ø25+2ø20	2ø25	2ø25	16,10	9,82	9,82
	inf.	10,5	2,55	7,5	2ø25+2ø16	2ø25	2ø25+1ø16	13,84	9,82	11,83
V3.3	sup.	12,09	0	10,4	2ø25+1ø20	2ø25	2ø25+1ø20	12,96	9,82	12,96
	inf.	10,37	2,35	8,87	2ø25+1ø16	2ø25	2ø25	11,83	9,82	9,82
V4.1	sup.	3,23	2,35	3,38	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,75	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.2	sup.	4,47	2,35	6,51	2ø20	2ø20	2ø20+1ø16	6,28	6,28	8,29
	inf.	2,78	2,93	4,84	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.3	sup.	5,18	2,35	3,07	2ø20	2ø20	2ø20+1ø16	6,28	6,28	8,29
	inf.	2,5	3,13	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.4	sup.	7,57	2,53	2,35	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
	inf.	5,89	2,71	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V5	sup.	5,25	2,49	15,64	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
	inf.	6,15	3,04	13,43	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
V6	sup.	3,13	2,35	8,1	2ø20+1ø16	2ø20+1ø16	2ø20+1ø16	8,29	8,29	8,29
	inf.	3,84	2,35	6,82	2ø20+1ø16	2ø20+1ø16	2ø20+1ø16	8,29	8,29	8,29

A. 31 – Armadura Longitudinal do piso 1

Viga	Zona	A _s modelo (cm ²)			A _s Adotado			A _s adotado (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.1	sup.	8,42	0	6,6	4ø20	2ø20	2ø20+1ø16	12,57	6,28	8,29
	inf.	6,93	2,35	3,14	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
V1.2	sup.	5,91	0	2,35	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
	inf.	4,13	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V1.3	sup.	3,58	2,35	2,88	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V1.4	sup.	2,88	5,49	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,35	4,56	2,96	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V2.1	sup.	8,38	2,35	12,34	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
	inf.	7,41	2,35	14,17	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
V2.2	sup.	15,1	0	11,61	2ø20+2ø25	2ø20	2ø20+2ø20	16,10	6,28	12,57
	inf.	12,01	2,35	9,54	2ø20+2ø25	2ø20	2ø20+2ø16	16,10	6,28	10,30
V2.3	sup.	11,04	2,35	7,35	2ø20+2ø20	2ø20	2ø20+1ø16	12,57	6,28	8,29
	inf.	9,58	2,97	6,64	2ø20+2ø16	2ø20	2ø20+1ø16	10,30	6,28	8,29
V3.1	sup.	6,9	2,35	8,69	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	12,57	12,57	12,57
	inf.	5,42	2,35	9,14	2ø20+2ø16	2ø20+2ø16	2ø20+2ø16	10,30	10,30	10,30
V3.2	sup.	13,38	0	9,83	2ø20+2ø20	2ø20	2ø20+2ø16	12,57	6,28	10,30
	inf.	9,13	2,46	6,98	2ø20+2ø16	2ø20	2ø20+2ø16	10,30	6,28	10,30
V3.3	sup.	10,1	0	8,97	2ø20+2ø16	2ø20	2ø20+2ø16	10,30	6,28	10,30
	inf.	8,72	2,35	7,2	2ø20+2ø16	2ø20	2ø20+2ø16	10,30	6,28	10,30
V4.1	sup.	3,05	2,35	3,03	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,5	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.2	sup.	4,46	2,35	6,32	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,9	3,03	4,53	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.3	sup.	6,61	2,35	2,54	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	3,58	2,64	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.4	sup.	7,59	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	5,57	2,35	2,35	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V5	sup.	4,92	2,35	14,26	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
	inf.	5,44	2,35	12,79	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	2ø20+2ø25	16,10	16,10	16,10
V6	sup.	2,99	4,89	2,35	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	12,57	12,57	12,57
	inf.	2,35	7,83	3,23	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	2ø20+2ø20	12,57	12,57	12,57

A. 32 - Armadura Longitudinal do piso 2

Viga	Zona	A _s modelo (cm ²)			A _s Adoptado			A _s adoptado (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.1	sup.	3,77	0	3,37	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	3,13	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.2	sup.	2,35	0	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.3	sup.	2,35	0	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V1.4	sup.	2,35	2,63	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V2.1	sup.	5,35	2,35	4,31	3ø20	3ø20	3ø20	9,42	9,42	9,42
	inf.	4,51	2,35	4,76	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V2.2	sup.	8,57	0	6,72	3ø20	2ø20	2ø20+1ø16	9,42	6,28	8,29
	inf.	6,17	2,35	4,75	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V2.3	sup.	5,39	2,35	3,09	2ø20+1ø16	2ø20	2ø20	8,29	6,28	6,28
	inf.	3,78	2,35	2,9	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V3.1	sup.	3,37	2,35	3,26	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,42	2,35	2,54	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V3.2	sup.	5,93	0	5,96	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,69	2,35	3,05	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V3.3	sup.	4,28	0	4,04	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
	inf.	2,35	2,35	3,27	2ø20	2ø20	2ø20	6,28	6,28	6,28
V4.1	sup.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.2	sup.	2,66	0	2,37	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,55	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.3	sup.	4,16	0	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,35	2,59	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V4.4	sup.	3,83	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
	inf.	2,7	2,35	2,35	2ø16	2ø16	2ø16	4,02	4,02	4,02
V5	sup.	3,18	2,35	7,86	4ø16	4ø16	4ø16	8,04	8,04	8,04
	inf.	3,88	2,71	6,54	4ø16	4ø16	4ø16	8,04	8,04	8,04
V6	sup.	2,35	2,35	5,05	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	3,01	2,35	3,72	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03

Armaduras transversal

A. 33 – Armadura transversal das vigas no piso -1

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As adoptado (cm ² /m)					
	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
V1.0	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.1	6,20	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.1	13,33	3,00	3,00	ø10//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	12,57	5,03	8,04
V4.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.5	5,38	6,34	5,47	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.6	3,25	1,50	1,50	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.7	1,50	1,50	1,50	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V5	11,99	10,76	20,71	ø10//0.125, 2r	ø10//0.20, 4r	ø10//0.125, 4r	12,57	15,71	25,13
V6	3,00	4,73	10,32	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04

A. 34 - Armadura transversal das vigas no piso 0

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As adoptado (cm ² /m)					
	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
V1.1	8,10	3,00	3,00	ø10//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	12,57	5,03	8,04
V1.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.4	4,27	3,00	10,30	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø10//0.125, 2r	8,04	5,03	12,57
V2.1	10,74	10,17	11,76	ø10//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø10//0.125, 2r	12,57	5,03	12,57
V2.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.1	10,91	9,87	11,54	ø10//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø10//0.125, 2r	12,57	5,03	12,57
V3.2	6,06	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.2	5,82	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.3	5,22	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V5	12,71	14,27	26,69	ø8//0.10,4r	ø10//0.20,4r	ø10//0.10,4r	20,11	15,71	31,42
V6	6,78	7,22	14,77	ø8//0.125,4r	ø8//0.20,4r	ø8//0.125,4r	8,04	10,05	16,08

A. 35 - Armadura transversal das vigas no piso 1

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As adoptado (cm ² /m)					
	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
V1.1	5,34	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.4	3,00	3,00	6,73	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.1	7,35	6,75	7,83	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.1	6,52	5,63	6,63	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.3	5,05	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.2	3,65	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V5	9,83	12,67	23,66	ø8//0.10,2r	ø10//0.20,4r	ø10//0.10,4r	10,05	15,71	31,42
V6	8,05	7,52	15,41	ø8//0.125,4r	ø8//0.20,4r	ø8//0.125,4r	16,08	10,05	16,08

A. 36 - Armadura transversal das vigas no piso 2

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As adoptado (cm ² /m)					
	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
V1.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V1.4	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V2.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V3.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.1	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.2	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.3	3,00	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V4.4	4,04	3,00	3,00	ø8//0.125, 2r	ø8//0.20, 2r	ø8//0.125, 2r	8,04	5,03	8,04
V5	6,21	6,50	4,68	ø8//0.100, 2r	ø8//0.15, 2r	ø8//0.100, 2r	10,05	6,70	10,05
V6	5,72	5,61	11,87	ø8//0.100, 2r	ø8//0.15, 2r	ø8//0.100, 2r	10,05	6,70	10,05

Taxa de armadura das vigas

A. 37 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas do piso -1

Viga	Área (m ²)	Zona	Inicio		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
V1.0	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.1	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.2	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.3	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.4	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V2.1	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	10,30	0,0069
		inf.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	9,42	0,0063
V2.2	0,15	sup.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	10,30	0,0069
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	8,29	0,0055
V2.3	0,15	sup.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V2.4	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.1	0,15	sup.	6,03	0,0040	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.2	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.3	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.4	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	6,03	0,0040
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.5	0,15	sup.	6,03	0,0040	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.6	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.7	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V5	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	10,30	0,0069
		inf.	6,03	0,0040	4,02	0,0027	8,04	0,0054
V6	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	8,04	0,0054
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	6,03	0,0040

A. 38 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas do piso 0

Viga	Área (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
V1.1	0,15	sup.	16,10	0,0107	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	12,57	0,0084	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.2	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.3	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.4	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	10,30	0,0069
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V2.1	0,15	sup.	19,63	0,0131	19,63	0,0131	19,63	0,0131
		inf.	19,63	0,0131	19,63	0,0131	19,63	0,0131
V2.2	0,15	sup.	19,63	0,0131	9,82	0,0065	13,84	0,0092
		inf.	19,63	0,0131	9,82	0,0065	13,84	0,0092
V2.3	0,15	sup.	13,84	0,0092	9,82	0,0065	9,82	0,0065
		inf.	13,84	0,0092	9,82	0,0065	9,82	0,0065
V3.1	0,15	sup.	16,10	0,0107	16,10	0,0107	16,10	0,0107
		inf.	13,84	0,0092	13,84	0,0092	13,84	0,0092
V3.2	0,15	sup.	16,10	0,0107	9,82	0,0065	9,82	0,0065
		inf.	13,84	0,0092	9,82	0,0065	11,83	0,0079
V3.3	0,15	sup.	12,96	0,0086	9,82	0,0065	12,96	0,0086
		inf.	11,83	0,0079	9,82	0,0065	9,82	0,0065
V4.1	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.2	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.3	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.4	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V5	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	16,10	0,0107
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	16,10	0,0107
V6	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	8,29	0,0055

A. 39 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas do piso 1

Viga	Área (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
V1.1	0,15	sup.	12,57	0,0084	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.2	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.3	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V1.4	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V2.1	0,15	sup.	9,42	0,0063	6,28	0,0042	16,10	0,0107
		inf.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	16,10	0,0107
V2.2	0,15	sup.	16,10	0,0107	6,28	0,0042	12,57	0,0084
		inf.	16,10	0,0107	6,28	0,0042	10,30	0,0069
V2.3	0,15	sup.	12,57	0,0084	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	8,29	0,0055
V3.1	0,15	sup.	9,42	0,0063	6,28	0,0042	12,57	0,0084
		inf.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	10,30	0,0069
V3.2	0,15	sup.	12,57	0,0084	6,28	0,0042	10,30	0,0069
		inf.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	10,30	0,0069
V3.3	0,15	sup.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	10,30	0,0069
		inf.	10,30	0,0069	6,28	0,0042	10,30	0,0069
V4.1	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.2	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.3	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.4	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V5	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	16,10	0,0107
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	16,10	0,0107
V6	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	12,57	0,0084
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	12,57	0,0084

A. 40 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas do piso 2

Viga	Área (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
V1.1	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.2	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.3	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V1.4	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V2.1	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	9,42	0,0063
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V2.2	0,15	sup.	9,42	0,0063	6,28	0,0042	8,29	0,0055
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V2.3	0,15	sup.	8,29	0,0055	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V3.1	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V3.2	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V3.3	0,15	sup.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
		inf.	6,28	0,0042	6,28	0,0042	6,28	0,0042
V4.1	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.2	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.3	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V4.4	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027
V5	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	8,04	0,0054
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	8,04	0,0054
V6	0,15	sup.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	6,03	0,0040
		inf.	4,02	0,0027	4,02	0,0027	4,02	0,0027

9. Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nos Pilares

Comprimento das zonas críticas nos pilares

A. 41 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares do piso -1

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Extensão da Zona Crítica
P1	0,90	3,95	0,45	0,90	4,39	0,90	Parcial
P2	0,60	3,95	0,45	0,66	6,58	0,70	Parcial
P3	0,30	3,95	0,45	0,66	13,17	0,70	Parcial
P4	0,60	3,95	0,45	0,66	6,58	0,70	Parcial
P5	0,65	3,95	0,45	0,66	6,08	0,70	Parcial
P6	0,65	3,95	0,45	0,66	6,08	0,70	Parcial
P7	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P8	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P9	0,55	3,95	0,45	0,66	7,18	0,70	Parcial
P10	0,75	3,95	0,45	0,75	5,27	0,75	Parcial
P11	0,60	3,95	0,45	0,66	6,58	0,70	Parcial
P12	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P13	0,60	3,95	0,45	0,66	6,58	0,70	Parcial
P14	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P15	0,65	3,95	0,45	0,66	6,08	0,70	Parcial
P16	0,40	3,95	0,45	0,66	9,88	0,70	Parcial
P17	0,40	3,95	0,45	0,66	9,88	0,70	Parcial
P18	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P19	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P20	0,40	3,95	0,45	0,66	9,88	0,70	Parcial
P21	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P22	0,30	3,95	0,45	0,66	13,17	0,70	Parcial
P23	0,70	3,95	0,45	0,70	5,64	0,70	Parcial
P24	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P25	0,90	3,95	0,45	0,90	4,39	0,90	Parcial
P26	0,50	3,95	0,45	0,66	7,90	0,70	Parcial
P27	0,25	3,95	0,45	0,66	15,80	0,70	Parcial
P28	0,25	3,95	0,45	0,66	15,80	0,70	Parcial

A. 42 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares do piso 0

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Extensão da Zona Crítica
P1	0,90	2,95	0,45	0,90	3,28	0,90	Total
P2	0,60	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Total
P3	0,30	2,95	0,45	0,49	9,83	0,49	Total
P4	0,60	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Total
P5	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Total
P6	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Total
P7	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P8	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P9	0,55	2,95	0,45	0,55	5,36	0,55	Total
P10	0,75	2,95	0,45	0,75	3,93	0,75	Total
P11	0,60	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Total
P12	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P13	0,60	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Total
P14	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P15	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Total
P16	0,40	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Total
P17	0,40	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Total
P18	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P19	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P20	0,40	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Total
P21	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P22	0,30	2,95	0,45	0,49	9,83	0,49	Total
P23	0,70	2,95	0,45	0,70	4,21	0,70	Total
P24	0,50	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P25	0,90	2,95	0,45	0,90	3,28	0,90	Total

A. 43 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares do piso 1 e 2

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Extensão da Zona Crítica
P1	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P2	0,6	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Parcial
P3	0,3	2,95	0,45	0,49	9,83	0,49	Parcial
P4	0,6	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Parcial
P5	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Total
P6	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Parcial
P7	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P8	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P9	0,55	2,95	0,45	0,55	5,36	0,55	Parcial
P10	0,75	2,95	0,45	0,75	3,93	0,75	Parcial
P11	0,6	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Parcial
P12	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P13	0,6	2,95	0,45	0,60	4,92	0,60	Parcial
P14	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P15	0,65	2,95	0,45	0,65	4,54	0,65	Parcial
P16	0,4	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Total
P17	0,4	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Parcial
P18	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P19	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P20	0,4	2,95	0,45	0,49	7,38	0,49	Parcial
P21	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Total
P22	0,3	2,95	0,45	0,49	9,83	0,49	Total
P23	0,7	2,95	0,45	0,70	4,21	0,70	Parcial
P24	0,5	2,95	0,45	0,50	5,90	0,50	Parcial
P25	0,9	2,95	0,45	0,90	3,28	0,90	Total

Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais nas zonas críticas

A. 44 – Espaçamento máximo nas zonas críticas dos pilares do piso -1

Pilar	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	175	s (m)
P1	0,2	25	175	0,100
P2	0,2	25	175	0,100
P3	0,2	16	175	0,100
P4	0,2	25	175	0,100
P5	0,15	25	175	0,075
P6	0,15	25	175	0,075
P7	0,2	20	175	0,100
P8	0,2	20	175	0,100
P9	0,2	20	175	0,100
P10	0,15	24	175	0,075
P11	0,15	20	175	0,075
P12	0,2	20	175	0,100
P13	0,2	20	175	0,100
P14	0,2	20	175	0,100
P15	0,15	25	175	0,075
P16	0,2	16	175	0,100
P17	0,2	16	175	0,100
P18	0,2	20	175	0,100
P19	0,2	20	175	0,100
P20	0,15	20	175	0,075
P21	0,2	20	175	0,100
P22	0,2	16	175	0,100
P23	0,2	25	175	0,100
P24	0,2	20	175	0,100
P25	0,15	20	175	0,075
P26	0,2	16	175	0,100
P27	0,05	16	175	0,025
P28	0,05	16	175	0,025

A. 45 – Espaçamento máximo nas zonas críticas dos pilares do piso 0

Pilar	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	175	s (m)
P1	0,2	25	175	0,100
P2	0,2	25	175	0,100
P3	0,2	16	175	0,100
P4	0,2	25	175	0,100
P5	0,15	25	175	0,075
P6	0,15	25	175	0,075
P7	0,2	20	175	0,100
P8	0,2	20	175	0,100
P9	0,2	20	175	0,100
P10	0,15	24	175	0,075
P11	0,15	20	175	0,075
P12	0,2	20	175	0,100
P13	0,2	20	175	0,100
P14	0,2	20	175	0,100
P15	0,15	25	175	0,075
P16	0,2	16	175	0,100
P17	0,2	16	175	0,100
P18	0,2	20	175	0,100
P19	0,2	20	175	0,100
P20	0,15	20	175	0,075
P21	0,2	20	175	0,100
P22	0,2	16	175	0,100
P23	0,2	25	175	0,100
P24	0,2	20	175	0,100
P25	0,15	20	175	0,075

A. 46 – Espaçamento máximo nas zonas críticas dos pilares do piso 1

Pilar	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	175	s (m)
P1	0,2	20	175	0,1
P2	0,2	25	175	0,1
P3	0,2	20	175	0,1
P4	0,2	25	175	0,1
P5	0,15	25	175	0,075
P6	0,15	25	175	0,075
P7	0,2	20	175	0,1
P8	0,2	20	175	0,1
P9	0,2	20	175	0,1
P10	0,15	25	175	0,075
P11	0,15	25	175	0,075
P12	0,2	20	175	0,1
P13	0,2	20	175	0,1
P14	0,2	20	175	0,1
P15	0,15	25	175	0,075
P16	0,2	16	175	0,1
P17	0,2	16	175	0,1
P18	0,2	20	175	0,1
P19	0,2	20	175	0,1
P20	0,15	20	175	0,075
P21	0,2	20	175	0,1
P22	0,2	16	175	0,1
P23	0,2	25	175	0,1
P24	0,2	20	175	0,1
P25	0,15	16	175	0,075

A. 47 – Espaçamento máximo nas zonas críticas dos pilares do piso 2

Pilar	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	175	s (m)
P1	0,2	20	175	0,1
P2	0,2	25	175	0,1
P3	0,2	20	175	0,1
P4	0,2	25	175	0,1
P5	0,15	25	175	0,075
P6	0,15	25	175	0,075
P7	0,2	20	175	0,1
P8	0,2	20	175	0,1
P9	0,2	20	175	0,1
P10	0,15	24	175	0,075
P11	0,15	20	175	0,075
P12	0,2	20	175	0,1
P13	0,2	20	175	0,1
P14	0,2	20	175	0,1
P15	0,15	25	175	0,075
P16	0,2	16	175	0,1
P17	0,2	16	175	0,1
P18	0,2	20	175	0,1
P19	0,2	20	175	0,1
P20	0,15	20	175	0,075
P21	0,2	20	175	0,1
P22	0,2	16	175	0,1
P23	0,2	25	175	0,1
P24	0,2	20	175	0,1
P25	0,15	20	175	0,075

Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais na zona corrente

A. 48 – Espaçamento Longitudinal máximo dos pilares do piso -1

Pilar	b (mm)	20. $\phi_{\text{varão}}$ (mm)	(mm)	s (m)
P1	300	500	400	0,3
P2	300	400	400	0,3
P3	300	320	400	0,3
P4	300	400	400	0,3
P5	250	400	400	0,25
P6	250	400	400	0,25
P7	300	320	400	0,3
P8	300	320	400	0,3
P9	300	320	400	0,3
P10	250	400	400	0,25
P11	250	400	400	0,25
P12	300	320	400	0,3
P13	300	400	400	0,3
P14	300	320	400	0,3
P15	250	400	400	0,25
P16	300	320	400	0,3
P17	300	320	400	0,3
P18	300	320	400	0,3
P19	300	320	400	0,3
P20	250	240	400	0,24
P21	300	320	400	0,3
P22	300	320	400	0,3
P23	300	400	400	0,3
P24	300	320	400	0,3
P25	250	320	400	0,25
P26	300	320	401	0,3
P27	150	320	402	0,15
P28	150	320	403	0,15

A. 49 – Espaçamento Longitudinal máximo dos pilares do piso 0

Pilar	b (mm)	20. $\phi_{\text{varão}}$ (mm)	(mm)	s (m)
P1	300	500	400	0,3
P2	300	400	400	0,3
P3	300	320	400	0,3
P4	300	400	400	0,3
P5	250	400	400	0,25
P6	250	400	400	0,25
P7	300	320	400	0,3
P8	300	320	400	0,3
P9	300	320	400	0,3
P10	250	400	400	0,25
P11	250	400	400	0,25
P12	300	320	400	0,3
P13	300	320	400	0,3
P14	300	320	400	0,3
P15	250	400	400	0,25
P16	300	320	400	0,3
P17	300	320	400	0,3
P18	300	320	400	0,3
P19	300	320	400	0,3
P20	250	240	400	0,24
P21	300	320	400	0,3
P22	300	320	400	0,3
P23	300	400	400	0,3
P24	300	320	400	0,3
P25	250	320	400	0,25

A. 50 – Espaçamento Longitudinal máximo dos pilares do piso 1

Pilar	b (mm)	20. $\phi_{\text{varão}}$ (mm)	(mm)	s (m)
P1	300	400	400	0,3
P2	300	400	400	0,3
P3	300	400	400	0,3
P4	300	400	400	0,3
P5	250	400	400	0,25
P6	250	400	400	0,25
P7	300	320	400	0,3
P8	300	320	400	0,3
P9	300	320	400	0,3
P10	250	400	400	0,25
P11	250	400	400	0,25
P12	300	320	400	0,3
P13	300	400	400	0,3
P14	300	320	400	0,3
P15	250	400	400	0,25
P16	300	320	400	0,3
P17	300	320	400	0,3
P18	300	320	400	0,3
P19	300	320	400	0,3
P20	250	320	400	0,25
P21	300	320	400	0,3
P22	300	320	400	0,3
P23	300	400	400	0,3
P24	300	320	400	0,3
P25	250	240	400	0,24

A. 51 – Espaçamento Longitudinal máximo dos pilares do piso 2

Pilar	b (mm)	20. $\phi_{\text{varão}}$ (mm)	(mm)	s (m)
P1	300	400	400	0,3
P2	300	400	400	0,3
P3	300	320	400	0,3
P4	300	400	400	0,3
P5	250	400	400	0,25
P6	250	400	400	0,25
P7	300	320	400	0,3
P8	300	320	400	0,3
P9	300	320	400	0,3
P10	250	400	400	0,25
P11	250	400	400	0,25
P12	300	320	400	0,3
P13	300	400	400	0,3
P14	300	320	400	0,3
P15	250	400	400	0,25
P16	300	320	400	0,3
P17	300	320	400	0,3
P18	300	320	400	0,3
P19	300	320	400	0,3
P20	250	240	400	0,24
P21	300	320	400	0,3
P22	300	320	400	0,3
P23	300	400	400	0,3
P24	300	320	400	0,3
P25	250	320	400	0,25

10. Armaduras de cintagem nos Pilares

A. 52 – Valores de cálculo para as armaduras de cintagem no piso -1 e 0

Pilar	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	b_c (m)	N_{ed} (kN)	V_d	μ_ϕ	ϵ_{syd}	$\alpha \times W_{wd}$
P1	0,30	0,20	0,90	0,80	304,38	0,068	2	1,74	-0,0244
P2	0,30	0,20	0,60	0,50	267,07	0,089	2	1,74	-0,0211
P3	0,30	0,20	0,30	0,20	251,14	0,167	2	1,74	-0,0088
P4	0,30	0,20	0,60	0,50	0,69	0,000	2	1,74	-0,0350
P5	0,25	0,15	0,65	0,55	580,72	0,214	2	1,74	0,0023
P6	0,25	0,15	0,65	0,55	123,61	0,046	2	1,74	-0,0271
P7	0,50	0,40	0,30	0,20	714,70	0,286	2	1,74	0,0023
P8	0,50	0,40	0,30	0,20	690,42	0,276	2	1,74	0,0010
P9	0,55	0,45	0,30	0,20	487,61	0,177	2	1,74	-0,0124
P10	0,25	0,15	0,75	0,65	429,95	0,138	2	1,74	-0,0111
P11	0,25	0,15	0,60	0,50	430,89	0,172	2	1,74	-0,0050
P12	0,30	0,20	0,50	0,40	383,41	0,153	2	1,74	-0,0110
P13	0,30	0,20	0,60	0,50	232,35	0,077	2	1,74	-0,0229
P14	0,50	0,40	0,30	0,20	812,53	0,325	2	1,74	0,0074
P15	0,25	0,15	0,65	0,55	233,86	0,086	2	1,74	-0,0200
P16	0,30	0,20	0,40	0,30	33,99	0,017	2	1,74	-0,0323
P17	0,40	0,30	0,30	0,20	310,27	0,155	2	1,74	-0,0134
P18	0,50	0,40	0,30	0,20	209,67	0,084	2	1,74	-0,0241
P19	0,50	0,40	0,30	0,20	273,19	0,109	2	1,74	-0,0207
P20	0,25	0,15	0,40	0,30	325,38	0,195	2	1,74	-0,0010
P21	0,50	0,40	0,30	0,20	12,20	0,005	2	1,74	-0,0344
P22	0,30	0,20	0,30	0,20	8,91	0,006	2	1,74	-0,0341
P23	0,30	0,20	0,70	0,60	571,85	0,163	2	1,74	-0,0094
P24	0,30	0,20	0,50	0,40	316,81	0,127	2	1,74	-0,0152
P25	0,25	0,15	0,90	0,80	40,22	0,011	2	1,74	-0,0331
P26	0,30	0,20	0,50	0,40	10,82	0,004	2	1,74	-0,0343
P27	0,25	0,15	0,15	0,05	18,03	0,029	2	1,74	-0,0300
P28	0,25	0,15	0,15	0,05	19,19	0,031	2	1,74	-0,0297

A. 53 – Verificação da armadura de cintagem no piso -1 e 0

Pilar	α_s	α_n	α	W_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	μ_ϕ
P1	0,703	0,612	0,430	0,362	16,67	347,83	0,156
P2	0,675	0,700	0,473	0,273	16,67	347,83	0,129
P3	0,563	0,667	0,375	0,359	16,67	347,83	0,135
P4	0,675	0,700	0,473	0,273	16,67	347,83	0,129
P5	0,694	0,337	0,234	0,437	16,67	347,83	0,102
P6	0,694	0,742	0,515	0,656	16,67	347,83	0,338
P7	0,656	0,750	0,492	0,262	16,67	347,83	0,129
P8	0,656	0,596	0,391	0,262	16,67	347,83	0,103
P9	0,667	0,763	0,509	0,267	16,67	347,83	0,136
P10	0,707	0,761	0,538	0,796	16,67	347,83	0,428
P11	0,694	0,614	0,426	0,692	16,67	347,83	0,295
P12	0,656	0,596	0,391	0,367	16,67	347,83	0,144
P13	0,675	0,700	0,473	0,273	16,67	347,83	0,129
P14	0,656	0,596	0,391	0,262	16,67	347,83	0,103
P15	0,680	0,517	0,352	0,455	16,67	347,83	0,160
P16	0,656	0,693	0,455	0,249	16,67	347,83	0,113
P17	0,625	0,590	0,369	0,297	16,67	347,83	0,110
P18	0,656	0,596	0,391	0,262	16,67	347,83	0,103
P19	0,656	0,596	0,391	0,262	16,67	347,83	0,103
P20	0,656	0,438	0,288	0,456	16,67	347,83	0,131
P21	0,656	0,695	0,456	0,358	16,67	347,83	0,163
P22	0,563	0,667	0,375	0,359	16,67	347,83	0,135
P23	0,688	0,722	0,497	0,410	16,67	347,83	0,203
P24	0,656	0,695	0,456	0,410	16,67	347,83	0,187
P25	0,715	0,799	0,571	0,338	16,67	347,83	0,193
P26	0,656	0,612	0,402	0,245	16,67	347,83	0,098
P27	0,688	0,444	0,306	2,238	16,67	347,83	0,684
P28	0,688	0,444	0,306	2,238	16,67	347,83	0,684

A. 54 – Valores de cálculo para as armaduras de cintagem no piso 1 e 2

Pilar	b_c (m)	b_o (m)	h_c (m)	b_c (m)	N_{ed} (kN)	V_d	μ_ϕ	ϵ_{syd}	$\alpha \times W_{wd}$
P1	0,30	0,20	0,50	0,40	120,93	0,048	2	1,74	-0,0274
P2	0,30	0,20	0,60	0,50	144,29	0,048	2	1,74	-0,0275
P3	0,30	0,20	0,30	0,20	164,26	0,110	2	1,74	-0,0179
P4	0,30	0,20	0,60	0,50	15,19	0,005	2	1,74	-0,0342
P5	0,25	0,15	0,65	0,55	192,08	0,071	2	1,74	-0,0227
P6	0,25	0,15	0,65	0,55	4,91	0,002	2	1,74	-0,0347
P7	0,50	0,40	0,30	0,20	375,26	0,150	2	1,74	-0,0154
P8	0,50	0,40	0,30	0,20	340,54	0,136	2	1,74	-0,0172
P9	0,55	0,45	0,30	0,20	271,64	0,099	2	1,74	-0,0224
P10	0,25	0,15	0,75	0,65	106,42	0,034	2	1,74	-0,0291
P11	0,25	0,15	0,60	0,50	281,63	0,113	2	1,74	-0,0154
P12	0,30	0,20	0,50	0,40	191,43	0,077	2	1,74	-0,0230
P13	0,30	0,20	0,60	0,50	60,38	0,020	2	1,74	-0,0318
P14	0,50	0,40	0,30	0,20	435,28	0,174	2	1,74	-0,0123
P15	0,25	0,15	0,65	0,55	134,21	0,050	2	1,74	-0,0264
P16	0,30	0,20	0,40	0,30	11,68	0,006	2	1,74	-0,0341
P17	0,40	0,30	0,30	0,20	133,35	0,067	2	1,74	-0,0257
P18	0,50	0,40	0,30	0,20	49,59	0,020	2	1,74	-0,0324
P19	0,50	0,40	0,30	0,20	40,18	0,016	2	1,74	-0,0329
P20	0,25	0,15	0,40	0,30	142,24	0,085	2	1,74	-0,0202
P21	0,50	0,40	0,30	0,20	46,54	0,019	2	1,74	-0,0326
P22	0,30	0,20	0,30	0,20	8,43	0,006	2	1,74	-0,0341
P23	0,30	0,20	0,70	0,60	18,53	0,005	2	1,74	-0,0342
P24	0,30	0,20	0,50	0,40	14,91	0,006	2	1,74	-0,0341
P25	0,25	0,15	0,90	0,80	14,89	0,004	2	1,74	-0,0343

A. 55 – Verificação da armadura de cintagem no piso 1 e 2

Pilar	α_s	α_n	α	w_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	$\alpha \times w_{wd}$
P1	0,656	0,583	0,383	0,341	16,67	347,83	0,131
P2	0,675	0,725	0,489	0,277	16,67	347,83	0,136
P3	0,563	0,667	0,375	0,359	16,67	347,83	0,135
P4	0,675	0,700	0,473	0,273	16,67	347,83	0,129
P5	0,694	0,337	0,234	0,437	16,67	347,83	0,102
P6	0,694	0,631	0,438	0,436	16,67	347,83	0,191
P7	0,656	0,622	0,408	0,244	16,67	347,83	0,100
P8	0,656	0,622	0,408	0,244	16,67	347,83	0,100
P9	0,667	0,738	0,408	0,292	16,67	347,83	0,119
P10	0,707	0,761	0,538	0,595	16,67	347,83	0,320
P11	0,694	0,614	0,426	0,443	16,67	347,83	0,189
P12	0,656	0,622	0,408	0,244	16,67	347,83	0,100
P13	0,675	0,700	0,473	0,273	16,67	347,83	0,129
P14	0,656	0,622	0,408	0,244	16,67	347,83	0,100
P15	0,694	0,449	0,311	0,367	16,67	347,83	0,114
P16	0,656	0,693	0,455	0,249	16,67	347,83	0,113
P17	0,625	0,611	0,382	0,280	16,67	347,83	0,107
P18	0,656	0,583	0,383	0,236	16,67	347,83	0,090
P19	0,656	0,622	0,408	0,244	16,67	347,83	0,100
P20	0,656	0,438	0,288	0,456	16,67	347,83	0,131
P21	0,656	0,583	0,383	0,236	16,67	347,83	0,090
P22	0,563	0,333	0,188	0,210	16,67	347,83	0,039
P23	0,688	0,694	0,477	0,379	16,67	347,83	0,181
P24	0,656	0,695	0,456	0,379	16,67	347,83	0,173
P25	0,715	0,582	0,416	0,366	16,67	347,83	0,152

11. Armaduras - Pilares

Armaduras longitudinais

A. 56 – Armadura longitudinal dos pilares do piso -1

Pilar	As modelo (cm ²)	As (adotado)	As adotado (cm ²)
P1	39,60	12ø25+4ø25	78,54
P2	3,60	10ø20+4ø25	51,05
P3	14,28	8ø16	16,08
P4	13,73	10ø20+4ø25	51,05
P5	30,42	14ø20+4ø25	63,62
P6	15,45	10ø20+4ø25	51,05
P7	3,22	4ø20+8ø16	28,65
P8	3,18	4ø20+8ø16	28,65
P9	3,30	4ø20+10ø16	32,67
P10	31,88	4ø24+14ø20	62,08
P11	4,75	6ø20+6ø20	37,70
P12	3,42	4ø20+8ø16	28,65
P13	16,86	10ø20	31,42
P14	3,57	4ø20+8ø16	28,65
P15	11,62	12ø20	37,70
P16	7,20	12ø16	24,13
P17	2,40	12ø16	24,13
P18	13,49	4ø20+8ø16	28,65
P19	17,27	4ø20+8ø16	28,65
P20	8,28	4ø20+6ø12	19,35
P21	11,60	4ø20+10ø16	32,67
P22	6,57	8ø16	16,08
P23	38,02	4ø25+12ø20	57,33
P24	27,36	4ø20+10ø16	32,67
P25	17,97	4ø20+6ø16	24,63
P26	15,38	8ø16	16,08
P27	4,62	4ø16	8,04
P28	4,75	4ø16	8,04

A. 57 – Armadura longitudinal dos pilares do piso 0

Pilar	As modelo (cm ²)	As (adotado)	As adotado (cm ²)
P1	78,17	12ø25+4ø25	78,54
P2	35,25	10ø20+4ø25	51,05
P3	12,79	8ø16	16,08
P4	47,92	10ø20+4ø25	51,05
P5	57,80	14ø20+4ø25	63,62
P6	47,16	10ø20+4ø25	51,05
P7	24,31	4ø20+8ø16	28,65
P8	25,02	4ø20+8ø16	28,65
P9	30,35	4ø20+10ø16	32,67
P10	57,00	4ø24+14ø20	62,08
P11	32,87	6ø20+6ø20	37,70
P12	17,30	4ø20+8ø16	28,65
P13	29,99	10ø20	31,42
P14	24,61	4ø20+8ø16	28,65
P15	34,16	12ø20	37,70
P16	23,82	12ø16	24,13
P17	16,55	12ø16	24,13
P18	26,47	4ø20+8ø16	28,65
P19	22,10	4ø20+8ø16	28,65
P20	17,45	4ø20+6ø12	19,35
P21	30,28	4ø20+10ø16	32,67
P22	12,88	8ø16	16,08
P23	49,82	4ø25+12ø20	57,33
P24	27,44	4ø20+10ø16	32,67
P25	23,12	4ø20+6ø16	24,63

A. 58 - Armadura longitudinal dos pilares do piso 1

Pilar	As modelo (cm ²)	As (adotado)	As adotado (cm ²)
P1	36,75	12ø20	37,70
P2	32,13	12ø20	37,70
P3	22,38	8ø20	25,13
P4	41,07	14ø20	43,98
P5	42,21	8ø20+4ø25	44,77
P6	41,03	8ø20+4ø25	44,77
P7	22,24	4ø20+6ø16	24,63
P8	19,88	4ø20+4ø16	20,61
P9	27,10	4ø20+8ø16	28,65
P10	42,58	4ø25+8ø20	44,77
P11	27,15	4ø25+4ø20	32,20
P12	17,85	4ø20+4ø16	20,61
P13	28,30	10ø20	31,42
P14	19,35	4ø20+4ø16	20,61
P15	29,21	10ø20	31,42
P16	21,41	12ø16	24,13
P17	16,37	10ø16	20,11
P18	22,66	4ø20+6ø16	24,63
P19	17,87	4ø20+4ø16	20,61
P20	14,63	4ø20+4ø16	20,61
P21	26,76	4ø20+8ø16	28,65
P22	6,41	4ø16	8,04
P23	36,16	12ø20	37,70
P24	21,93	4ø20+6ø16	24,63
P25	10,31	6ø12+4ø16	14,83

A. 59 - Armadura longitudinal dos pilares do piso 2

Pilar	As modelo (cm ²)	As (adotado)	As adotado (cm ²)
P1	36,75	12ø20	37,70
P2	32,13	12ø20	37,70
P3	22,38	8ø20	25,13
P4	41,07	14ø20	43,98
P5	42,21	8ø20+4ø25	44,77
P6	41,03	8ø20+4ø25	44,77
P7	22,24	4ø20+6ø16	28,65
P8	19,88	4ø20+4ø16	28,65
P9	27,10	4ø20+8ø16	32,67
P10	42,58	4ø25+8ø20	49,51
P11	27,15	4ø25+4ø20	31,42
P12	17,85	4ø20+4ø16	28,65
P13	28,30	10ø20	37,70
P14	19,35	4ø20+4ø16	28,65
P15	29,21	10ø20	31,42
P16	21,41	12ø16	24,13
P17	16,37	10ø16	24,13
P18	22,66	4ø20+6ø16	28,65
P19	17,87	4ø20+4ø16	28,65
P20	14,63	4ø20+4ø16	19,35
P21	26,76	4ø20+8ø16	28,65
P22	6,41	4ø16	16,08
P23	36,16	12ø20	37,70
P24	21,93	4ø20+6ø16	28,65
P25	10,31	6ø12+4ø16	16,08

Armadura transversal

A. 60 - Armadura transversal dos pilares do piso -1 na direção X

Direção X									
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	0	15,71	ø10//0.1,2r	39,27	ø10//0.1,5r	6,28	ø10//0.25,2r	15,71	ø10//0.25,5r
P2	0	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P3	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P5	0	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P6	0	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	4,02	ø8//0.25,2r	10,05	ø8//0.25,5r
P7	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P8	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P9	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P10	0	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	4,02	ø8//0.25,2r	10,05	ø8//0.25,5r
P11	0	20,94	ø10//0.075,2r	41,89	ø10//0.075,4r	6,28	ø10//0.25,2r	12,57	ø10//0.25,4r
P12	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P13	0	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P14	0	10,05	ø8//0.1,2r	0,00	ø8//0.1,0r	4,02	ø8//0.25,2r	0,00	ø8//0.25,0r
P15	0	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P16	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P17	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P18	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P19	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P20	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P21	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P22	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P23	7,25	15,71	ø10//0.1,2r	39,27	ø10//0.1,5r	6,28	ø10//0.25,2r	15,71	ø10//0.25,5r
P24	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.20,2r	5,03	ø8//0.20,2r
P25	0	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P26	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P27	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P28	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-

A. 61 - Armadura transversal dos pilares do piso -1 na direção Y

Direção Y									
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	3,93	15,71	ø10//0.1,2r	-	-	6,28	ø10//0.25,2r	-	-
P2	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P3	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P5	3,05	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P6	0	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P7	0	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P8	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P9	0	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P10	3,78	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P11	0	20,94	ø10//0.075,2r	10,47	ø10//0.075,1r	6,28	ø10//0.25,2r	3,14	ø10//0.25,1r
P12	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P13	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P14	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P15	0	13,40	ø8//0.075,2r	6,70	ø8//0.075,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P16	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P17	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P18	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P19	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P20	0	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P21	0	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P22	0	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P23	5,06	15,71	ø10//0.1,2r	-	-	6,28	ø10//0.25,2r	-	-
P24	9,01	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.20,2r	5,03	ø8//0.20,2r
P25	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P26	0	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P27	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P28	0	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-

A. 62 - Armadura transversal dos pilares do piso 0

Pilar	As Modelo (cm ² /m)		As adotado (cm ² /m)							
			Direção X				Direção Y			
			Zona Crítica				Zona Crítica			
			Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	0,00	11,48	15,71	ø10//0.1,2r	39,27	ø10//0.1,5r	6,28	ø10//0.25,2r	15,71	ø10//0.25,5r
P2	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P3	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P5	0,00	9,31	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P6	0,00	9,76	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	4,02	ø8//0.25,2r	10,05	ø8//0.25,5r
P7	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P8	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P9	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P10	0,00	12,12	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	4,02	ø8//0.25,2r	10,05	ø8//0.25,5r
P11	0,00	0,00	20,94	ø10//0.075,2r	41,89	ø10//0.075,4r	6,28	ø10//0.25,2r	12,57	ø10//0.25,4r
P12	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P13	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P14	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P15	0,00	9,72	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P16	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P17	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P18	4,66	9,80	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P19	4,79	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P20	0,00	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P21	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P22	0,00	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P23	0,00	14,66	15,71	ø10//0.1,2r	39,27	ø10//0.1,5r	6,28	ø10//0.25,2r	15,71	ø10//0.25,5r
P24	6,47	3,37	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.20,2r	5,03	ø8//0.20,2r
P25	0,00	3,68	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r

A. 63 - Armadura transversal dos pilares do piso 1 na direção X

Direção X									
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	6,70	ø8//0.15,2r	6,70	ø8//0.15,2r
P2	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P3	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P5	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	10,05	ø8//0.10,2r	20,11	ø8//0.10,4r
P6	0,00	20,94	ø10//0.075,2r	41,89	ø10//0.075,4r	10,47	ø10//0.15,2r	20,94	ø10//0.15,4r
P7	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P8	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P9	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P10	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	6,70	ø8//0.15,2r	16,76	ø8//0.15,5r
P11	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	6,70	ø8//0.15,2r	13,40	ø8//0.15,4r
P12	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P13	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P14	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P15	0,00	20,94	ø10//0.075,2r	20,94	ø10//0.075,2r	10,47	ø10//0.15,2r	10,47	ø10//0.15,2r
P16	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P17	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	10,47	ø10//0.15,2r	10,47	ø10//0.15,2r
P18	4,94	15,71	ø10//0.1,2r	15,71	ø10//0.1,2r	10,47	ø10//0.15,2r	10,47	ø10//0.15,2r
P19	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P20	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P21	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P22	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P23	0,00	15,71	ø10//0.1,2r	31,42	ø10//0.1,4r	6,28	ø10//0.25,2r	12,57	ø10//0.25,4r
P24	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.20,2r	5,03	ø8//0.20,2r
P25	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r

A. 64 - Armadura transversal dos pilares do piso 1 na direção Y

		Direção Y							
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	5,86	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	6,70	ø8//0.15,2r	-	-
P2	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P3	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P5	7,14	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	10,05	ø8//0.10,2r	-	-
P6	10,63	20,94	ø10//0.075,2r	-	-	10,47	ø10//0.15,2r	-	-
P7	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P8	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P9	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P10	10,42	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	6,70	ø8//0.15,2r	6,70	ø8//0.15,2r
P11	8,27	13,40	ø8//0.075,2r	6,70	ø8//0.075,1r	6,70	ø8//0.15,2r	3,35	ø8//0.15,1r
P12	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P13	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P14	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P15	8,73	20,94	ø10//0.075,2r	-	-	10,47	ø10//0.15,2r	-	-
P16	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P17	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P18	9,72	15,71	ø10//0.1,2r	-	-	10,47	ø10//0.15,2r	-	-
P19	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P20	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P21	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P22	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P23	0,00	15,71	ø10//0.1,2r	7,85	ø10//0.1,1r	6,28	ø10//0.25,2r	3,14	ø10//0.25,1r
P24	8,39	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.20,2r	5,03	ø8//0.20,2r
P25	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-

A. 65 - - Armadura transversal dos pilares do piso 2 na direção X

Direção X									
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P2	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P3	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P5	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P6	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P7	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P8	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P9	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P10	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	33,51	ø8//0.075,5r	4,02	ø8//0.25,2r	10,05	ø8//0.25,5r
P11	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P12	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P13	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P14	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P15	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P16	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P17	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P18	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P19	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P20	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P21	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P22	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P23	0,00	15,71	ø10//0.1,2r	31,42	ø10//0.1,4r	6,28	ø10//0.25,2r	12,57	ø10//0.25,4r
P24	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P25	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	26,81	ø8//0.075,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r

A. 66 - Armadura transversal dos pilares do piso 2 na direção Y

Direção Y									
Pilar	As Modelo (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)							
		Zona Critica				Zona Corrente			
		Cintas Exteriores		Cintas interiores		Cintas Exteriores		Cintas interiores	
P1	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P2	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P3	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	5,03	ø8//0.1,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P4	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P5	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P6	7,07	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P7	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P8	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P9	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	20,11	ø8//0.1,4r	4,02	ø8//0.25,2r	8,04	ø8//0.25,4r
P10	6,52	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P11	6,08	13,40	ø8//0.075,2r	6,70	ø8//0.075,1r	4,02	ø8//0.25,2r	2,01	ø8//0.25,1r
P12	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P13	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P14	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P15	6,28	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	6,70	ø8//0.15,2r	-	-
P16	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P17	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P18	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P19	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P20	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	13,40	ø8//0.075,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P21	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P22	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-
P23	0,00	15,71	ø10//0.1,2r	7,85	ø10//0.1,1r	6,28	ø10//0.25,2r	3,14	ø10//0.25,1r
P24	0,00	10,05	ø8//0.1,2r	10,05	ø8//0.1,2r	4,02	ø8//0.25,2r	4,02	ø8//0.25,2r
P25	0,00	13,40	ø8//0.075,2r	-	-	4,02	ø8//0.25,2r	-	-

12. Esforços de cálculo nas paredes

A. 67 – Esforços para o cálculo da armadura das paredes do núcleo

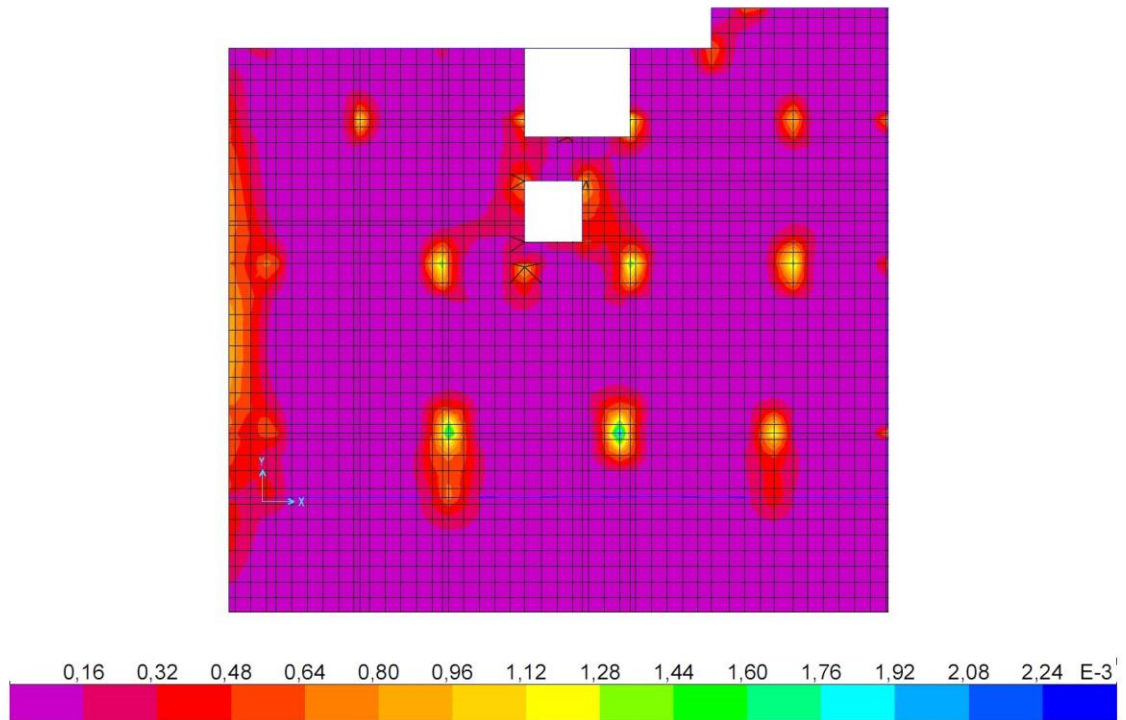
	L (m)	Z (m)	M_{edx} (kN.m)	M_{edy} (kN.m)	N_{ed} (kN)	v_d	N_{qp} (kN)	A_s (cm ²)
PE 1	2,85	2,4	2539,22	-26,68	-2545,95	0,288	-570,68	22,23
PE 2	2,05	1,65	18,04	-1953,62	-1156,56	0,1692	-254,32	33,14
PE 3	2,05	1,65	1272,62	-19,51	-1802,14	0,2637	-239,20	18,74

A. 68 – Valores de cálculo para a armadura de esforço transversal nas paredes do núcleo

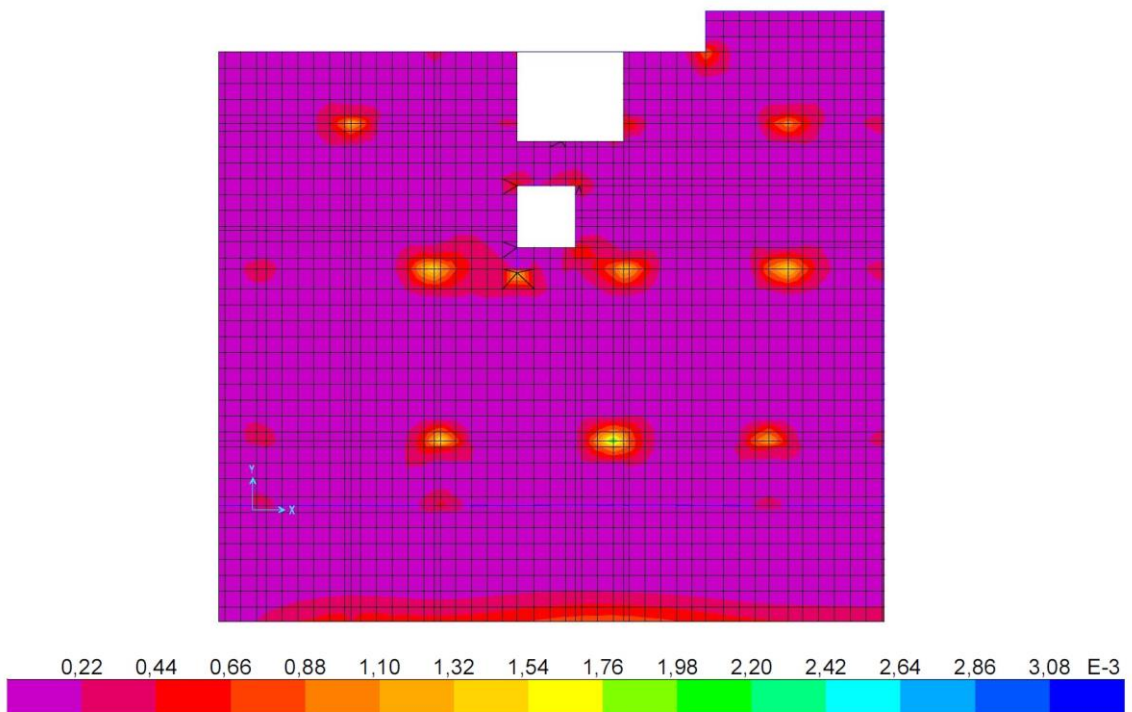
	V_{ed} (kN)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	Θ (°)	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	$A_{sw,adotado}$ (cm ² /m)
PE 1	1615,87	2,52	347,83	45	18,44	ø12//0.1 22,62
PE 2	1893,23	1,80	347,83	45	30,24	ø16//0.125 32,17
PE 3	1494,24	1,80	347,83	45	23,87	ø12//0.075 30,16

13. Armaduras - Lajes

Armadura Superior – Piso 0

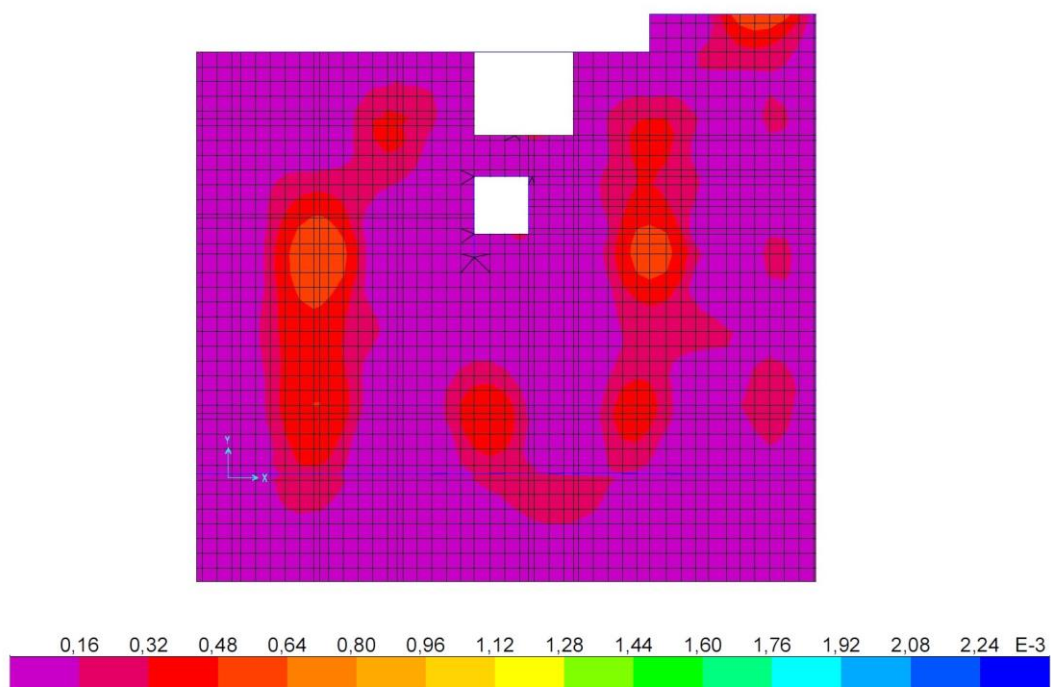


A. Fig. 1 – Área de armadura superior na laje segundo a direção X

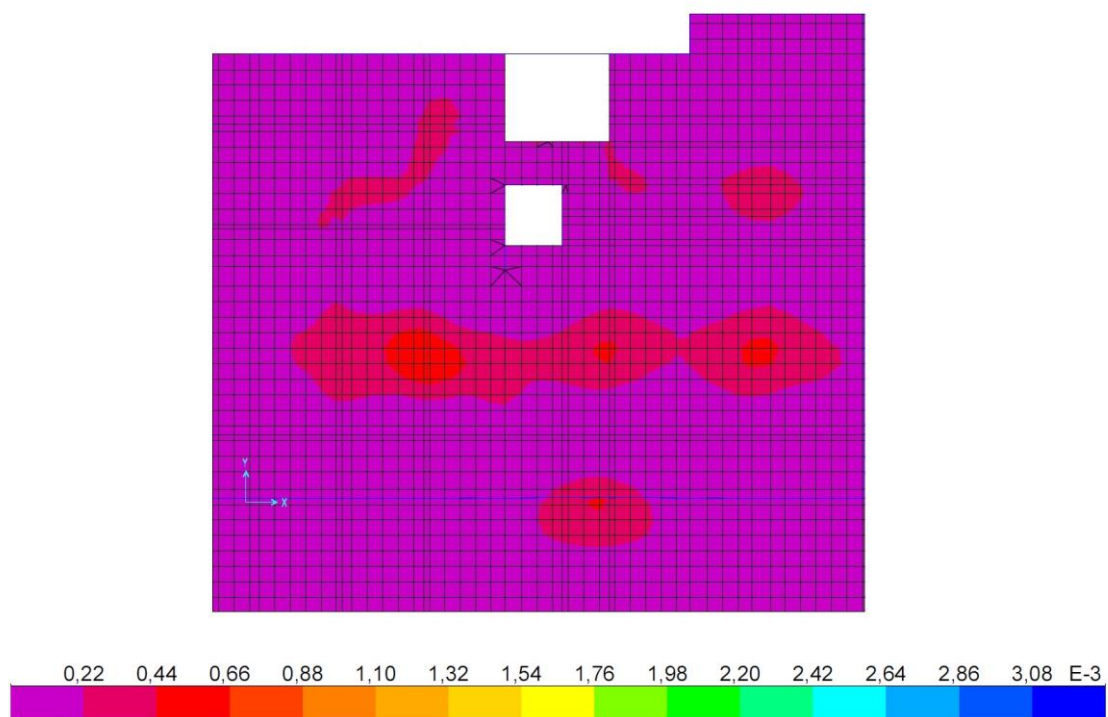


A. Fig. 2 – Área de armadura superior na laje segundo a direção Y

Armadura Inferior – Piso 0

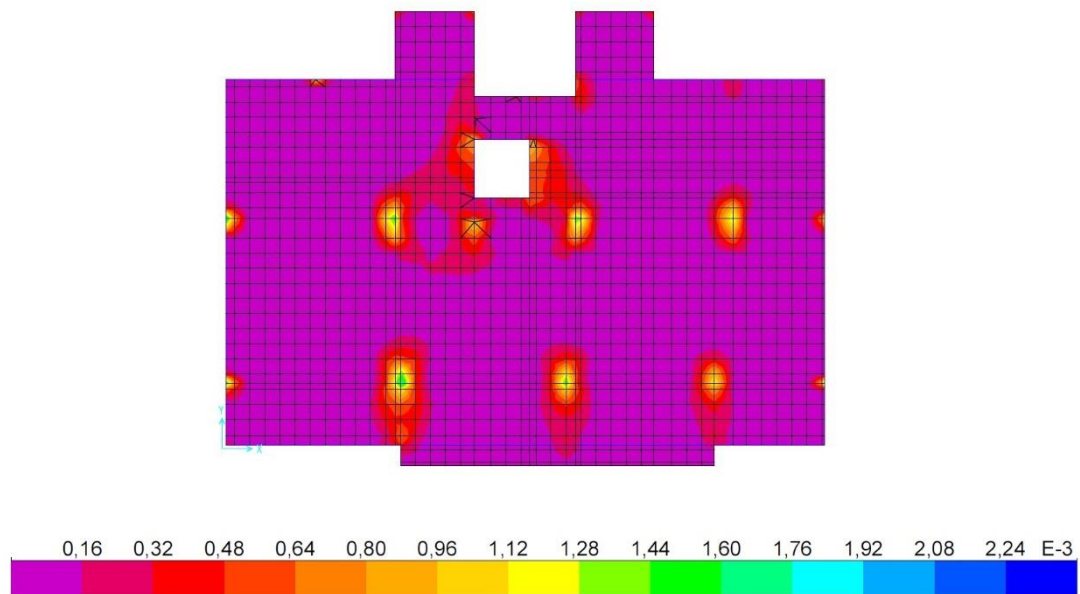


A. Fig. 3 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção X

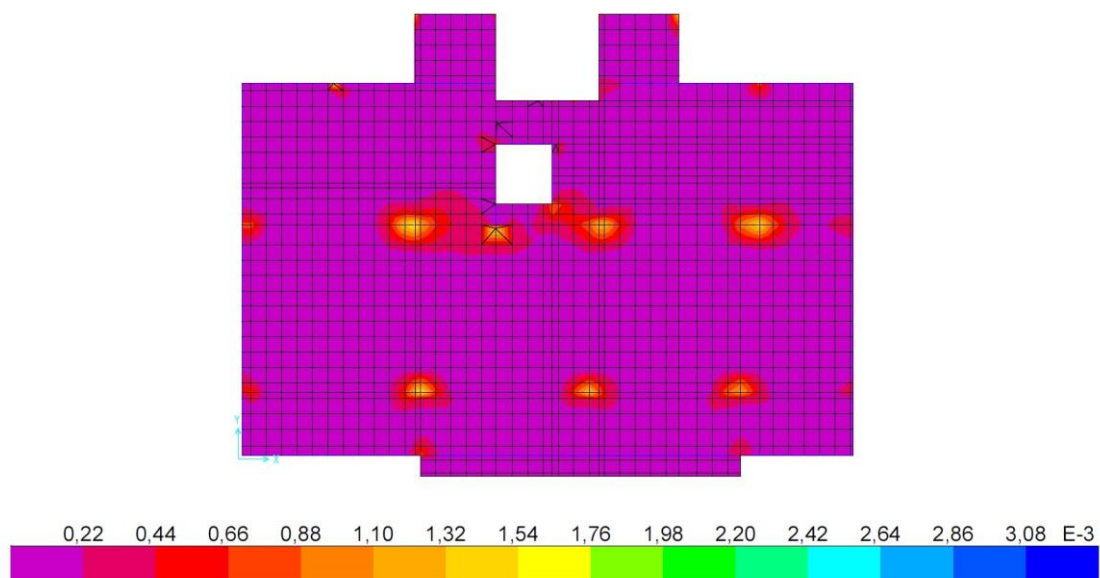


A. Fig. 4 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção Y

Armadura Superior – Piso 1

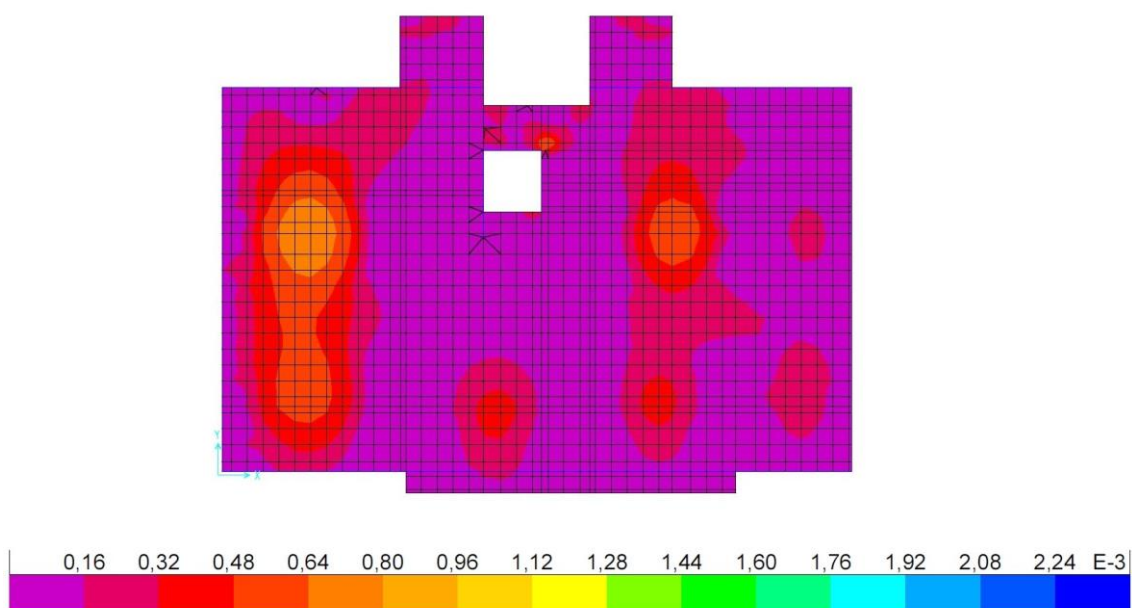


A. Fig. 5 - Área de armadura superior na laje segundo a direção X

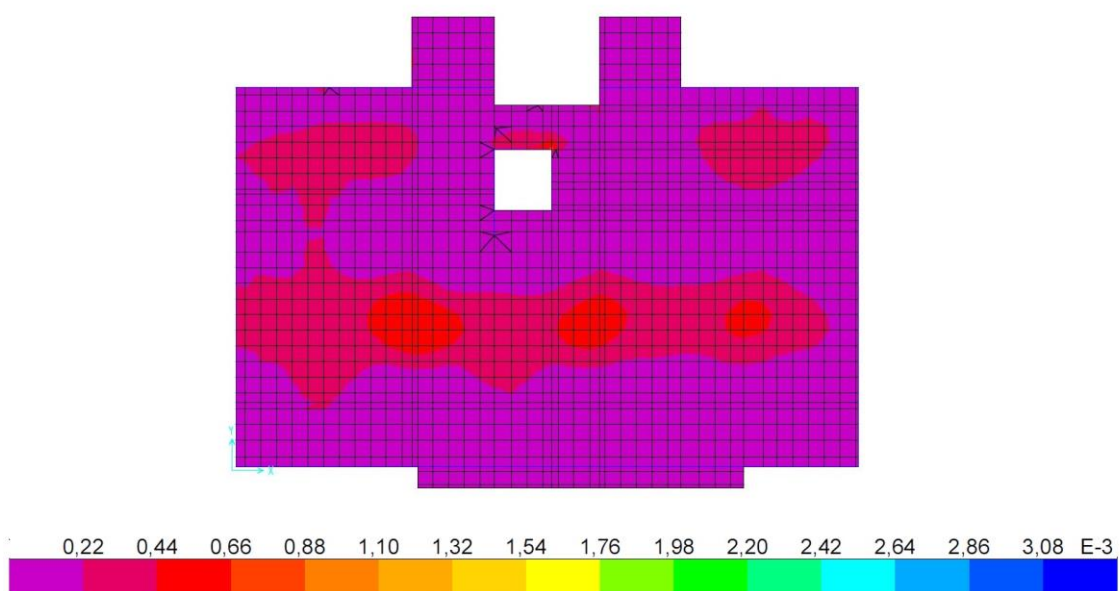


A. Fig. 6 - Área de armadura superior na laje segundo a direção Y

Armadura Inferior – Piso 1

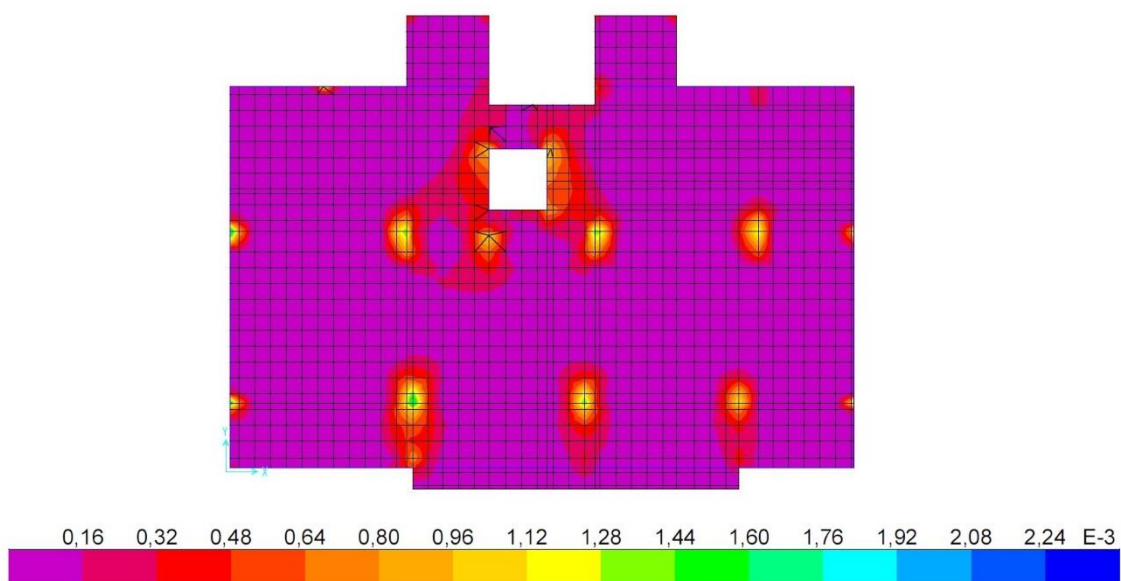


A. Fig. 7 -- Área de armadura inferior na laje segundo a direção X

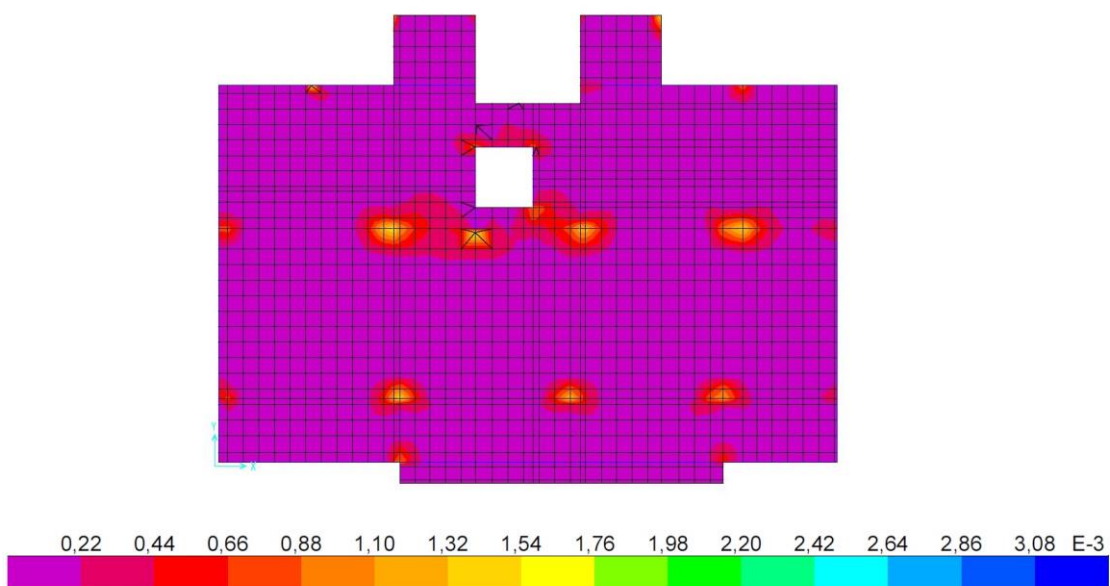


A. Fig. 8 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção Y

Armadura Superior – Piso 2

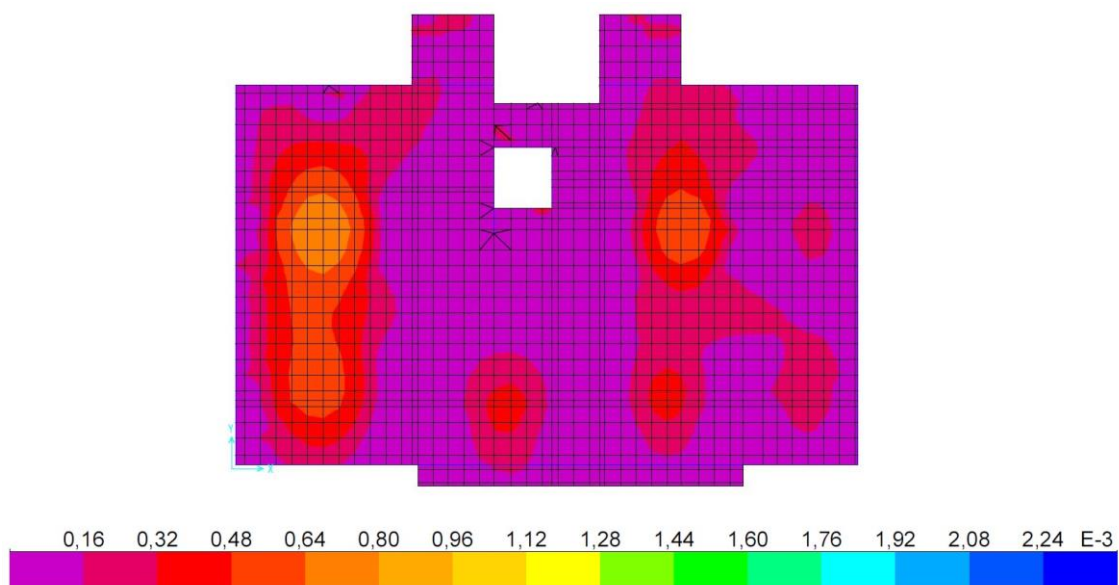


A. Fig. 9 - Área de armadura superior na laje segundo a direção X

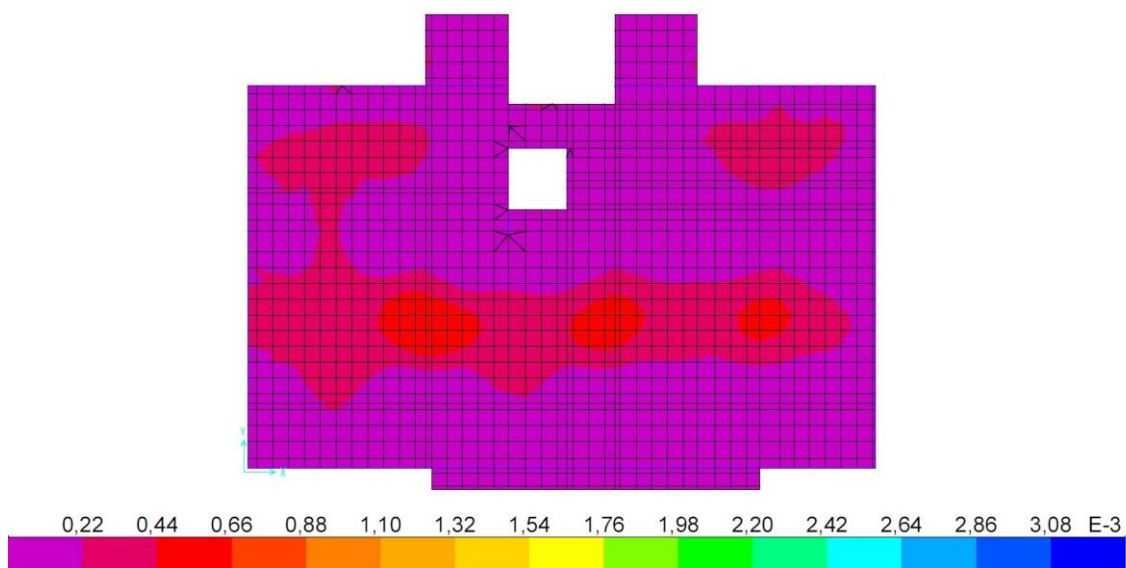


A. Fig. 10 - Área de armadura superior na laje segundo a direção Y

Armadura Inferior – Piso 2

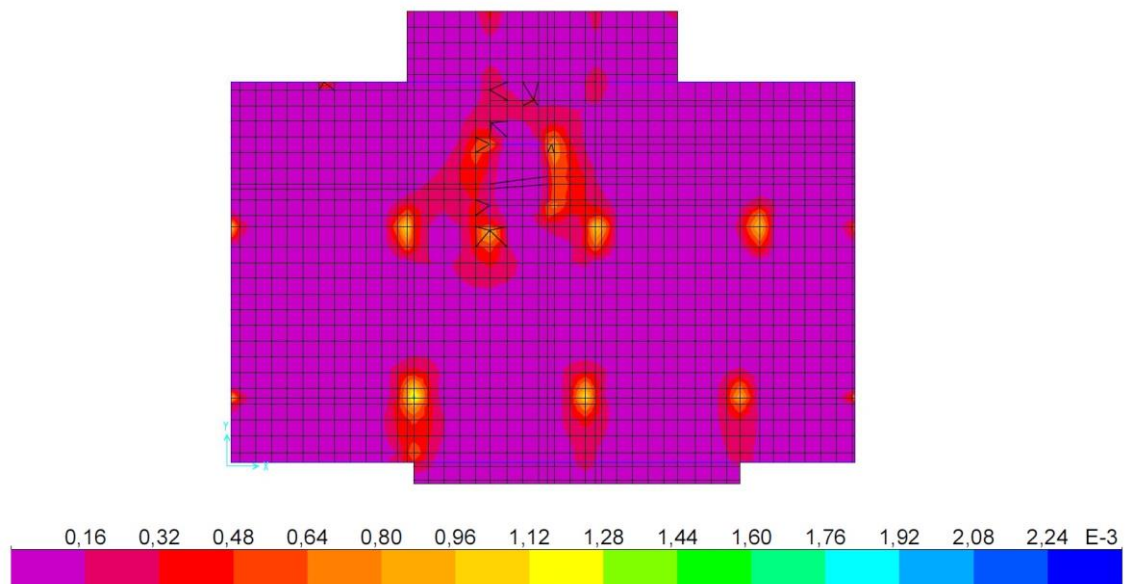


A. Fig. 11 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção X

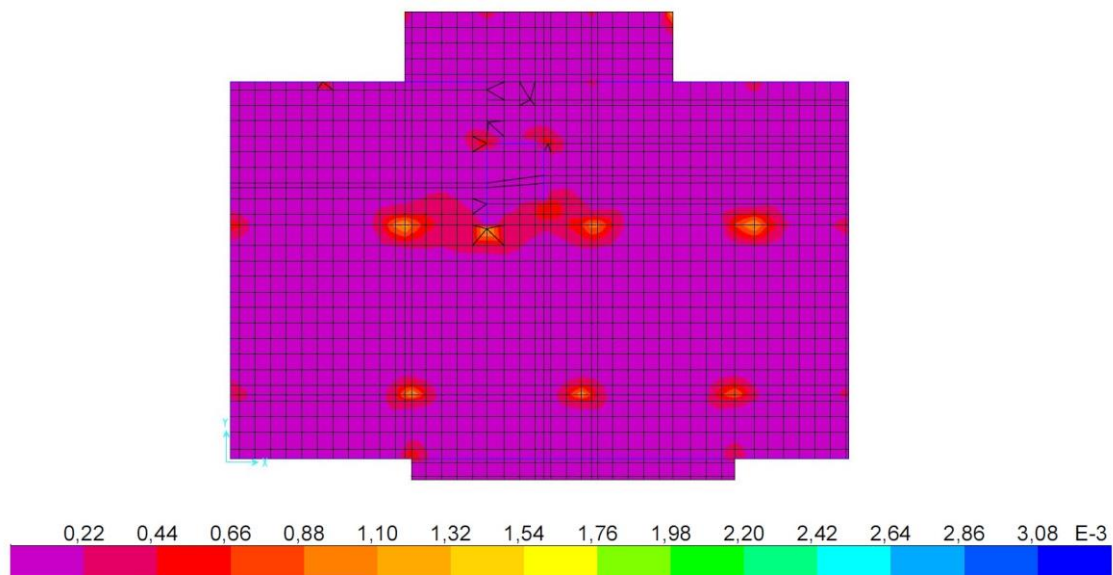


A. Fig. 12 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção Y

Armadura Superior – Cobertura

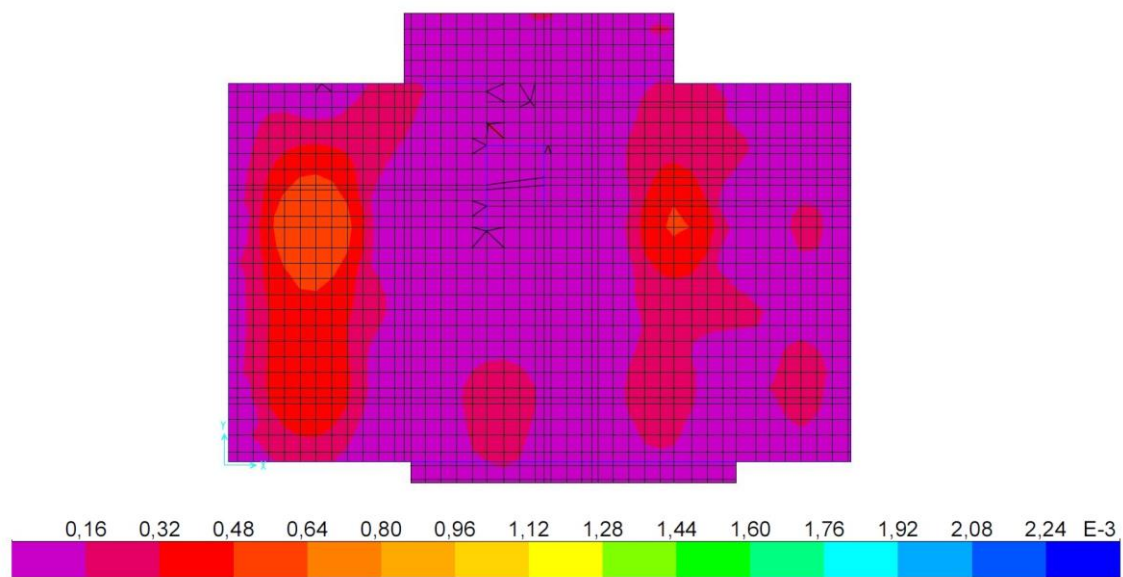


A. Fig. 13 - Área de armadura superior na laje segundo a direção X

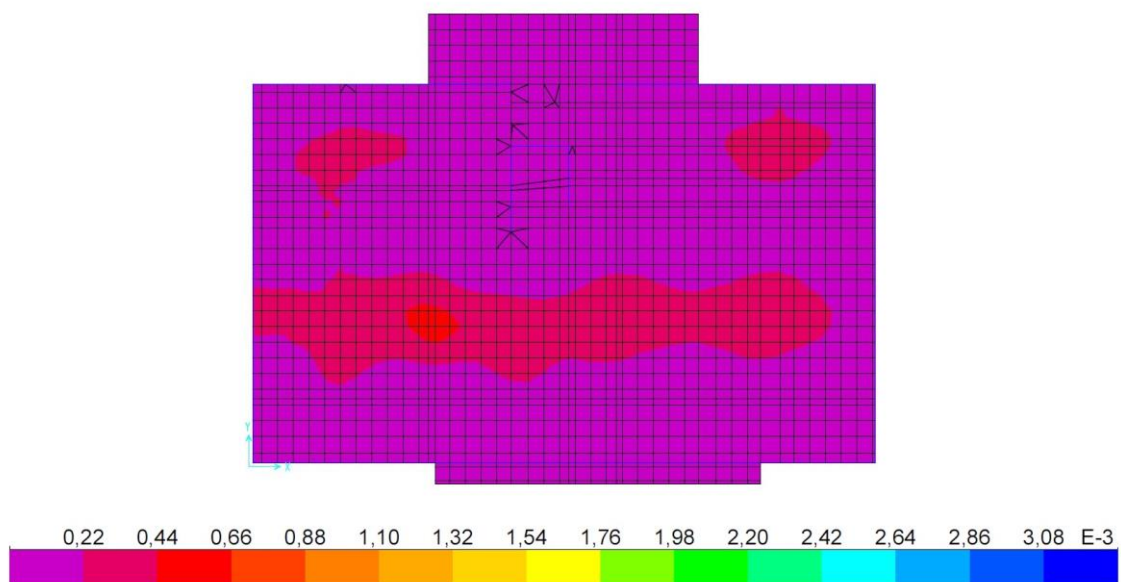


A. Fig. 14 - Área de armadura superior na laje segundo a direção Y

Armadura Inferior – Cobertura



A. Fig. 15 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção X



A. Fig. 16 - Área de armadura inferior na laje segundo a direção Y

14. Verificação ao punçoamento

A. 69 – Valores de cálculo para o punçoamento actante na laje do piso térreo

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P6	13,67	12,57	-8,79	0,919	0,643	3,26	4,06	0,22	4,565	1,540	0,021
P7	175,49	-12,77	-3,29	0,073	0,019	3,76	3,36	0,22	4,365	1,040	0,190
P8	209,99	7,84	-1,31	0,037	0,006	3,76	3,36	0,22	4,365	1,020	0,223
P9	157,48	-15,45	8,56	0,098	0,054	3,86	3,36	0,22	4,465	1,058	0,170
P11	34,30	0,51	-12,50	0,015	0,364	3,26	3,96	0,22	4,465	1,201	0,042
P12	164,05	0,23	12,69	0,001	0,077	3,36	3,76	0,22	4,365	1,041	0,178
P13	132,31	-7,91	-8,95	0,060	0,068	3,36	3,96	0,22	4,565	1,045	0,138
P14	190,02	-4,10	14,35	0,022	0,076	3,76	3,36	0,22	4,365	1,038	0,205
P16	35,52	3,52	-1,30	0,099	0,037	3,36	3,56	0,22	4,165	1,054	0,041
P17	121,68	5,57	-1,13	0,046	0,009	3,56	3,36	0,22	2,482	1,025	0,228
P18	44,13	-2,63	5,04	0,060	0,114	3,76	3,36	0,22	2,682	1,063	0,080
P19	62,93	-8,39	-5,10	0,133	0,081	3,76	3,36	0,22	4,365	1,081	0,071
P20	124,55	1,19	-2,19	0,010	0,018	3,26	3,56	0,22	4,065	1,011	0,141

A. 70 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje do piso térreo

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P6	0,12	1,95	10,48	5,24	0,007145	0,613	0,478
P7	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P8	0,12	1,95	26,18	26,18	0,0238	0,915	0,478
P9	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P11	0,12	1,95	10,48	18,64	0,013236	0,753	0,478
P12	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P13	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P14	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P16	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P17	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P18	0,12	1,95	10,48	5,24	0,007145	0,613	0,478
P19	0,12	1,95	10,48	10,48	0,009527	0,674	0,478
P20	0,12	1,95	10,48	10,48	0,009527	0,674	0,478

A. 71 - Valores de cálculo para o punçoamento actante na laje do piso 1

Pilar	V_{ed} (kN)	M_{edx} (kN/m)	M_{edy} (kN/m)	e_x (m)	e_y (m)	b_x (m)	b_y (m)	d (m)	u_1 (m)	β	V_{ed} (kN/m ²)
P7	331,47	-4,64	0,54	0,014	0,002	3,76	3,36	0,22	4,365	1,008	0,348
P8	308,40	-4,51	-1,39	0,015	0,005	3,76	3,36	0,22	4,365	1,008	0,324
P9	269,20	-4,39	-0,62	0,016	0,002	3,86	3,36	0,22	4,465	1,009	0,276
P12	354,81	0,65	4,63	0,002	0,013	3,36	3,76	0,22	4,365	1,007	0,372
P13	282,17	1,69	-3,04	0,006	0,011	3,36	3,96	0,22	4,565	1,006	0,283
P14	364,80	-0,94	3,10	0,003	0,008	3,76	3,36	0,22	4,365	1,004	0,382
P22	29,04	-1,41	-0,79	0,049	0,027	3,36	3,36	0,22	1,291	1,030	0,105
P23	26,30	-4,94	0,54	0,188	0,021	3,36	4,16	0,22	1,691	1,082	0,076
P24	19,65	-4,30	-0,22	0,219	0,011	3,36	3,76	0,22	1,491	1,105	0,066
P25	29,99	-9,99	-1,68	0,333	0,056	3,26	4,56	0,22	1,841	1,135	0,084

A. 72 Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje do piso 1

Pilar	C_{rdc}	K	A_x (cm ²)	A_y (cm ²)	ρ_l	V_{rdc} (kN/m ²)	V_{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P8	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P9	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P12	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P13	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P14	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P22	0,12	1,95	5,24	10,48	0,007145	0,613	0,478
P23	0,12	1,95	10,48	5,24	0,007145	0,613	0,478
P24	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P25	0,12	1,95	5,24	12,78	0,008191	0,641	0,478

A. 73 - Valores de cálculo para o punçoamento actante na laje do piso 2

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P7	317,41	-2,16	0,09	0,007	0,000	3,76	3,36	0,22	4,365	1,004	0,332
P8	301,74	-1,14	-0,10	0,004	0,000	3,76	3,36	0,22	4,365	1,002	0,315
P9	259,78	-1,90	2,16	0,007	0,008	3,86	3,36	0,22	4,465	1,006	0,266
P12	336,69	0,05	1,02	0,000	0,003	3,36	3,76	0,22	4,365	1,002	0,351
P13	272,35	1,99	-2,18	0,007	0,008	3,36	3,96	0,22	4,565	1,005	0,273
P14	355,64	-0,45	1,81	0,001	0,005	3,76	3,36	0,22	4,365	1,003	0,371
P22	30,11	0,57	-0,25	0,019	0,008	3,36	3,36	0,22	1,291	1,011	0,107
P23	27,04	-6,33	0,15	0,234	0,006	3,36	4,16	0,22	1,691	1,101	0,080
P24	20,78	-4,35	1,30	0,209	0,063	3,36	3,76	0,22	1,491	1,105	0,070
P25	30,57	-1,47	-0,98	0,048	0,032	3,26	4,56	0,22	1,841	1,026	0,077

A. 74 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje do piso 2

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P8	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P9	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P12	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P13	0,12	1,95	18,64	18,64	0,016945	0,817	0,478
P14	0,12	1,95	18,64	12,78	0,014282	0,772	0,478
P22	0,12	1,95	5,24	10,48	0,007145	0,613	0,478
P23	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P24	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P25	0,12	1,95	5,24	12,78	0,008191	0,641	0,478

A. 75 - Valores de cálculo para o punçoamento actante na laje da cobertura

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P7	251,85	27,16	-7,77	0,108	0,031	3,76	3,36	0,22	4,365	1,060	0,278
P8	240,82	18,80	-0,91	0,078	0,004	3,76	3,36	0,22	4,365	1,042	0,261
P9	209,22	25,87	-16,31	0,124	0,078	3,86	3,36	0,22	4,465	1,075	0,229
P12	261,96	-18,89	-29,51	0,072	0,113	3,36	3,76	0,22	4,365	1,069	0,292
P13	212,54	-35,52	28,38	0,167	0,134	3,36	3,96	0,22	4,565	1,104	0,234
P14	286,13	-2,20	-29,84	0,008	0,104	3,76	3,36	0,22	4,365	1,050	0,313
P22	20,54	-6,33	2,19	0,308	0,107	3,36	3,36	0,22	1,291	1,175	0,085
P23	50,54	-14,79	0,01	0,293	0,000	3,36	4,16	0,22	1,691	1,126	0,153
P24	36,87	-10,13	0,15	0,275	0,004	3,36	3,76	0,22	1,491	1,131	0,127
P25	24,09	-16,18	-0,49	0,672	0,020	3,26	4,56	0,22	1,841	1,265	0,075

A. 76 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje da cobertura

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,95	18,64	12,78	0,014282	0,772	0,478
P8	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P9	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P12	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P13	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P14	0,12	1,95	12,78	12,78	0,011618	0,721	0,478
P22	0,12	1,95	5,24	10,48	0,007145	0,613	0,478
P23	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P24	0,12	1,95	5,24	5,24	0,004764	0,535	0,478
P25	0,12	1,95	5,24	12,48	0,008055	0,638	0,478

Combinação Sísmica

A. 77 - Valores de cálculo para o punçoamento atuante na laje do piso térreo

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P6	75,71	-94,82	-42,20	1,252	0,557	3,64	4,44	0,25	4,942	1,578	0,097
P7	121,91	-11,60	-114,02	0,095	0,935	4,14	3,74	0,25	4,742	1,409	0,145
P8	147,35	-18,27	-127,48	0,124	0,865	4,14	3,74	0,25	4,742	1,381	0,172
P9	96,77	-34,95	-142,95	0,361	1,477	4,24	3,74	0,25	4,842	1,650	0,132
P11	17,47	-97,21	-5,89	5,564	0,337	3,64	4,34	0,25	4,842	3,313	0,048
P12	61,45	-48,43	-58,04	0,788	0,944	3,74	4,14	0,25	4,742	1,569	0,081
P13	119,42	-79,75	-27,89	0,668	0,234	3,74	4,34	0,25	4,942	1,299	0,126
P14	137,38	-55,30	-89,08	0,402	0,648	4,14	3,74	0,25	4,742	1,342	0,156
P16	34,57	-58,33	-8,92	1,687	0,258	3,74	3,94	0,25	4,542	1,781	0,054
P17	96,70	-33,22	-19,94	0,344	0,206	3,94	3,74	0,25	4,542	1,190	0,101
P18	135,65	0,54	-0,02	0,004	0,000	4,14	3,74	0,25	4,742	1,002	0,115
P19	223,24	-44,27	1,62	0,198	0,007	4,14	3,74	0,25	4,742	1,095	0,206
P20	103,68	-54,03	-12,46	0,521	0,120	3,64	3,94	0,25	4,442	1,245	0,116

A. 78 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje do piso térreo

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P6	0,12	1,89	10,48	5,24	0,006288	0,569	0,456
P7	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P8	0,12	1,89	26,18	26,18	0,020944	0,850	0,456
P9	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P11	0,12	1,89	10,48	18,64	0,011648	0,699	0,456
P12	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P13	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P14	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P16	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P17	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P18	0,12	1,89	10,48	5,24	0,006288	0,569	0,456
P19	0,12	1,89	10,48	10,48	0,008384	0,627	0,456
P20	0,12	1,89	10,48	10,48	0,008384	0,627	0,456

A. 79 - Valores de cálculo para o punçoamento atuante na laje do piso 1

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P7	191,66	36,06	-34,77	0,188	0,181	4,14	3,74	0,25	4,742	1,120	0,181
P8	179,71	13,17	-27,32	0,073	0,152	4,14	3,74	0,25	4,742	1,075	0,163
P9	120,19	4,22	-40,37	0,035	0,336	4,24	3,74	0,25	4,842	1,144	0,114
P12	345,79	-238,63	-24,24	0,690	0,070	3,74	4,14	0,25	4,742	1,302	0,380
P13	83,59	-42,94	24,43	0,514	0,292	3,74	4,34	0,25	4,942	1,255	0,085
P14	214,01	-27,36	-31,30	0,128	0,146	4,14	3,74	0,25	4,742	1,088	0,197
P22	7,37	-1,05	17,29	0,142	2,346	3,74	3,74	0,25	4,342	2,131	0,014
P23	299,82	96,65	-0,45	0,322	0,002	3,74	4,54	0,25	5,142	1,128	0,263
P24	146,22	-6,51	1,26	0,045	0,009	3,74	4,14	0,25	4,742	1,020	0,126
P25	14,76	0,98	16,11	0,066	1,091	3,64	4,94	0,25	5,442	1,540	0,017

A. 80 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje do piso 1

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P8	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P9	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P12	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P13	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P14	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P22	0,12	1,89	5,24	10,48	0,006288	0,569	0,456
P23	0,12	1,89	10,48	5,24	0,006288	0,569	0,456
P24	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P25	0,12	1,89	5,24	12,78	0,007208	0,596	0,456

A. 81 Valores de cálculo para o punçamento atuante na laje do piso 2

Pilar	V _{ed} (kN)	M _{edx} (kN/m)	M _{edy} (kN/m)	e _x (m)	e _y (m)	b _x (m)	b _y (m)	d (m)	u ₁ (m)	β	V _{ed} (kN/m ²)
P7	187,73	47,36	9,38	0,252	0,050	4,14	3,74	0,25	4,742	1,123	0,178
P8	176,38	20,97	14,30	0,119	0,081	4,14	3,74	0,25	4,742	1,067	0,159
P9	129,32	28,51	8,31	0,220	0,064	4,24	3,74	0,25	4,842	1,110	0,119
P12	100,65	8,47	-31,46	0,084	0,313	3,74	4,14	0,25	4,742	1,155	0,098
P13	60,06	-43,32	37,44	0,721	0,623	3,74	4,34	0,25	4,942	1,423	0,069
P14	217,76	-7,88	-23,52	0,036	0,108	4,14	3,74	0,25	4,742	1,050	0,193
P22	5,65	-2,46	7,68	0,435	1,361	3,74	3,74	0,25	4,342	1,687	0,009
P23	10,99	-21,63	13,23	1,967	1,203	3,74	4,54	0,25	5,142	1,971	0,017
P24	1,44	19,23	3,00	13,352	2,085	3,74	4,14	0,25	4,742	6,889	0,008
P25	15,28	2,46	5,36	0,161	0,351	3,64	4,94	0,25	5,442	1,183	0,013

A. 82 - Valores de cálculo para o punçamento resistente na laje do piso 2

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P8	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P9	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P12	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P13	0,12	1,89	18,64	18,64	0,014912	0,759	0,456
P14	0,12	1,89	18,64	12,78	0,012568	0,717	0,456
P22	0,12	1,89	5,24	10,48	0,006288	0,569	0,456
P23	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P24	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P25	0,12	1,89	5,24	12,78	0,007208	0,596	0,456

A. 83 - Valores de cálculo para o punçoamento atuante na laje da cobertura

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)	Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)
P7	165,42	59,95	72,21	0,362	0,437	4,14	3,74	0,25	4,742	1,258	0,176
P8	145,46	45,82	81,90	0,315	0,563	4,14	3,74	0,25	4,742	1,288	0,158
P9	135,42	50,65	81,59	0,374	0,602	4,24	3,74	0,25	4,842	1,313	0,147
P12	92,59	41,50	28,44	0,448	0,307	3,74	4,14	0,25	4,742	1,244	0,097
P13	26,86	45,94	80,11	1,710	2,982	3,74	4,34	0,25	4,942	2,600	0,057
P14	195,40	33,42	60,47	0,171	0,309	4,14	3,74	0,25	4,742	1,158	0,191
P22	0,57	7,18	18,64	12,573	32,643	3,74	3,74	0,25	4,342	17,829	0,009
P23	28,40	25,85	31,97	0,910	1,126	3,74	4,54	0,25	5,142	1,651	0,036
P24	7,85	10,67	26,06	1,361	3,321	3,74	4,14	0,25	4,742	2,704	0,018
P25	3,00	2,09	21,21	0,697	7,066	3,64	4,94	0,25	5,442	4,502	0,010

A. 84 - Valores de cálculo para o punçoamento resistente na laje da cobertura

Pilar	C _{rdc}	K	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	ρ _l	V _{rdc} (kN/m ²)	V _{min} (kN/m ²)
P7	0,12	1,89	18,64	12,78	0,012568	0,717	0,456
P8	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P9	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P12	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P13	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P14	0,12	1,89	12,78	12,78	0,010224	0,670	0,456
P22	0,12	1,89	5,24	10,48	0,006288	0,569	0,456
P23	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P24	0,12	1,89	5,24	5,24	0,004192	0,497	0,456
P25	0,12	1,89	5,24	12,48	0,007088	0,593	0,456

15. Dimensionamento da Sapatas

Sapatas Centradas

A. 85 – Dimensionamento das sapatas centradas

Sapata	N _{sd} (kN)	A _{inic(x)} (m)	B _{inic(y)} (m)	N _{corrig} (kN)	σ _{adm} (kPA)	A _{min} (m ²)	A(x) (m)	B(y) (m)	H (m)	N _{+pp} _{sapata} (kN)	σ _{terreno} (kPA)
S1	777,311	0,30	0,90	855,04	400,00	2,14	1,10	1,90	0,60	808,66	386,92
S2	487,053	0,30	0,60	535,76	200,00	2,68	1,20	2,40	0,60	530,25	184,12
S3	310,303	0,30	0,30	341,33	200,00	1,71	1,40	1,40	0,60	339,70	173,32
S4	359,936	0,30	0,60	395,93	200,00	1,98	1,00	2,00	0,60	389,94	194,97
S5	1724,944	0,50	0,65	1897,44	400,00	4,74	2,30	2,00	0,60	1793,94	389,99
S6	793,417	0,25	0,65	872,76	400,00	2,18	1,15	2,00	0,60	827,92	359,96
S7	810,759	0,50	0,30	891,83	200,00	4,46	2,80	1,70	0,60	882,16	185,33
S8	809,883	0,50	0,30	890,87	200,00	4,45	2,80	1,70	0,60	881,28	185,14
S9	683,57	0,55	0,30	751,93	200,00	3,76	2,70	1,50	0,60	744,32	183,78
S10	2123,118	0,50	0,75	2335,43	400,00	5,84	3,00	2,00	0,70	2228,12	371,35
S11	562,807	0,25	0,60	619,09	200,00	3,10	1,10	2,80	0,60	609,01	197,73
S12	842,813	0,30	0,50	927,09	200,00	4,64	2,00	2,50	0,60	917,81	183,56
S13	1544,809	0,30	0,60	1699,29	400,00	4,25	1,50	3,00	0,60	1612,31	358,29
S14	892,455	0,50	0,30	981,70	200,00	4,91	2,50	2,00	0,60	967,46	193,49
S15	395,541	0,50	0,65	435,10	200,00	2,18	1,30	1,70	0,60	428,69	193,98
S16	194,606	0,30	0,40	214,07	200,00	1,07	0,90	1,20	0,60	210,81	195,19
S17	416,673	0,40	0,30	458,34	200,00	2,29	1,80	1,40	0,60	454,47	180,35
S18	907,818	0,50	0,30	998,60	400,00	2,50	2,10	1,30	0,60	948,77	347,53
S19	950,809	0,50	0,30	1045,89	400,00	2,61	2,10	1,30	0,60	991,76	363,28
S20	411,127	0,25	0,40	452,24	200,00	2,26	1,20	2,00	0,60	447,13	186,30
S21	468,802	1,00	0,30	515,68	200,00	2,58	2,00	1,40	0,60	510,80	182,43
S25	397,314	0,25	0,90	437,05	400,00	1,09	1,00	1,60	0,60	421,31	263,32

A. 86- Valores de armadura superior e inferior das sapatas na direção X

Sapata	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ²)	A _{sw} adop
S1	1,50	0,30	1,10	0,54	224,63	1,90	347,83	3,40	ø10//0.15
S2	1,50	0,30	1,20	0,54	165,70	2,40	347,83	1,98	ø10//0.15
S3	1,50	0,30	1,40	0,54	129,75	1,40	347,83	2,66	ø10//0.15
S4	1,50	0,30	1,00	0,54	94,78	2,00	347,83	1,36	ø10//0.15
S5	1,50	1,00	2,30	0,54	809,77	2,00	347,83	11,64	ø12//0.15
S6	1,50	0,25	1,15	0,54	258,72	2,00	347,83	3,72	ø10//0.15
S7	1,50	0,50	2,80	0,54	704,50	1,70	347,83	11,91	ø16//0.15
S8	1,50	0,50	2,80	0,54	703,80	1,70	347,83	11,90	ø16//0.15
S9	1,50	0,55	2,70	0,54	555,66	1,50	347,83	10,65	ø16//0.15
S10	1,50	1,00	3,00	0,63	1326,26	2,00	347,83	19,06	ø20//0.10
S11	1,50	0,25	1,10	0,54	179,74	2,80	347,83	1,85	ø10//0.15
S12	1,50	0,30	2,00	0,54	541,76	2,50	347,83	6,23	ø10//0.1
S13	1,50	0,30	1,50	0,54	671,80	3,00	347,83	6,44	ø10//0.15
S14	1,50	0,50	2,50	0,54	671,84	2,00	347,83	9,66	ø10//0.1
S15	1,50	1,00	1,30	0,54	44,66	1,70	347,83	0,76	ø10//0.15
S16	1,50	0,30	0,90	0,54	43,92	1,20	347,83	1,05	ø10//0.15
S17	1,50	0,40	1,80	0,54	220,92	1,40	347,83	4,54	ø10//0.15
S18	1,50	0,50	2,10	0,54	527,09	1,30	347,83	11,66	ø16//0.1
S19	1,50	0,50	2,10	0,54	550,98	1,30	347,83	12,19	ø10//0.15
S20	1,50	0,25	1,20	0,54	147,49	2,00	347,83	2,12	ø10//0.15
S21	1,50	2,00	2,00	0,54	0,00	1,40	347,83	0,00	ø10//0.15
S25	1,50	0,25	1,00	0,54	109,72	1,60	347,83	1,97	ø10//0.15

A. 87 - Valores de armadura superior e inferior das sapatas na direção Y

Sapata	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,y} (cm ²)	A _{sw} adop
S1	1,50	0,90	1,90	0,54	280,79	1,10	347,83	7,34	ø16//0.1
S2	1,50	0,60	2,40	0,54	331,41	1,20	347,83	7,94	ø12//0.15
S3	1,50	0,30	1,40	0,54	129,75	1,40	347,83	2,66	ø10//0.15
S4	1,50	0,60	2,00	0,54	189,55	1,00	347,83	5,45	ø10//0.15
S5	1,50	0,65	2,00	0,54	840,91	2,30	347,83	10,51	ø12//0.1
S6	1,50	0,65	2,00	0,54	388,09	1,15	347,83	9,70	ø12//0.1
S7	1,50	0,30	1,70	0,54	428,83	2,80	347,83	4,40	ø10//0.15
S8	1,50	0,30	1,70	0,54	428,40	2,80	347,83	4,40	ø10//0.15
S9	1,50	0,30	1,50	0,54	310,13	2,70	347,83	3,30	ø10//0.15
S10	1,50	0,75	2,00	0,63	828,91	3,00	347,83	7,94	ø20//0.1
S11	1,50	0,60	2,80	0,54	465,21	1,10	347,83	12,16	ø16//0.1
S12	1,50	0,50	2,50	0,54	637,37	2,00	347,83	9,16	ø16//0.1
S13	1,50	0,60	3,00	0,54	1343,59	1,50	347,83	25,75	ø20//0.1
S14	1,50	0,30	2,00	0,54	571,07	2,50	347,83	6,57	ø10//0.15
S15	1,50	0,65	1,70	0,54	156,29	1,30	347,83	3,46	ø10//0.15
S16	1,50	0,40	1,20	0,54	58,56	0,90	347,83	1,87	ø10//0.15
S17	1,50	0,30	1,40	0,54	173,58	1,80	347,83	2,77	ø10//0.15
S18	1,50	0,30	1,30	0,54	329,43	2,10	347,83	4,51	ø10//0.15
S19	1,50	0,30	1,30	0,54	344,36	2,10	347,83	4,71	ø10//0.15
S20	1,50	0,40	2,00	0,54	248,40	1,20	347,83	5,95	ø10//0.1
S21	1,50	0,30	1,40	0,54	195,10	2,00	347,83	2,80	ø10//0.15
S25	1,50	0,90	1,60	0,54	102,40	1,00	347,83	2,94	ø10//0.15

Sapatas excêntricas

A. 88 - Dimensionamento das sapatas excêntricas

Sapata	Nsd (kN)	A _{inic(x)} (m)	B _{inic(y)} (m)	N _{corrig} (kN)	σ _{adm} (kPA)	A _{min} (m ²)	A(x) (m)	B(y) (m)	H (m)	N+pp _{sapata} (kN)	σ _{terreno} (kPA)
S22	130,288	0,30	0,30	143,32	200,00	0,72	0,90	0,90	0,60	142,44	175,85
S23	1280,624	0,30	0,70	1408,69	400,00	3,52	2,00	1,70	0,80	1348,62	396,65
S24	754,327	0,30	0,50	829,76	400,00	2,07	1,50	1,70	0,80	805,33	315,81
S26	216,424	0,30	0,50	238,07	400,00	0,60	1,30	1,00	0,60	235,92	181,48
S27	23,158	0,25	0,15	25,47	200,00	0,13	0,75	0,70	0,60	31,03	59,11
S28	57,408	0,50	0,15	63,15	200,00	0,32	1,50	0,70	0,60	73,16	69,67

A. 89 - Valores de armadura superior e inferior das sapatas na direção X

Sapata	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ²)	A _{sw} adop
S22	1,50	0,30	0,90	0,54	29,67	0,90	347,83	0,95	ø10//0.15
S23	1,50	0,30	2,00	0,72	597,05	1,70	347,83	10,10	ø10//0.15
S24	1,50	0,30	1,50	0,72	251,66	1,70	347,83	4,26	ø12//0.15
S26	1,50	0,30	1,30	0,54	81,92	1,00	347,83	2,36	ø10//0.15
S27	1,50	0,25	0,75	0,54	5,39	0,70	347,83	0,22	ø10//0.15
S28	1,50	0,50	1,50	0,54	25,40	0,70	347,83	1,04	ø10//0.15

A. 90 Valores de armadura superior e inferior das sapatas na direção Y

Sapata	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,y} (cm ²)	A _{sw} adop
S22	1,50	0,30	0,90	0,54	118,70	0,90	347,83	3,79	ø10//0.15
S23	1,50	0,70	1,70	0,72	1404,82	2,00	347,83	20,19	ø25//0.10
S24	1,50	0,50	1,70	0,72	1006,66	1,50	347,83	19,29	ø20//0.15
S26	1,50	0,50	1,00	0,54	163,84	1,30	347,83	3,62	ø16//0.15
S27	1,50	0,15	0,70	0,54	23,71	0,75	347,83	0,91	ø10//0.20
S28	1,50	0,15	0,70	0,54	55,88	1,50	347,83	1,07	ø10//0.20

Sapatas dos Muros de contenção

A. 91 - Dimensionamento das sapatas dos muros de contenção

Muro	L _{muro} (m)	N _{sd} (kN)	N _{corrig} (kN)	A _{min} (m ²)	A(x) (m)	B(y) (m)	H (m)	N+pp _{sapata} (kN)	σ _{terreno} (kPA)
M1	21,0	44,32	48,75	0,24	1,0	0,8	0,8	60,32	75,41
M2	18,0	52,90	111,09	0,55	1,0	0,8	0,8	68,90	86,13
M3	1,5	63,94	198,21	0,49	1,0	0,8	0,8	79,94	99,92

A. 92 - Valores de armadura superior e inferior das sapatas em ambas as direções

Muro	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ²)	A _{sw} adop
M1	1,5	0,3	0,5	0,72	12,56	1	347,8261	0,36	ø10//0.20
M2	1,5	0,3	0,5	0,72	14,35	1	347,8261	0,41	ø10//0.20
M3	1,5	0,3	0,5	0,72	16,65	1	347,8261	0,47	ø10//0.20

Sapata do Núcleo de elevadores

A. 93 - Dimensionamento da sapata do núcleo de elevadores

Sapata	N _{sd} (kN)	N _{corrig} (kN)	A _{min} (m ²)	A(x) (m)	B(y) (m)	H (m)	N+pp _{sapata} (kN)	σ _{terreno} (kPA)
S_PE	1666,95	1833,64	9,17	3	3,5	1	1929,44	183,76

A. 94 – Valores de armadura superior e inferior da sapata do núcleo na direção Y

Sapata	γ	a0 (m)	a (m)	d (m)	F _{std} (MPa)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ²)
S_PE	1,5	2,85	3,00	1,00	54,27	3,50	347,83	0,45 ø10//0.20

A. 95 - – Valores de armadura superior e inferior da sapata do núcleo na direção X

Sapata	Momento	h (m)	d (m)	μ	ω	A _{s,x} (cm ²)	A _s , adoptada (cm ²)
Extremidades	30,38	1,00	0,90	0,0023	0,0023	0,97	5,24 ø10//0.15
1/2 vao	105,68	1,00	0,90	0,0078	0,0079	3,40	5,24 ø10//0.15

Armadura longitudinal das vigas de fundação

A. 96 – Armadura longitudinal das vigas de fundação_1

Viga	Zona	As modelo (cm ²)			As Adotado			As Adoptado (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF1.1	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF1.2	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF1.3	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF1.4	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF2.1	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF2.2	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF2.3	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF2.4	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF3.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF3.2	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	0	1,96	0	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF3.3	sup.	1,96	0	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	0	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF3.4	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF4.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF4.2	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF4.3	sup.	2,22	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF4.4	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF4.5	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF5.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF5.2	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF5.3	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF5.4	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
VF5.5	sup.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3ø16	3ø16	3ø16	6,03	6,03	6,03

A. 97 - Armadura longitudinal das vigas de fundação_2

Viga	Zona	As modelo (cm ²)			As Adotado			As Adotado (cm ²)		
		Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
VF6.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF6.2	sup.	1,96	0	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF7.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF7.2	sup.	1,96	0	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF7.3	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF8.1	sup.	1,96	1,96	2	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF8.2	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF9.1	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF9.2	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF9.3	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF10.1	sup.	3,05	1,96	2,99	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	3,35	1,96	2,29	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF10.2	sup.	2,9	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	3,21	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF10.3	sup.	1,96	0	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF_PE1	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	0	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
VF_PE3	sup.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03
	inf.	1,96	1,96	1,96	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6,03	6,03	6,03

Armadura transversal das vigas de fundação

A. 98 – Armadura transversal das vigas de fundação_1

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As/m Adotado			As Adotado (cm ² /m)		
	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF1.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF1.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF1.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF1.4	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF2.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF2.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF2.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF2.4	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF3.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF3.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF3.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF3.4	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF4.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF4.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF4.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF4.4	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF4.5	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF5.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF5.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF5.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF5.4	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF5.5	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02

A. 99 - Armadura transversal das vigas de fundação_2

Viga	As/s modelo (cm ² /m)			As/m Adotado			As Adotado (cm ² /m)		
	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF6.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF6.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF7.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF7.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF7.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF8.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF8.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF9.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF9.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF9.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF10.1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF10.2	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF10.3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF_PE1	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02
VF_PE3	2,50	2,50	2,50	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	ø8//0.25, 2r	4,02	4,02	4,02

Taxa de armadura longitudinal nas vigas de fundação

A. 100 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas de fundação_1

Viga	Área (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
VF1.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF1.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF1.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF1.4	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF2.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF2.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF2.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF2.4	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF3.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF3.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF3.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF3.4	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF4.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF4.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF4.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF4.4	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF4.5	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF5.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF5.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF5.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF5.4	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF5.5	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048

A. 101 - Taxa de armadura longitudinal nas vigas de fundação_1

Viga	Área (m ²)	Zona	Inicio		Meio		Fim	
			As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ
VF6.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF6.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF7.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF7.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF7.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF8.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF_8.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF9.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF9.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF9.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF10.1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF10.2	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF10.3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF_PE1	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
VF_PE3	0,125	sup.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048
		inf.	6,03	0,0048	6,03	0,0048	6,03	0,0048

16. Peças Desenhadas

Desenho 1	Arquitetura - Planta Piso -1
Desenho 2	Arquitetura - Planta Piso 0
Desenho 3	Arquitetura - Planta Piso Tipo/Cobertura
Desenho 4	Arquitetura - Alçados
Desenho 5	Arquitetura - Cortes
Desenho 6	Dimensionamento e Betão Armado - Planta Fundações
Desenho 7	Dimensionamento - Planta do Teto do Piso -1
Desenho 8	Dimensionamento - Planta do Teto do Piso 0
Desenho 9	Dimensionamento - Planta Piso Tipo
Desenho 10	Dimensionamento - Planta Cobertura
Desenho 11	Betão Armado - Quadro de pilares 1
Desenho 12	Betão Armado - Quadro de pilares 2
Desenho 13	Betão Armado - Quadro de pilares 3
Desenho 14	Betão Armado - Quadro de pilares 4
Desenho 15	Betão Armado - Vigas Piso -1 (1/2)
Desenho 16	Betão Armado - Vigas Piso -1 (2/2)
Desenho 17	Betão Armado - Vigas Piso 0 (1/2)
Desenho 18	Betão Armado - Vigas Piso 0 (2)
Desenho 19	Betão Armado - Vigas Piso 1 (1/2)
Desenho 20	Betão Armado - Vigas Piso 1 (2/2)
Desenho 21	Betão Armado - Vigas Piso 2 (1/2)
Desenho 22	Betão Armado - Vigas Piso 2 (2/2)
Desenho 23	Betão Armado - Laje Piso Térreo - Armadura Superior
Desenho 24	Betão Armado - Laje Piso Térreo - Armadura inferior
Desenho 25	Betão Armado - Laje Piso 1 - Armadura Superior
Desenho 26	Betão Armado - Laje Piso 1 - Armadura inferior
Desenho 27	Betão Armado - Laje Piso 2 - Armadura Superior
Desenho 28	Betão Armado - Laje Piso 2 - Armadura inferior
Desenho 29	Betão Armado - Laje Cobertura - Armadura Superior
Desenho 30	Betão Armado - Laje Cobertura - Armadura inferior
Desenho 31	Betão Armado - Escadas
Desenho 32	Betão Armado - Muros de Contenção