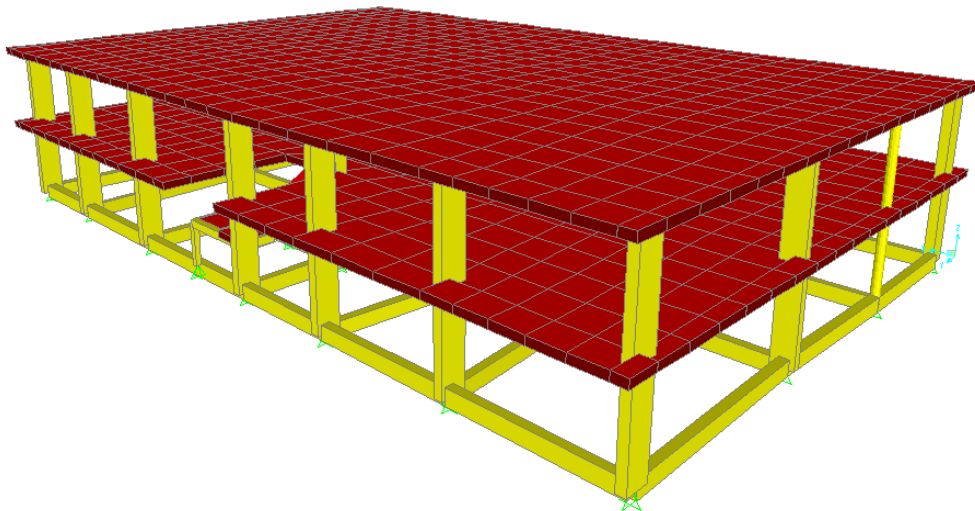


Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Departamento de Engenharia Civil

Estudo Comparativo da Estrutura de Betão Armado de um Edifício dimensionado segundo a actual regulamentação Nacional e os Eurocódigos Estruturais



RUI DUARTE LOURENÇO

Aluno nº 19877

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Júri

Presidente: Representante da Área de Especialização/Coordenação da CCM

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

Arguente: João Ramiro Costa Almeida Guerra – (Eq. Professor. Adjunto do ISEL, Licenciado)

Dezembro de 2010

RESUMO

Com a publicação definitiva dos Eurocódigos e a prescrição da regulamentação portuguesa a qual deverá subsistir pelo menos até 2012, após inicial coexistência, a presente dissertação tem como objectivo analisar e aplicar as prescrições da EN 1998-1 e EN 1992, em edifícios de betão armado e comparar com a regulamentação portuguesa. A aplicação prática desta nova regulamentação, apresenta um enorme desafio, uma vez que algumas prescrições apresentam maior dificuldade de interpretação, tratando a EN 1998-1, a acção sísmica em documento separado, ao contrário da actual regulamentação portuguesa. A aplicação destes Eurocódigos impõe um esforço de análise e complexidade acrescido, exigindo ao projectista, maior disponibilidade quer em tempo, bem como em equipamento de cálculo.

Em algumas zonas do País esta norma implica um agravamento significativo de custos. Maiores dimensões dos elementos resistentes, essencialmente em secções de pilares, e, maiores taxas de armadura. Sendo evidente o aumento da segurança que esta norma impõe, exigirá a quem projecta uma grande sensibilidade e conhecimento da matéria em causa, para justificar tais agravamentos, aos donos das obras e promotores imobiliários.

ABSTRACT

The present dissertation has how I aim to analyse and to apply the prescriptions of the EN 1998-1, EN 1992, devoted to buildings from armed concrete and to compare with the Portuguese regulations. With the definite publication of the Eurocodes and the prescription of the Portuguese regulations which will have to exist up to 2012, after initial coexistence. The practical application of these new regulations, he presents an enormous challenge, once what some prescriptions are of difficult interpretation. So the EN 1998-1, it treats the seismic action in separate document on the contrary of the Portuguese regulations. However for the class (DCL) the effort and complexity will be added, demanding to designer, bigger availability he wants in time, as well as in equipment of calculation. In spite of this standard to implicate a significant aggravation of costs. Bigger dimensions of the resistant elements, essentially in sections of pillars and taxes of frameworks. When there is obvious the increase of the security guard what this standard imposes, it will demand to the one who projects a great sensibility and knowledge of the matter in question, to justify such aggravations, to the owners of the works and property promoters.

Palavras-chave

Estrutura em Betão Armado, Edifício em Lisboa, Estudo comparativo, Regulamento Nacional, Eurocódigos Estruturais.

KEY WORDS

Armed concrete structure, building in Lisbon, comparative study, National regulation, Eurocodes structural.

Agradecimentos

Ainda que a realização da presente dissertação seja de carácter individual, não posso deixar de agradecer a todos os que me apoiaram na realização da presente dissertação em particular:

Ao professor António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, meu orientador, pelos ensinamentos que me sobe transmitir, bem como a forma com que me orientou para a realização do presente trabalho, sempre com a maior simpatia e disponibilidade.

Ao meu amigo e colega de trabalho Eng^o Carlos Coimbra pelo apoio e contributo prestado no desenvolvimento de folhas de cálculo que apoiaram este trabalho.

A todos os meus amigos e em especial à Salomé Reis pelas sugestões e apoio que ajudaram a concluir este trabalho.

Lista de Abreviações

RSA Regulamento de Segurança e Acções
REBAP Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pre-Esforçado
EC0 Eurocódigo 0 (EN1990)
EC1 Eurocódigo 1 (EN1991-1-1)
EC2 Eurocódigo 2 (EN1992-1)
EC8 Eurocódigo 8 (EN1998-1)
DCL Classe de Ductilidade Baixa
CQC Combinação Quadrática Completa

Lista de Símbolos

E – Módulo de Elasticidade
P – Pilar
VF – Viga de fundação
M – momento
M2 – momento segundo x
M3 – momento segundo y
I_x – Inércia segundo x
I_y – Inércia segundo y
l_o – comprimento efetivo de encurvadura na direção considerada;
i – raio de giração da secção transversal do pilar na direção considerada;
 α – somatório da rigidez de flexão dos pilares que concorrem no nó
 α_1 – parâmetro relativo a uma das extremidades do pilar,
 α_2 – parâmetro idêntico a α_1 ,
 ρ – taxa geométrica de armaduras, A_s / A_c
 A_s – área das armaduras
 A_c – área da secção transversal do betão
 φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo
 k_1 – coeficiente que depende da classe de resistência do betão
 k_2 – coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza
 b_x , – dimensões segundo x do perímetro básico de controlo
 b_y – dimensões segundo y do perímetro básico de controlo

U – contorno crítico

ρ_{lx} – percentagens de armaduras de tracção na direcção x

ρ_{ly} – percentagens de armaduras de tracção na direcção y

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos

h – altura entre pisos

ν – coeficiente de redução

θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

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

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

Índice Geral Texto

<i>Capítulo 1 – Introdução</i>	1
1.1- Objectivos da Dissertação	1
1.2- Arquitectura do edifício	2
1.3- Estrutura do Edifício	3
1.4- Planta do edifício cotada	4
 <i>Capítulo 2 – Modelação</i>	 5
2.1- Modelação Estrutural	5
2.2- Acções Verticais	6
2.3- Comparação da acção sísmica EC8 / RSA	7
2.4- Quadro comparativo RSA / REBAP com Eurocódigos	
Est limites últimos e de utilização	10
2.5- Comportamento dos materiais	11
 <i>Capítulo 3 – Análise de resultados e caracterização dinâmica</i>	 13
3.1- Análise Modal	13
3.2- Características Dinâmicas	15
3.3- Coeficiente de comportamento	17
 <i>Capítulo 4 – Dimensionamento</i>	 19
4.1- Sapatas	19
4.2- Pilares	20
4.2.1- Dimensionamento dos pilares de acordo com REBAP	20
4.2.2- Dimensionamento dos Pilares de Acordo com EC2.	30
4.3 - Vigas de Fundação	37
4.3.1- Dimensionamento das Vigas de Fundação de acordo com (RSA/REBAP)	37
4.3.2- Dimensionamento das Vigas de Fundação de acordo com EC2	43
4.4 - Lajes	49

4.4.1- Dimensionamento à flexão	49
4.4.2- Dimensionamento ao punçoamento (RSA/REBAP)	68
4.4.3- Verificação da segurança ao punçoamento, segundo o EC2	88
4.4.4- Verificação da segurança ao estado limite de deformação	121
4.4.5- Verificação da segurança à limitação de danos segundo o EC8	122
4.4.6- Verificação dos efeitos globais de 2ª ordem segundo o EC8	123
<i>Capítulo 5 – Conclusões</i>	125
<i>Capítulo 6 – Referências bibliográficas</i>	127

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Cargas permanentes	6
Quadro 2.2 – Sobrecargas	6
Quadro 2.3 – Comparativo de estados limites	10
Quadro 2.4 – Materiais	11
Quadro 3.1 – Períodos e Frequências	13
Quadro 3.2 – Factores de Participação de Massa por modo de Vibração	14
Quadro 4.1 – Quadro de sapatas	20
Quadro 4.2 – Valores de tensão τ_1	69
Quadro 4.4 – Deslocamentos	121
Quadro 4.5 – Limitação de danos	122
Quadro 4.6 – Verificação dos efeitos globais de 2ª ordem	124

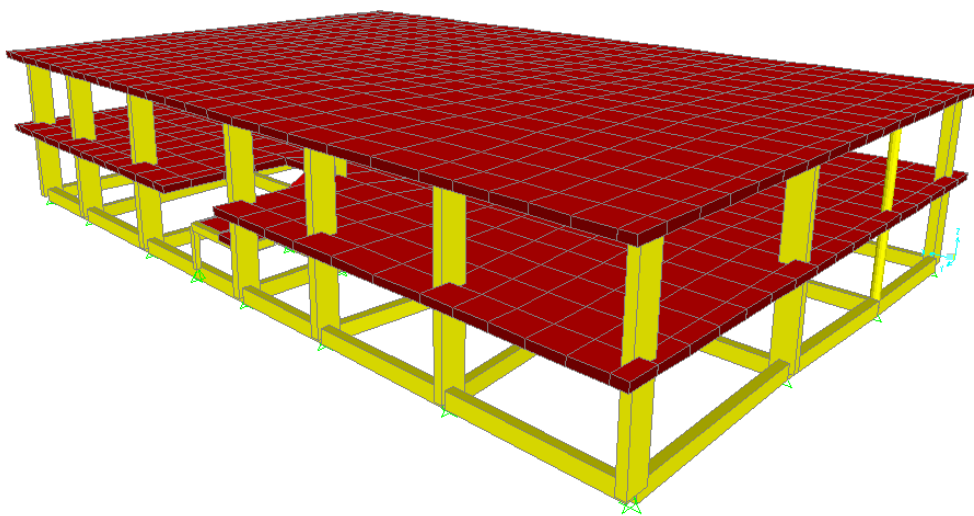
Índice de Figuras

Figura 2.1- Modelo de análise	6
Figura 2.2- Proposta para o zonamento Sísmico Nacional	7
Figura 2.3- Acção sísmica tipo 1 - terreno tipo II	8
Figura 2.4- Acção sísmica tipo 2 - terreno tipo II	8
Figura 2.5- Acção sísmica tipo 1.3 - terreno tipo c – coeficiente de importância1	9
Figura 2.6- Acção sísmica tipo 2.3 - terreno tipo c – coeficiente de importância1	9
Figura 3.1- Modo 1	15
Figura 3.2- Modo 2	15
Figura 3.3- Modo 3	16
Figura 3.4- Modo 4	16
Figura 3.5- Modo 5	17
Figura 4.1- Planta de fundações	19
Figura 4.2- Planta de pilares	23
Figura 4.3- Planta de pilares	23
Figura 4.4- Planta de pilares	33
Figura 4.5- Planta de pilares	33
Figura 4.6- Planta de vigas de fundação	37
Figura 4.7- Planta de vigas de fundação	43
Figura 4.8- Armaduras (RSA/REBAP)	49
Figura 4.9- Comb1 Armadura inferior Ast1 (piso1)	50
Figura 4.10- Comb1 Armadura inferior Ast2 (piso1)	50
Figura 4.11- Comb1 Armadura inferior Ast1 (cobertura)	51
Figura 4.12- Comb1 Armadura inferior Ast2 (cobertura)	51
Figura 4.13- Comb1 Armadura superior Ast1 (piso1)	52
Figura 4.14- Comb1 Armadura superior Ast2 (piso1)	52
Figura 4.15- Comb1 Armadura superior Ast1 (cobertura)	53
Figura 4.16- Comb1 Armadura superior Ast2 (cobertura)	53
Figura 4.17- Comb2 Armadura inferior Ast1 (piso1)	54
Figura 4.18- Comb2 Armadura inferior Ast2 (piso1)	54
Figura 4.19- Comb2 Armadura inferior Ast1 (cobertura)	55
Figura 4.20- Comb2 Armadura inferior Ast2 (cobertura)	55

Figura 4.21- Comb2 Armadura superior Ast1 (piso1)	56
Figura 4.22- Comb2 Armadura superior Ast2 (piso1)	56
Figura 4.23- Comb2 Armadura superior Ast1 (cobertura)	57
Figura 4.24- Comb2 Armadura superior Ast2 (cobertura)	57
Figura 4.25- Armaduras EC2	58
Figura 4.26- Comb1 Armadura inferior Ast1 (piso1)	59
Figura 4.27- Comb1 Armadura inferior Ast2 (piso1)	59
Figura 4.28- Comb1 Armadura inferior Ast1 (cobertura)	60
Figura 4.29- Comb1 Armadura inferior Ast2 (cobertura)	60
Figura 4.30- Comb1 Armadura superior Ast1 (piso1)	61
Figura 4.31- Comb1 Armadura superior Ast2 (piso1)	61
Figura 4.32- Comb1 Armadura superior Ast1 (cobertura)	62
Figura 4.33- Comb1 Armadura superior Ast2 (cobertura)	62
Figura 4.34- Comb2 Armadura inferior Ast1 (piso1)	63
Figura 4.35- Comb2 Armadura inferior Ast2 (piso1)	63
Figura 4.36- Comb2 Armadura inferior Ast1 (cobertura)	64
Figura 4.37- Comb2 Armadura inferior Ast2 (cobertura)	64
Figura 4.38- Comb2 Armadura superior Ast1 (piso1)	65
Figura 4.39- Comb2 Armadura superior Ast2 (piso1)	65
Figura 4.40- Comb2 Armadura superior Ast1 (cobertura)	66
Figura 4.41- Comb2 Armadura superior Ast2 (cobertura)	66
Figura 4.42- Rotura de punçoamento	68
Figura 4.43- Contornos de controlo de referência de áreas carregadas	69
Figura 4.44 -Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso1	87
Figura 4.45 -Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso2	87
Figura 4.46- Contornos de controlo de referência de áreas carregadas	88
Figura 4.47- Distribuição de tensões tangenciais devidas a um momento	89
Figura 4.48- Contornos de controlo exterior para pilares interiores	91
Figura 4.49- Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso1	120
Figura 4.50- Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso2	120

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Departamento de Engenharia Civil

Estudo Comparativo da Estrutura de Betão Armado de um Edifício dimensionada segundo a actual regulamentação Nacional e os Eurocódigos Estruturais



RUI DUARTE LOURENÇO

Aluno nº 19877

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Júri

Presidente: Representante da Área de Especialização/Coordenação da CCM

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

Arguente: João Ramiro Costa Almeida Guerra – (Eq. Professor. Adjunto do ISEL, Licenciado)

Dezembro de 2010

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

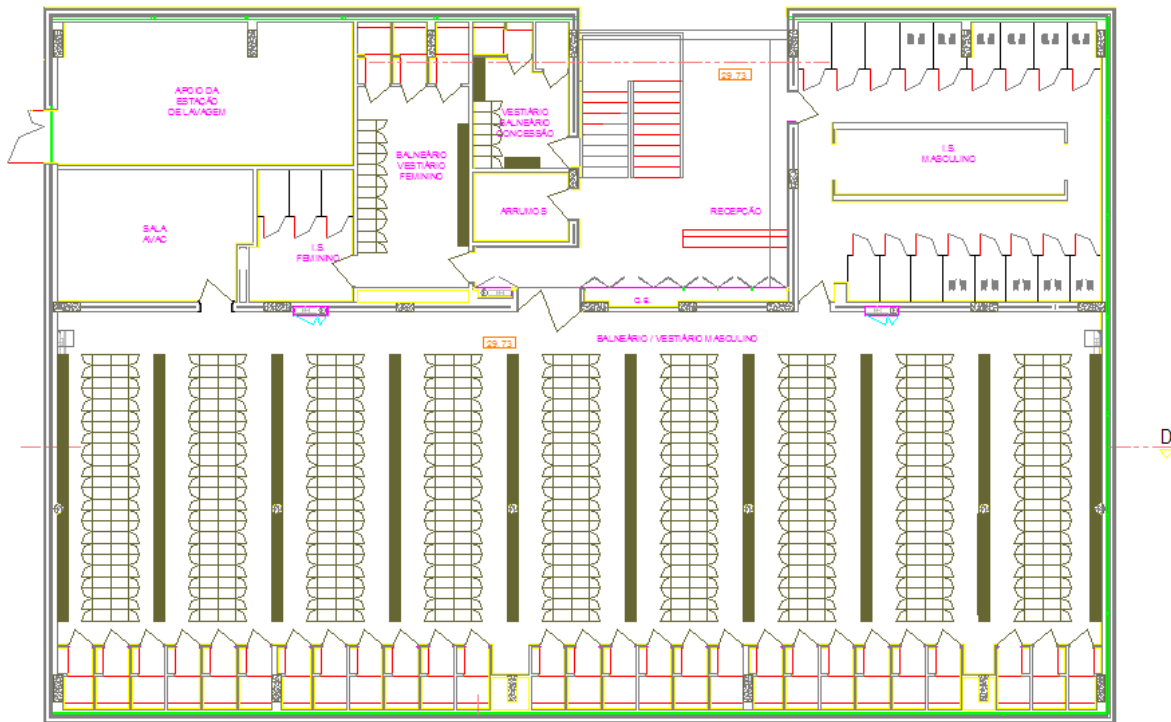
1.1- Objectivos da Dissertação

A presente dissertação tem como objectivo analisar e comparar do ponto de vista técnico e económico, estruturas em Betão Armado de um edifício de serviços, localizado em Lisboa, projectado segundo os actuais regulamentos nacionais (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré – Esforçado) e a mesma estrutura projectada de acordo com a versão final dos Eurocódigos Estruturais (EC0, EC1, EC2 e EC8). Refere-se a um edifício de dois pisos, com estrutura regular em laje fungiforme maciça e pretende-se quantificar as diferenças na análise estrutural e no valor económico de cada estrutura, aplicadas as acções sísmicas definidas segundo RSA e EC8.

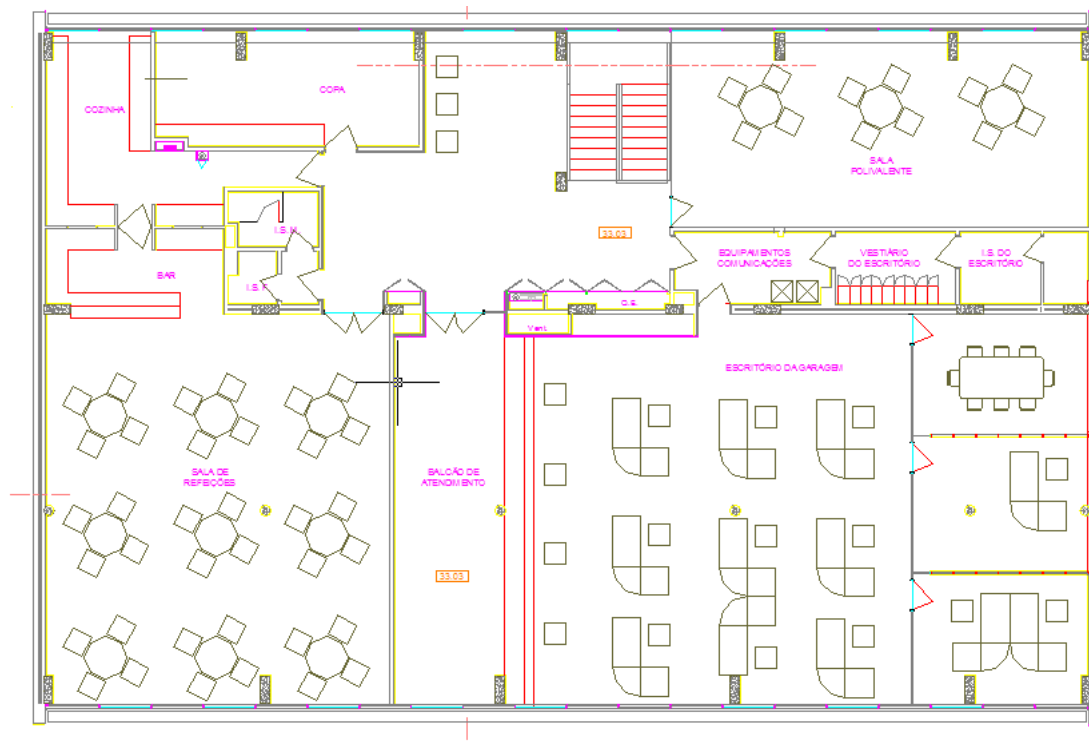
Com o objectivo de proceder à análise estática e dinâmica do edifício, recorreu-se a um programa de cálculo automático (SAP2000), modelando-se para esse efeito a estrutura, tendo por base o projecto de arquitectura.

1-2- Arquitectura do edifício

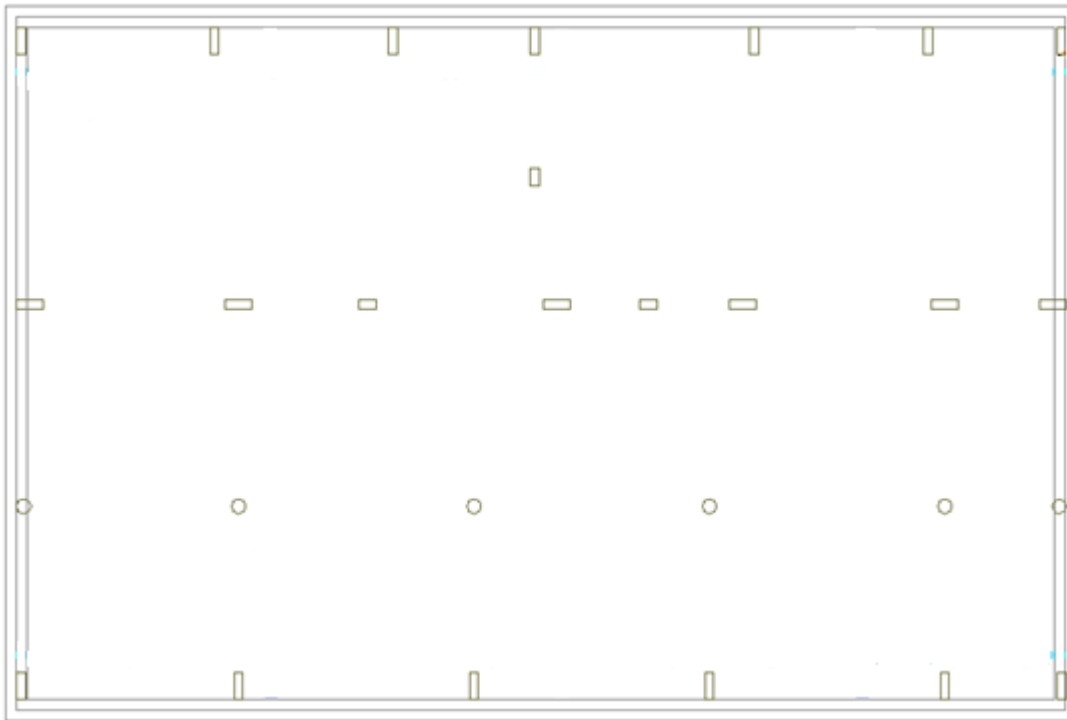
Plantas de Arquitectura



Rc/h



Piso 1



Cobertura

1-3 - Estrutura do Edifício

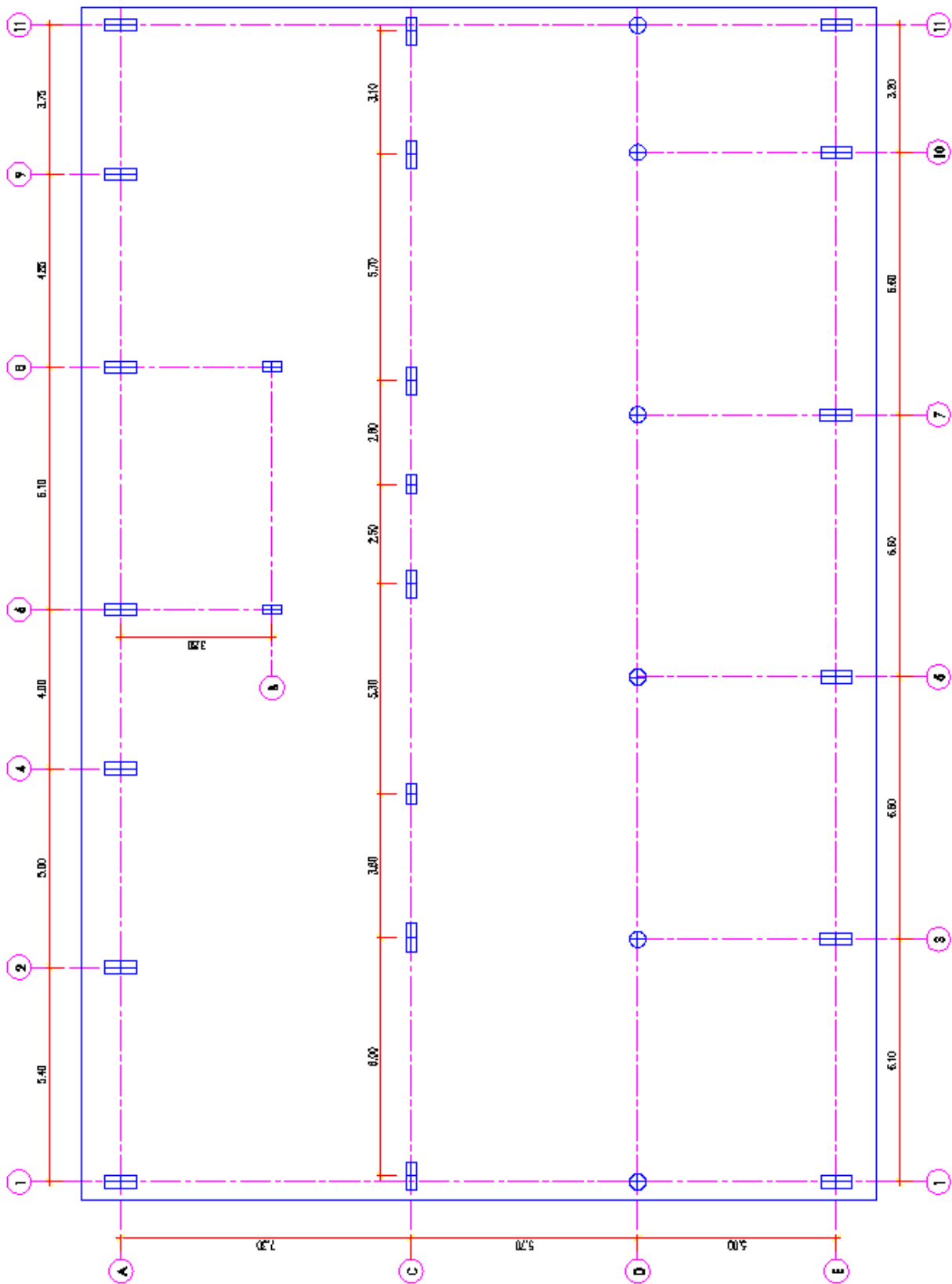
O modelo apresentado refere-se à estrutura de um edifício em betão armado, regular, que se desenvolve com as seguintes dimensões em planta (30x20m), situado na cidade de Lisboa, com uma ocupação essencialmente de serviços, sendo que esta se desenvolve em dois pisos com um pé direito de aproximadamente 3m. A área de implantação é de 600m².

Relativamente à solução estrutural é em betão armado, do presente edifício, esta é caracterizada por uma estrutura em laje fungiforme maciça com espessura 0,25m, apoiada numa malha de pilares que por sua vez descarrega no solo através de uma solução em fundações directas constituídas por sapatas interligadas por vigas de fundação.

Materiais

No presente edifício utilizou-se para os elementos estruturais betão C25/30 e aço A400 NR em todos os elementos de betão armado.

1- 4- Planta do edifício cotada



CAPÍTULO 2 – MODELAÇÃO

2.1- Modelação Estrutural

Com o objectivo de proceder à análise estática e dinâmica do edifício, recorreu-se a um programa de cálculo automático (SAP2000), modelando-se para esse efeito a estrutura, tendo por base o projecto de arquitectura.

Fundações

O sistema de fundações constituído por sapatas interligadas por vigas de fundação foi simulado por apoios verticais, impedindo as translações, mas permitindo as rotações.

Pilares e vigas

Para descrever o comportamento destes elementos estruturais no modelo, definiram-se os mesmos como sendo elementos de barra (frame), os quais são constituídos por um elemento finito de dois nós com seis graus de liberdade cada (três de translação e três de rotação).

P1= 0,30*0,80m

P2= 0,70*0,25m

P3= 0,50*0,25m

P4= 0,25*0,50m

P5= d=0,40m

Vigas de fundação

VF=0,25*0,50m

Lajes

Para modelar as lajes, utilizaram-se elementos de shell (elementos finitos de superfície) com quatro nós de dimensão aproximada de $1,2 \times 1,2 \text{m}^2$, com espessura da laje de 0,25m. Cada nó possui seis graus de liberdade (rotação e translação nas direcções x, y e z).

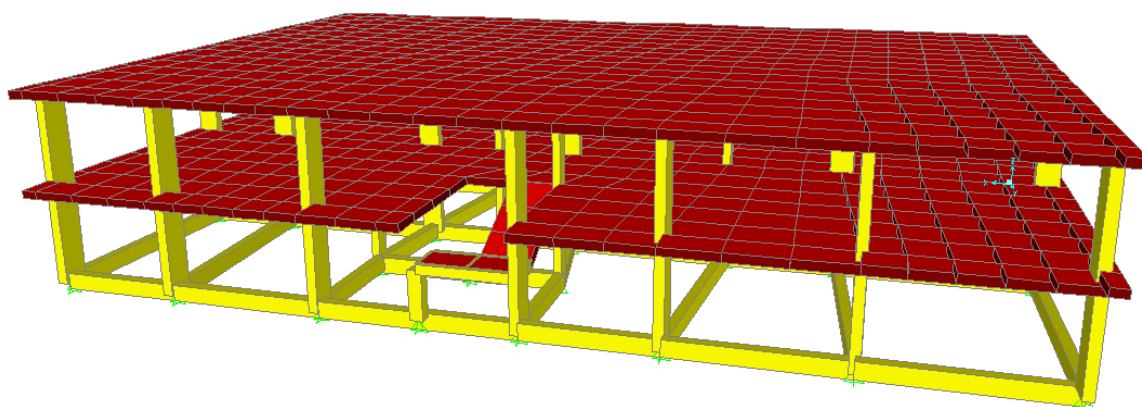


Figura 2.1 Modelo de análise

2.2- Acções Verticais

Para proceder às definições de acções e suas combinações a utilizar no projecto estrutural, utilizou-se o disposto nos Eurocódigos 0, 1 e RSA.

Cargas Permanentes

Estas cargas correspondem ao peso próprio dos elementos estruturais, sendo que para o betão armado, o valor de 25 kN/m^3 como peso volúmico.

Restantes Cargas Permanentes (RCP)	Rsa	Ec 1
Revestimento Cobertura	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Revestimento de pisos	$1,5 \text{ kN/m}^2$	$1,5 \text{ kN/m}^2$
Paredes divisórias	$1,5 \text{ kN/m}^2$	$1,5 \text{ kN/m}^2$
Paredes exteriores vidro	$1,5 \text{ kN/ml}$	$1,5 \text{ kN/ml}$
Paredes exteriores em alvenaria 0,32 de esp	$9,9 \text{ kN/ml}$	$9,9 \text{ kN/ml}$
Paredes exteriores em alvenaria 0,26 de esp	$8,7 \text{ kN/ml}$	$8,7 \text{ kN/ml}$

Quadro (2.1) – Cargas permanentes

Sobrecargas (SC)	RSA	EC 1
Cobertura	1 kN/m^2	1 kN/m^2
Escritório	3 kN/m^2	3 kN/m^2
Bar / Restaurante	4 kN/m^2	3 kN/m^2
Escadas	5 kN/m^2	5 kN/m^2

Quadro (2.2) – Sobrecargas

2.3 - Comparação da acção sísmica EC8 / RSA

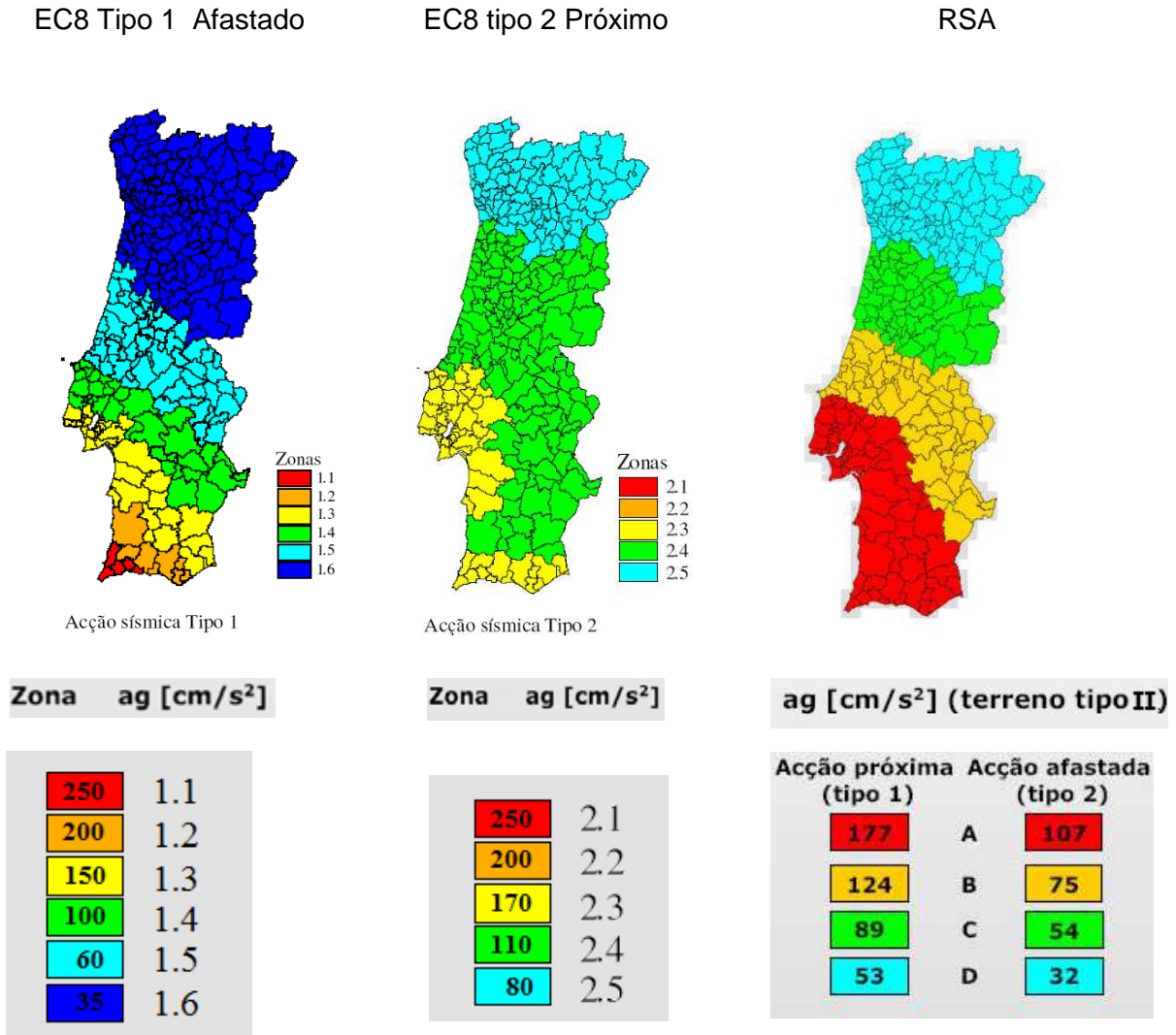


Figura 2.2- Proposta para o zonamento Sísmico Nacional para os dois tipos de Sísmico prescritos no EC8 (Anexo Nacional) e Zonamento Sísmico Preconizado no RSA

Analisando os dois zonamentos, verifica-se que o EC8 propõe zonamentos diferentes, conforme a acção sísmica considerada, o mesmo não se verifica no RSA, em que o zonamento é único e foi elaborado com base apenas na acção sísmica afastada. Relativamente à representação do zonamento, o RSA apresenta a descrição de A a D, em que A representa a zona de maior sismicidade e D a menor. No EC8 essa representação é feita através de uma escala numérica de 1 a 6 para a acção sísmica afastada e de 1 a 3 para a acção sísmica próxima.

As figuras expostas representam os espectros de resposta elástica do RSA e do EC8, para um solo tipo II e c, respectivamente para as acções sísmicas próximas e afastadas.

Espectro de Resposta Horizontal do Rsa

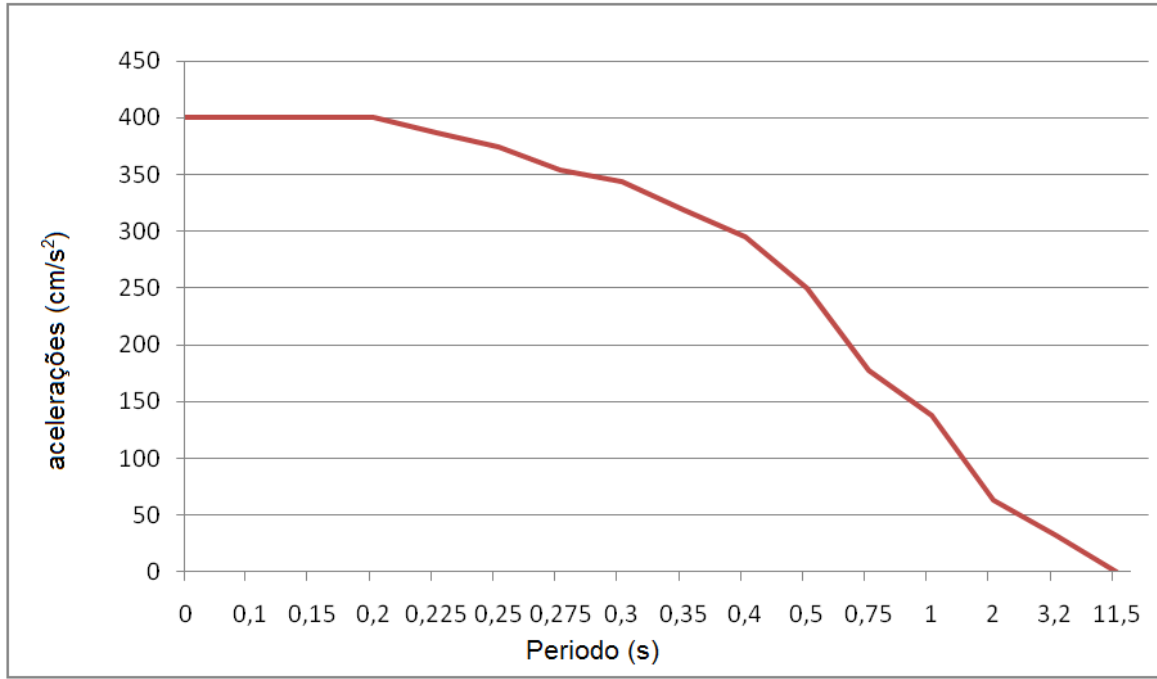


Figura 2-3- Acção sísmica tipo 1 - terreno tipo II

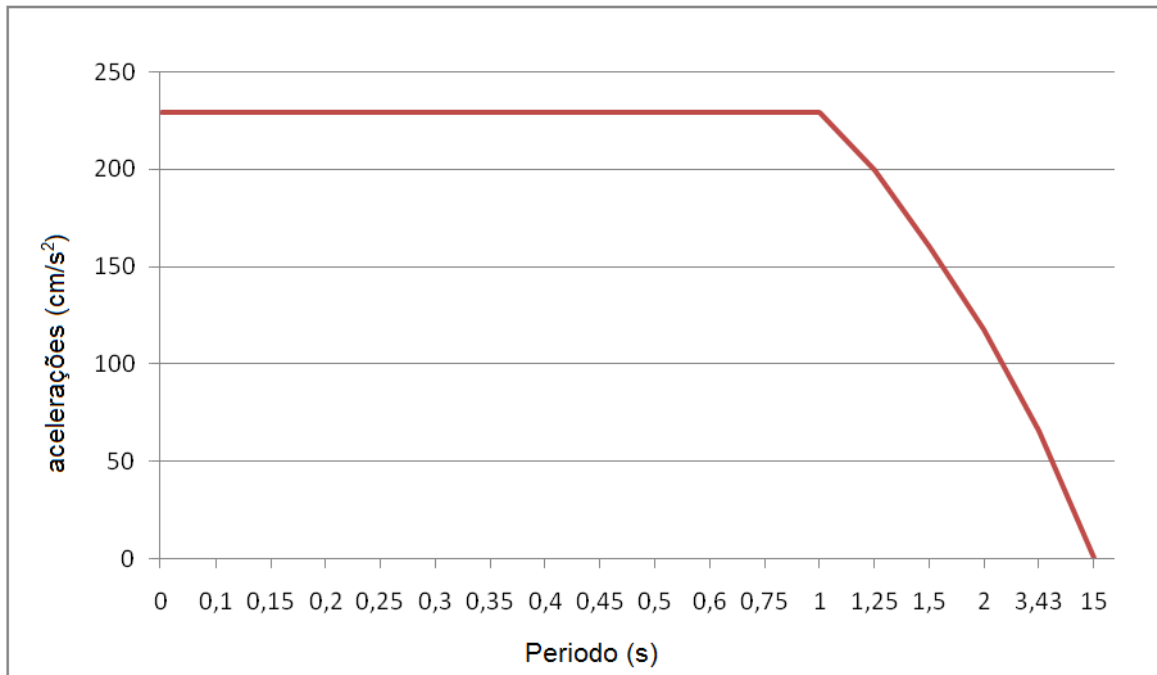


Figura 2.4- Acção sísmica tipo 2 - terreno tipo II

Espetro de Resposta Horizontal do EC8

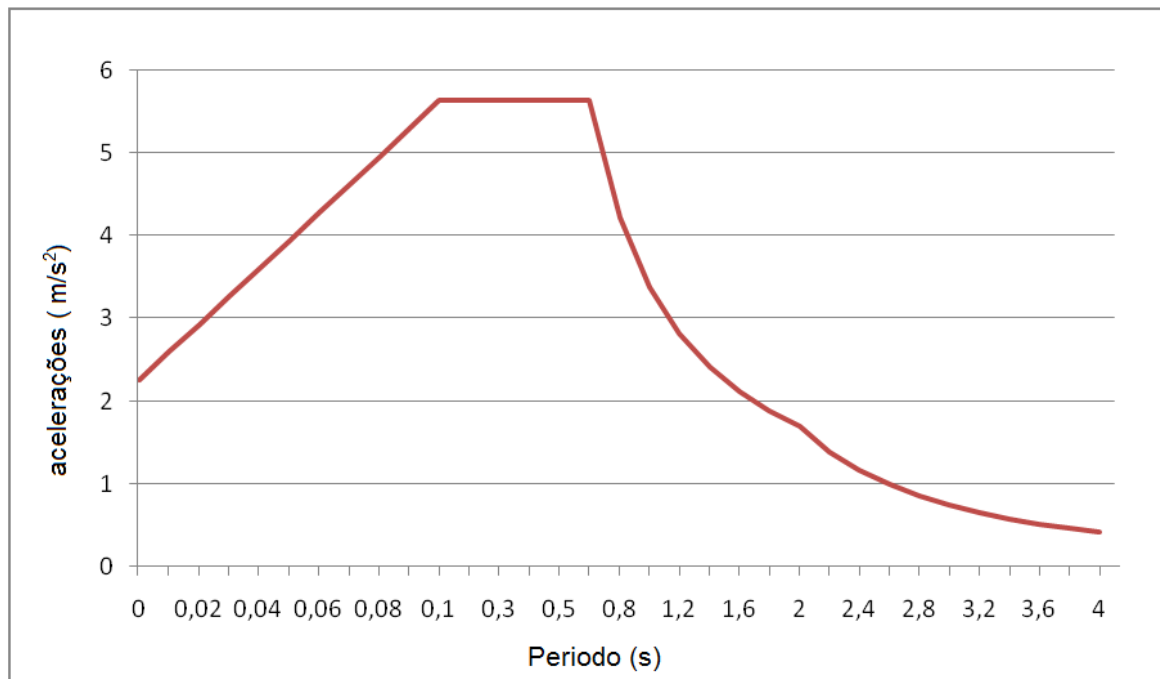


Figura 2.5- Acção sísmica tipo 1.3 - terreno tipo c – coeficiente de importância 1

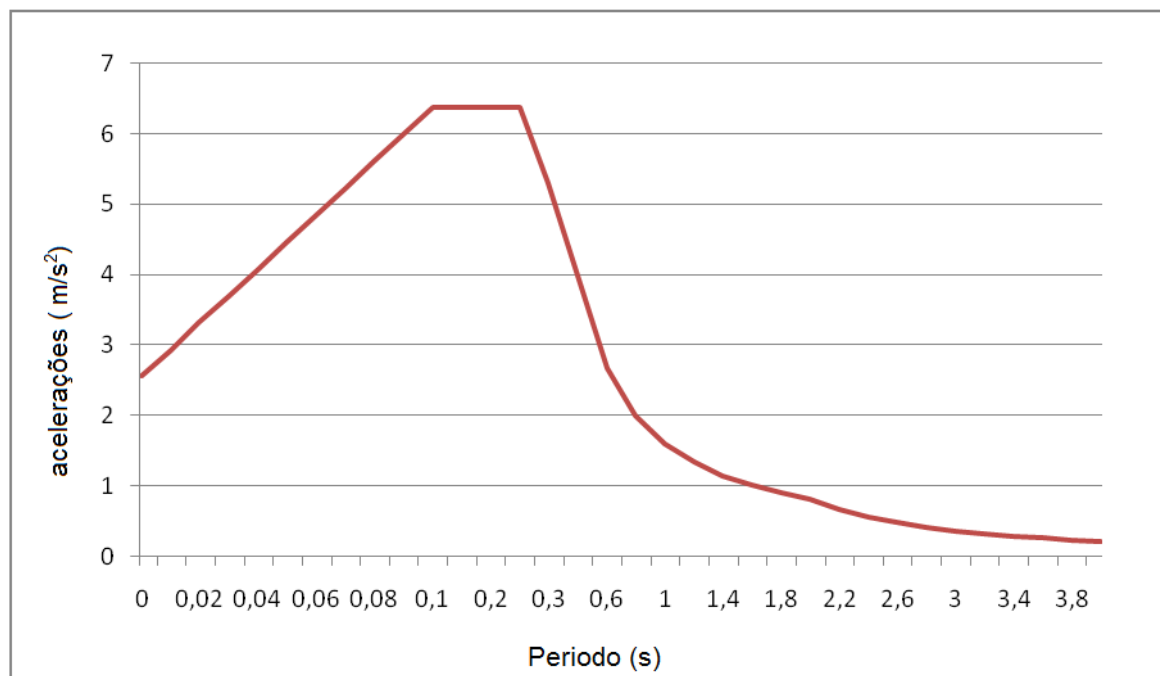


Figura 2.6- Acção sísmica tipo 2.3 - terreno tipo c – coeficiente de importância 1

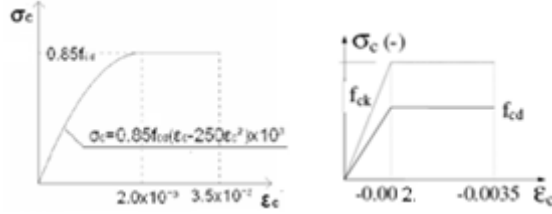
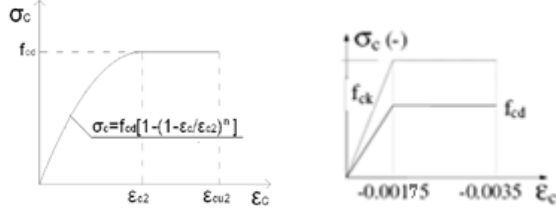
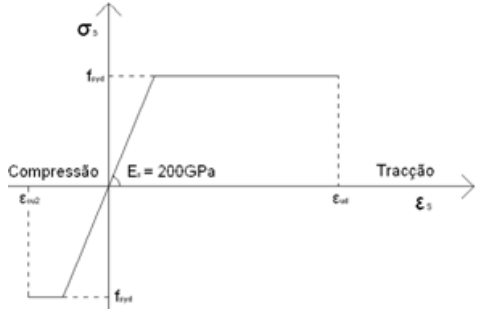
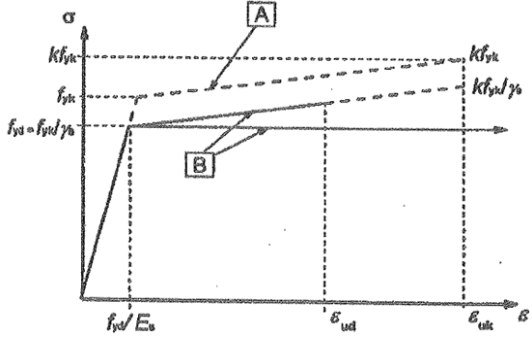
2.4 - Quadro comparativo RSA / REBAP com Eurocódigos: Estados limites últimos e de utilização

RSA / REBAP	EC 0 / 1 / 2 / 8
Combinações de Acções- E. L . Últimos Acção Variável de base : sobrecarga $S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]$	Combinações de Acções- E. L . Últimos Acção Variável de base : sobrecarga $S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]$
Combinações de Acções- E. L . Últimos Acção Variável de base : Acção Sísmica. $S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$	Combinações de Acções- E. L . Últimos Acção Variável de base : Acção Sísmica. $S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ek} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$
Estados Limites de Utilização: deformação e fendilhação. $W_d = \sum_{i=1}^m G_{im} + \Psi_1 \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} Q_{jk}$ deformação - $a_\infty \leq l / 400$ $W_d = \sum_{i=1}^m G_{im} + \Psi_1 \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} Q_{jk}$ fendilhação - $w_k \leq 0,2$ [mm]	Estados Limites de Utilização: deformação, fendilhação, limitação de danos ao sismo. $W_d = \sum_{i=1}^m G_{im} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} Q_{jk}$ deformação - $a_\infty \leq l / 250$ $W_d = \sum_{i=1}^m G_{im} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} Q_{jk}$ fendilhação - $w_k \leq 0,3$ [mm] $S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ek} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$ limitação de danos $dr.v \leq 0.005.h$

Quadro (2.3) – Comparativo de estados limites

Comparando os diferentes regulamentos, conclui-se que relativamente aos estados limites últimos para acção variável base: sobrecarga, as expressões são idênticas apenas variando o valor do ψ , quanto à acção sísmica o EC8 considera o $\gamma_q = 1$ e o RSA / REBAP considera $\gamma_q = 1.5$, para os estados limites de utilização, deformação e fendilhação, o RSA / REBAP é mais conservativo utilizando as combinações frequentes, enquanto o EC0/1 utiliza as combinações quase permanentes e permitindo maiores deformações e abertura de fendas, o EC8 introduz uma nova expressão para verificação da limitação de danos.

2.5 - Comportamento dos materiais

RSA / REBAP	EC 0 / 1 / 2 / 8
<p>Betão</p>  <p>$\alpha_{cc} = 0.85$</p> <p>Simplificado</p>	<p>Betão</p>  <p>$\alpha_{cc} = 1$</p> <p>Simplificado</p>
<p>Aço</p>  <p>$E_s = 200\text{GPa}$</p>	<p>Aço</p> 

Quadro (2.4) – Materiais

Betão

Segundo o REBAP as relações tensões-extensões de cálculo do betão à compressão a considerar para obtenção dos valores de cálculo dos esforços resistentes para a verificação do estado limite último (ELU) de resistência são os indicados na figura, até uma extensão de 2‰ o valor da tensão máxima de cálculo do betão à compressão é dado pela expressão indicada na figura, para extensões superiores e até ao valor máximo de 3,5‰ a tensão máxima deve ser limitada a $0,85f_{cd}$.

No eurocódigo 2 as relações de tensões-extensões de cálculo são definidas pela expressão indicada na figura, que é válida até uma extensão máxima ϵ_{c2} tomando a partir dessa extensão, e até à extensão última ϵ_{cu2} , o valor de f_{cd} .

Assim pode-se concluir que o valor das extensões máximas permitidas variam de acordo com a classe de betão a utilizar e o coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo e consequências desfavoráveis resultantes da aplicação da carga, que afecta a tensão máxima de cálculo, pode tomar o valor unitário, contrariamente ao previsto no REBAP que permite como limite máximo 0,85.

Aço

Segundo o REBAP as relações tensões-extensões de cálculo dos diversos tipos de aço estão limitados, independentemente das classes de aço e betão a ser utilizado, aos valores de 3,5‰ (extensão última do betão) à compressão e 10‰ no caso de se encontrar tracionado.

O EC2 permite relações tensões-extensões de cálculo dos diversos tipos de aço, já considera que as diferentes classes de aço possuem diferentes características à rotura, esta regulamentação permite que os valores das extensões últimas sejam estipuladas pelos fabricantes das armaduras, quando, estas estão à tracção, ou seja, permite a utilização de um ramo superior inclinado, com uma extensão limite de ϵ_{ud} e uma tensão máxima de kf_{yk}/γ_s .

No entanto o ramo superior horizontal continua a ser utilizado sem necessidade de verificação do limite da extensão.

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DE RESULTADOS E CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA.

3.1- Análise Modal

Efectuada a modelação da estrutura, é possível determinar as frequências próprias e modos de vibração da mesma, através do programa de cálculo automático (SAP 2000), por considerar no seu cálculo os valores e vectores próprios do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

Devido ao elevado número de graus de liberdade associados à estrutura, considerou-se uma análise modal com 12 modos de vibração. Dado que este modo de vibração apresenta como somatório para as direcções (x e y) das participações de massa, valores superiores a 98%, conclui-se que este número de modos é suficiente para caracterizar a estrutura.

Modo de Vibração	Período (P) [seg]	Frequências (f) [Hz]
1	0,363	2,77
2	0,320	3,11
3	0,308	3,24
4	0,101	9,85
5	0,094	10,56
6	0,090	11,03
7	0,089	11,11
8	0,085	11,74
9	0,082	12,08
10	0,080	12,48
11	0,079	12,63
12	0,077	12,85

Quadro (3.1) – Períodos e Frequências
(elementos obtidos do programa de cálculo – SAP2000)

Relativamente aos factores de participação de massa, obtiveram-se os seguintes valores:

Modo de Vibração	Ux	Uy	Rz	Σ Ux	Σ Uy	Σ Rz
1	34,10%	6,25%	1,01%	34,10%	6,25%	1,01%
2	22,00%	65,20%	9,39%	56,10%	71,45%	10,40%
3	32,40%	16,81%	77,24%	88,50%	88,27%	87,65%
4	9,60%	0,02%	1,72%	98,11%	88,29%	89,37%
5	0,51%	0,78%	0,00%	98,63%	89,07%	89,37%
6	0,08%	0,75%	1,23%	98,71%	89,83%	90,61%
7	0,02%	0,07%	0,00%	98,73%	89,91%	90,61%
8	0,00%	0,01%	0,00%	98,73%	89,93%	90,61%
9	0,29%	4,94%	0,14%	98,74%	94,87%	90,76%
10	0,00%	0,36%	0,51%	99,03%	95,23%	91,27%
11	0,05%	1,52%	2,65%	99,04%	96,75%	93,93%
12	0,21%	2,17%	4,48%	99,30%	98,93%	98,41%

Quadro (3.2) – Factores de Participação de Massa por modo de Vibração

3.2- Características Dinâmicas

Modo 1

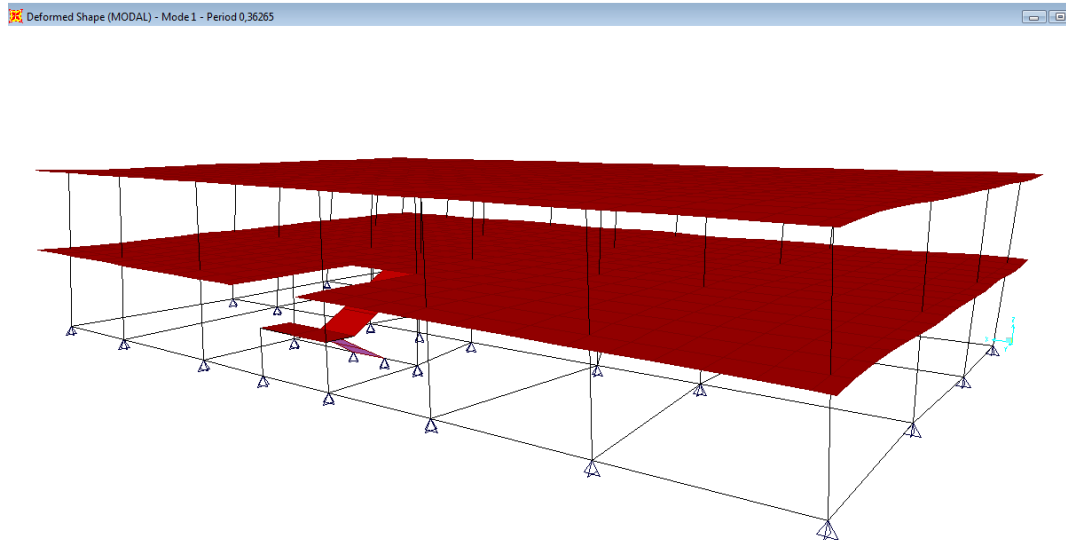


Figura 3.1

Modo 2

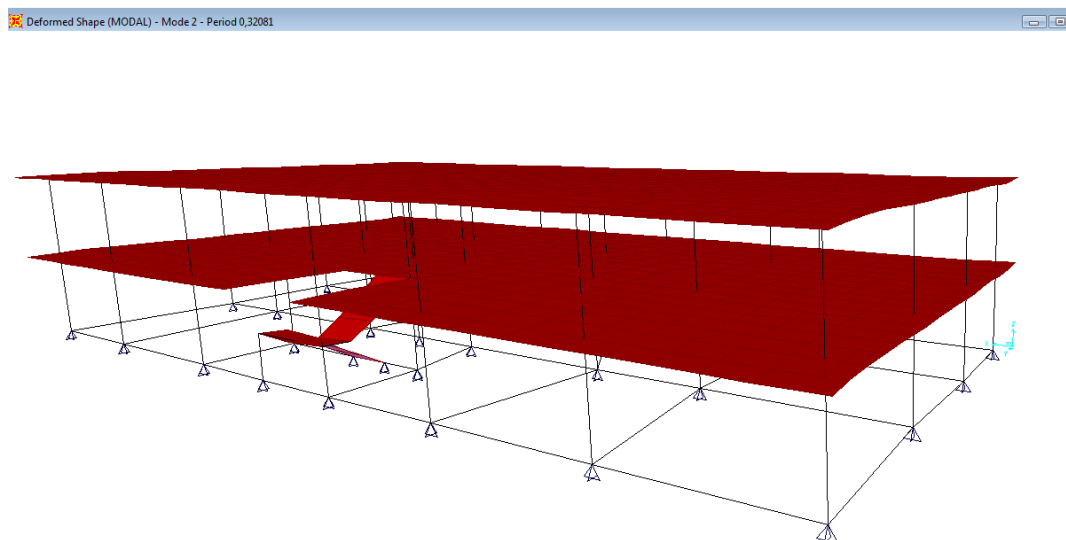


Figura 3.2

Modo 3

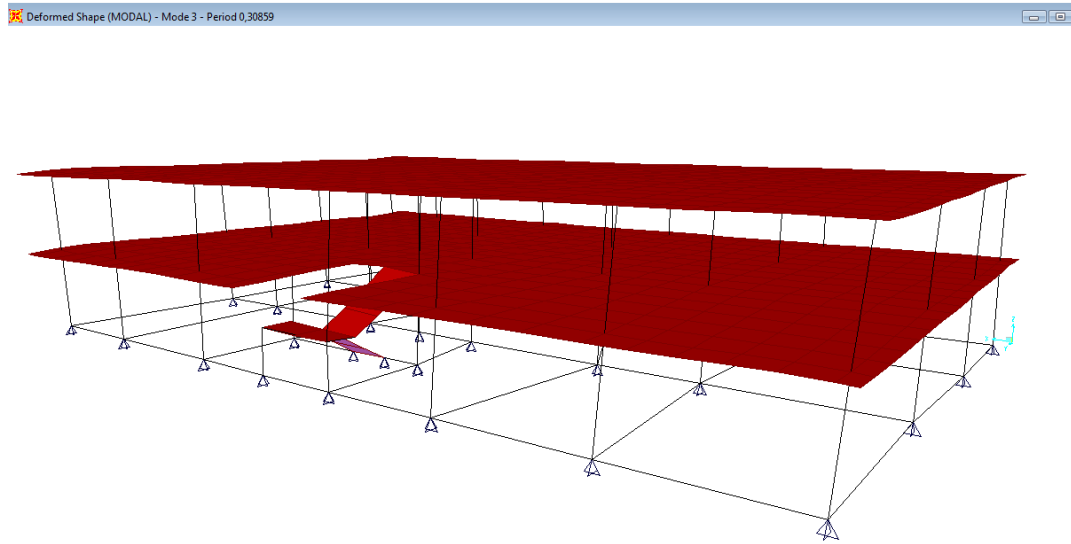


Figura 3.3

Modo 4

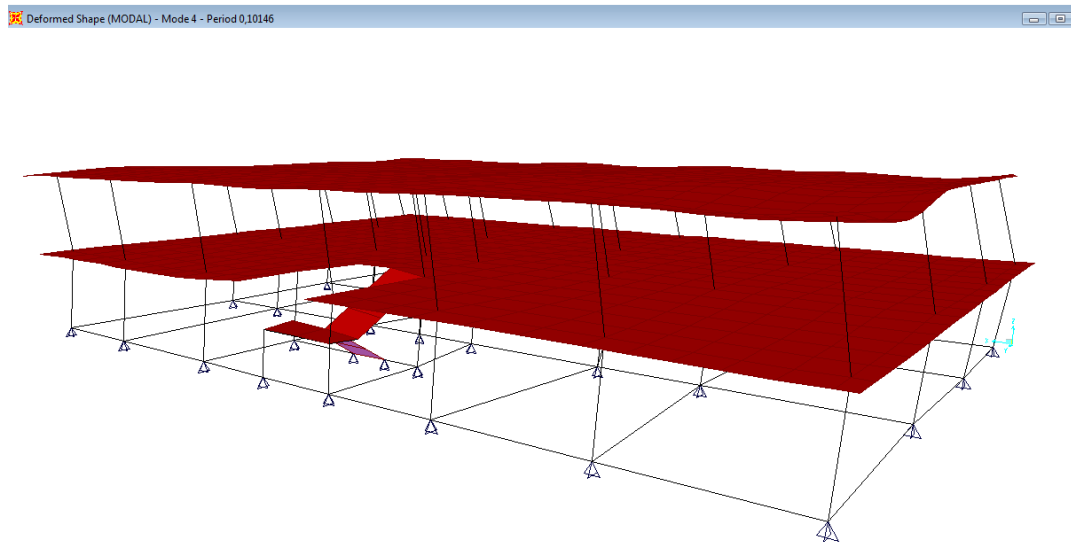


Figura 3.4

Modo 5

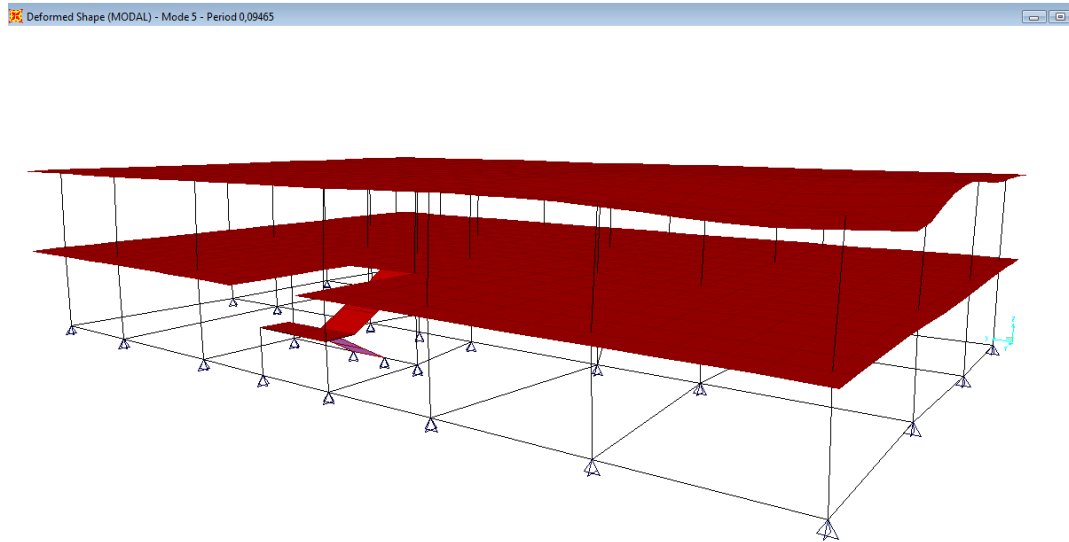


Figura 3.5

3.3 - Coeficiente de Comportamento

Relativamente ao Coeficiente de Comportamento a adoptar para este tipo de estrutura, a regulamentação Nacional prescreve no RSA e REBAP, para uma estrutura de ductilidade normal, um valor de 2,5 para edifícios em pórtico. Relativamente ao EC8, complementado com o anexo Nacional, considera um valor de 1,5 que é o valor para estruturas de baixa ductilidade. De facto o EC8 refere que este tipo de estrutura só deve ser adoptado em zonas de baixa sismicidade pois este sistema estrutural tem um comportamento sísmico ainda não totalmente esclarecido. Conforme indicado no anexo Nacional em 5.1.1.1(2) os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários não estão totalmente abrangidos pelas disposições da EN1998-1. Deste modo e porque Lisboa não se considera uma zona de baixa sismicidade optou-se por associar um coeficiente de comportamentode 1,5 a este tipo de estrutura.

CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO

4.1- Sapatas

Para o dimensionamento e verificação da segurança das sapatas de fundação considerou-se duas verificações a realizar.

Verificação da segurança das tensões no solo de fundação e sapata como elemento estrutural em betão armado.

Para a determinação da tensão, utilizou-se um método simplificado, desprezando a resistência à tracção da ligação entre a sapata e o terreno e admitindo um estado de plastificação do solo, traduzindo-se num diagrama de tensões uniforme aplicado na área activa da secção, que é o modelo válido para uma sapata com um comportamento rígido, considerado neste modelo.

A tensão admissível considerada é 0,15 MPa.

Para verificação da segurança considerou-se a combinação rara de cargas verticais (cp+sob).

Para o cálculo das armaduras utilizou-se o método das bielas, por simular melhor o verdadeiro comportamento da sapata.

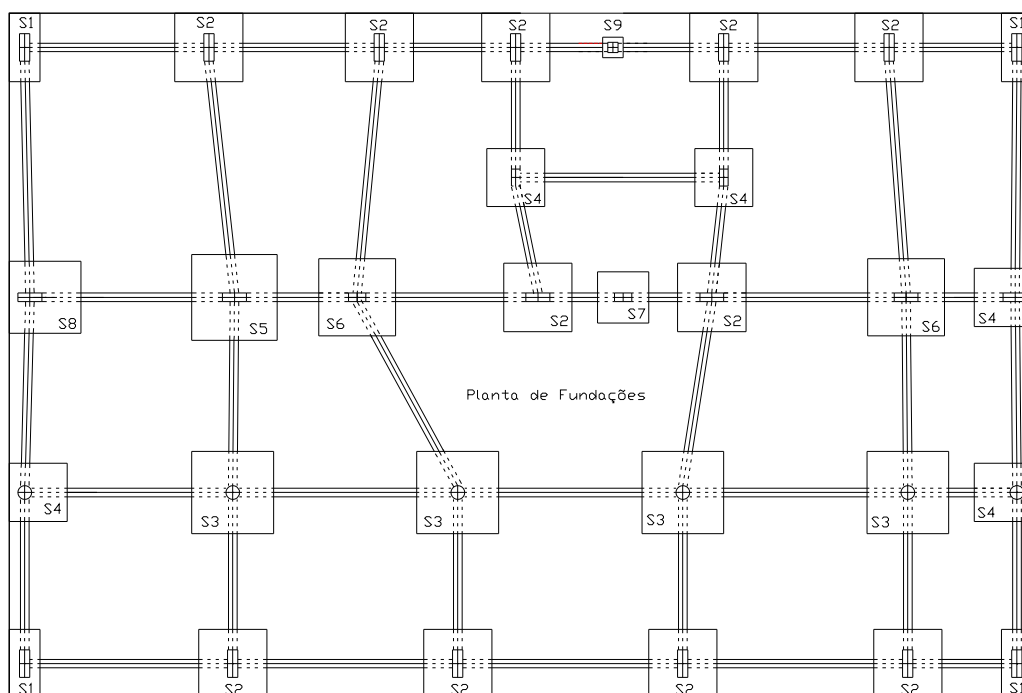


Figura 4.1- Planta de fundações

Mapa de Sapatas					
Sapatas	Dimensões				
	A	B	H	Asxad	Asyad
S1	0.90	2.00	0.40	φ 12//20	φ 12//50
S2	2.00	2.00	0.50	φ 12//15	φ 12//15
S3	2.40	2.40	0.60	φ 12//15	φ 12//15
S4	1.70	1.70	0.50	φ 12//20	φ 12//20
S5	2.50	2.50	0.60	φ 12//15	φ 12//12.5
S6	2.25	2.25	0.60	φ 12//15	φ 12//15
S7	1.50	1.50	0.50	φ 10//20	φ 10//20
S8	2.10	2.10	0.60	φ 12//15	φ 12//15
S9	0.60	0.60	0.40	φ 10//20	φ 10//20

Quadro (4.1) – Quadro de sapatas

4.2 - Pilares

4.2.1- Dimensionamento dos pilares de acordo com REBAP

Procedeu-se ao dimensionamento e análise de cada pilar que compõe a estrutura de acordo com o RSA/ REBAP e EC2.

Para determinar a quantidade de armadura longitudinal de flexão e transversal de esforço transversal, utilizou-se a metodologia preconizada no REBAP artigo 57º e seguintes e 53º para o esforço transversal.

De acordo com o artigo 58º é necessário avaliar os deslocamentos para determinar se a estrutura é de nós móveis ou fixos.

Considera-se que os deslocamentos dos nós são desprezáveis quando os efeitos a eles devidos também o são e que as estruturas são de nós fixos quando for satisfeita a seguinte condição:

$$h_{tot} \sqrt{(\sum N / \sum EI)} \leq \eta$$

sendo $\eta = 0,2 + 0,1n$, para n (número de andares) inferior a 4;

h_{tot} – altura total da estrutura acima das fundações;

$\sum EI$ – soma dos fatores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direcção considerada;

$\sum N$ – soma dos esforços normais ao nível da fundação não multiplicados por coeficientes relativamente à combinação de acções relativas ao estado limite último em consideração;

$$\sum N = 15251 \text{ kN comb (cp+sob);}$$

$$\sum I_x = 0,0803 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y = 0,1859 \text{ m}^4$$

$$E = 30,5 \text{ GPa;}$$

$$h_{\text{tot}} = \sqrt{(15.251,32)/(30500000*0,083)} = 0,473 \geq 0,4 \text{ nós móveis.}$$

$$h_{\text{tot}} = \sqrt{(15.251,32)/(30500000*0,185)} = 0,031 \leq 0,4 \text{ nós fixos.}$$

De acordo com o artigo 58º concluí-se que a estrutura é de nós fixos numa direcção e de nós móveis na outra.

Cálculo da esbelteza de acordo com o artigo 59º:

$$\lambda = l_0 / i$$

l_0 – comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada;

i - raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada;

$$l_0 = \eta l$$

$$i = \sqrt{I / A}$$

$$l_0 = \eta l$$

l – comprimento livre do elemento.

η – factor que depende das condições de ligação do pilar às suas extremidades.

Para pilares de estruturas de nós fixos: menor dos seguintes valores dados por.

$$\eta = 0,7 + 0,05 (\alpha_1 + \alpha_2) \leq 1$$

$$\eta = 0,85 + 0,05 \alpha_{\text{min}} \leq 1$$

Para pilares de estruturas de nós móveis: menor dos seguintes valores dados por.

$$\eta = 1,0 + 0,15 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$\eta = 2,0 + 0,3 \alpha_{\text{min}}$$

α_1 – parâmetro relativo a uma das extremidades do pilar, dado pela relação entre a soma da rigidez de flexão dos pilares que concorrem no nó e a soma da rigidez de flexão das vigas que aí também concorrem;

α_2 – parâmetro idêntico a α_1 , relativo à outra extremidade do pilar;

α_{min} - 0 menor dos valores de α ;

α – somatório da rigidez de flexão dos pilares que concorrem no nó a dividir pelo somatório da rigidez de flexão das vigas que concorrem no nó.

Dispensa da verificação ao estado limite último de encurvadura artigo - 61.4º

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \text{i) } M_{sd} / N_{sd} &\geq 3,5 h && \text{para } \lambda \leq 70 \\ M_{sd} / N_{sd} &\geq 3,5 h \lambda / 70 && \text{para } \lambda \geq 70 \end{aligned}$$

Para estruturas de nós moveis quando $\lambda \leq 35$

Para a secção crítica e na direcção considerada, o valor do momento flector actuante M_{sd} é acrescido pelo valor da seguinte expressão:

$$N_{sd} (e_a + e_2 + e_c)$$

Cálculo da excentricidade adicional - artigo 63º.

Excentricidade acidental $e_a - l_0 / 300 \geq 2 \text{ cm}$

Excentricidade de 2ª ordem $e_2 - (1 / r) l_0^2 / 10$ com $1 / r = 5 / h * 10^{-3}$

$$\text{e } \eta = 0,4x f_{cd} x A_c / N_{sd} \leq 1,0$$

Excentricidade de fluência e_c pode deixar de ser considerada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

$$M_{sd} / N_{sd} \geq 2,0 h \quad \lambda \leq 70$$

Esforço transversal

Relativamente à armadura de esforço transversal, foi calculada considerando o máximo esforço de corte no pilar, considerando a contribuição não só das armaduras como também a do betão, de acordo com o descrito no artigo 53º do REBAP. Na adopção das armaduras considerou-se uma inclinação de $\alpha = 90^\circ$ das mesmas com o eixo dos pilares, cujo espaçamento máximo é definido no artigo 122º do mesmo regulamento.

Calculo de Armaduras de Pilares considerando o Estado limite último de encurvadura.(REBAP)

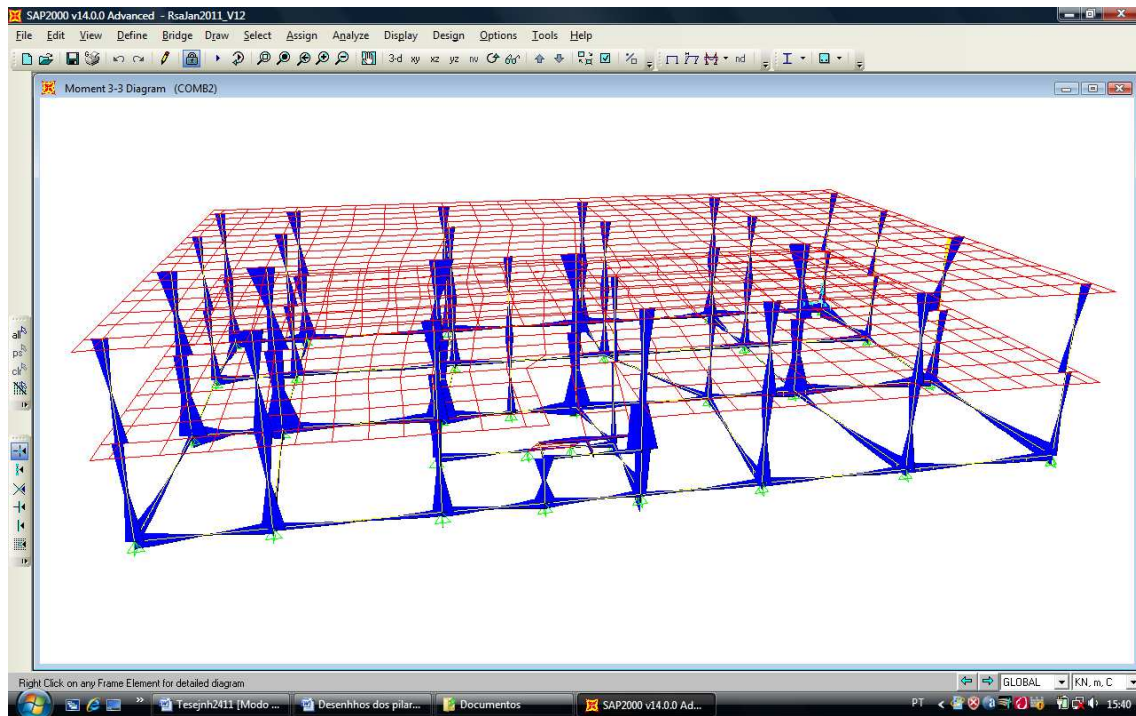


Figura 4.2- Planta de pilares

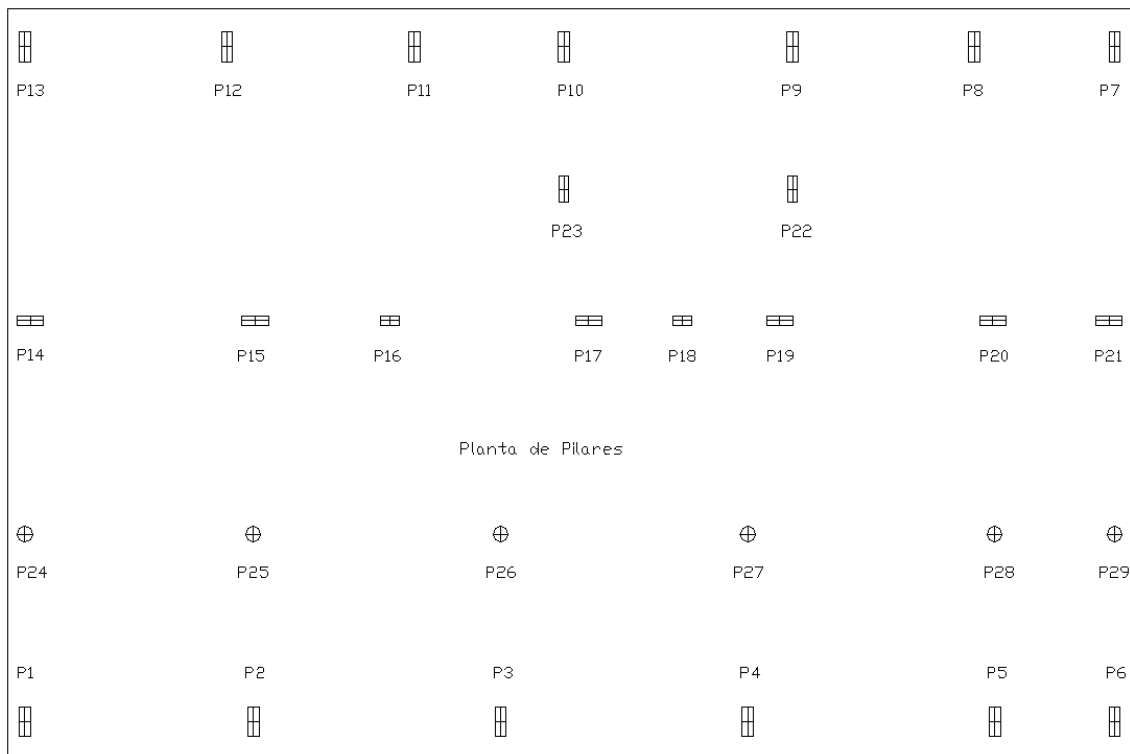


Figura 4.3- Planta de pilares

Elem	P1	Nsd	M2	M3	Aaço	Msd2corr	Msd3corr	Aaço cor	Aaço adt	φ	kg
39	Sup	77,53	106,94	80,6	20,84	109,81	84,52	18,428	24,13	12φ16	170,424
580	inf	235,47	114,23	-60,03	15,31	122,98	72,88	19,579	24,13	12φ16	
Elem	P2										
124	Sup	186,36	150,79	-61,51	18,49	157,51	71,05	16,124	24,13	12φ16	170,424
581	inf	444,97	94,7	75,35	10,61	111,19	100,02	23,034	24,13	12φ16	
Elem	P3										
127	Sup	183,41	142,14	-57,63	17,57	148,73	67,14	19,579	20,61	4φ20+4φ16	144,864
582	inf	436,41	80,01	72,21	7,95	96,17	96,77	13,821	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P4										
128	Sup	192,28	147,55	53,9	17,04	154,46	63,87	16,124	20,61	4φ20+4φ16	144,864
584	inf	467,53	58,24	50,73	7,2	75,56	77,04	9,214	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P5										
130	Sup	128,34	131,59	-84,01	20,88	136,35	90,11	24,186	24,13	12φ16	170,424
586	inf	299,79	92,83	91,25	19,55	103,94	106,44	17,276	24,13	12φ16	
Elem	P6										
129	Sup	20,81	83,21	-55,85	18,81	83,98	56,76	11,517	24,13	12φ16	170,424
133	inf	99,11	-100,21	68,83	19,45	104,5	73,34	23,034	24,13	12φ16	
Elem	P7										
625	Sup	63,05	-113,83	-60,2	19,19	116,16	62,89	17,276	20,61	4φ20+4φ16	144,864
600	inf	211,36	-83,58	51,44	11,21	91,41	61,08	14,972	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P8										
624	Sup	163,07	-161,53	-65,41	19,68	167,57	72,54	16,124	20,61	4φ20+4φ16	144,864
601	inf	368,93	-74,86	65,06	7,94	88,53	82,41	11,517	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P9										
134	Sup	199,82	-153,9	-61,41	7,98	161,3	70,86	17,276	20,61	4φ20+4φ16	144,864
602	inf	368,07	93,8	63,03	17,74	107,52	82,12	11,517	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P10										
622	Sup	97,87	-108,35	55,55	17,74	111,86	60,16	17,276	20,61	4φ20+4φ16	72,432
603	inf	-91,08	253,27	45,11	29,51	250,46	49,71	27,641	32,17	16φ16	113,616
Elem	P11										
621	Sup	136,32	-145,52	-65,58	19,52	150,57	71,59	21,883	20,61	4φ20+4φ16	144,864
604	inf	367,13	26,12	41,28	7,2	39,72	58,75	6,91	20,61	4φ20+4φ16	

Elem	P12										
620	Sup	210,3	-187,58	-66,3	20,06	195,37	58,75	16,124	20,61	4φ20+4φ16	144,864
605	inf	506,41	28,03	41,49	7,2	46,8	75,82	4,607	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P13										
619	Sup	103,76	-122,38	80,3	20,73	126,22	85,03	23,034	24,13	12φ16	170,424
577	inf	312,34	39,74	17,84	7,2	51,31	33,45	4,607	24,13	12φ16	
Elem	P14										
626	Sup	192,52	67,94	153,74	24,91	72,6	161,78	24,354	25,13	8φ20	176,112
578	inf	511,55	66,78	-73,44	11,46	79,28	105,05	19,315	25,13	8φ20	
Elem	P15										
627	Sup	316,36	62,57	-130,71	16,44	70,18	142,78	22,675	24,13	12φ16	170,424
593	inf	711,54	55,41	117,6	7,94	72,8	153,82	23,514	24,13	12φ16	
Elem	P16										
628	Sup	235,07	90,24	34,9	14,02	96,24	43,02	20,995	24,13	12φ16	170,424
594	inf	538,63	81,16	-35,19	7,89	95,09	55,82	19,795	24,13	12φ16	
Elem	P17										
629	Sup	159,4	81,16	-109,61	14,18	48,86	115,59	15,956	16,08	8φ16	176,112
595	inf	358,7	-45,04	112,75	7,01	41,42	129,14	8,398	16,08	8φ16	
Elem	P18										
630	Sup	123,93	73,25	31,01	11,93	76,44	35,06	18,596	20,61	4φ20+4φ16	144,864
599	inf	233,68	-18,65	34,67	7,71	24,66	42,96	7,798	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P19										
631	Sup	274,84	45,28	130,37	14,64	51,87	140,29	16,796	20,61	4φ20+4φ16	144,864
598	inf	507,96	-42,76	-117,39	6,98	55,11	141,13	15,116	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P20										
632	Sup	267,01	60,38	-134,24	17,87	66,82	144,07	15,956	20,61	4φ20+4φ16	144,864
597	inf	569,86	53,49	137,13	12,74	67,41	163,81	21,835	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P21										
633	Sup	76,47	60,26	-98,28	18,73	62,14	100,07	20,155	20,61	4φ20+4φ16	144,864
596	inf	251,77	58,58	96,01	14,89	64,73	106,15	17,636	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P22										
607	inf	195,92	-104,64	-28,78	15,79	111,68	38,01	35,991	37,7	12φ20	132,084
Elem	P23										

135	Sup	190,01	88,7	-27,93	11,96	95,22	37,31	28,793	32,2	4φ25+4φ20	226,764
606	inf	99,03	-81,49	25,08	12,12	85,04	29,74	27,593	32,2	4φ25+4φ20	
Elem	P24										
639	Sup	123,22	63,45	76,8	21,9	66,85	81,37	19,901	24,13	12φ16	170,424
579	inf	336,07	80,48	-45,79	15,49	89,95	59,14	15,076	24,13	12φ16	
Elem	P25										
131	Sup	292,04	63,15	-48,32	11,26	71,32	59,2	12,854	16,08	8φ16	176,112
592	inf	664,16	68,47	49,67	9,16	87,2	76,26	16,282	16,08	8φ16	
Elem	P26										
637	Sup	299,52	59,66	-43,48	10,59	67,73	54,69	10,854	16,08	8φ16	176,112
591	inf	669,87	58,95	50,75	6,65	78,84	77,78	16,282	16,08	8φ16	
Elem	P27										
636	Sup	294,36	57,72	44,67	10,54	65,65	55,69	10,854	16,08	8φ16	176,112
590	inf	674,03	58,99	-46,46	5,23	78,01	73,65	15,076	16,08	8φ16	
Elem	P28										
635	Sup	219,63	62,12	-65,59	18,3	68,09	75,53	15,076	20,61	4φ20+4φ16	144,864
589	inf	499,45	67,29	61,55	11,35	81,37	80,64	15,679	20,61	4φ20+4φ16	
Elem	P29										
634	Sup	45,61	55,24	-49,59	17,35	56,54	51,18	15,679	20,61	4φ20+4φ16	144,864
588	inf	150,68	70,4	46,9	17,33	74,65	52,36	13,87	20,61	4φ20+4φ16	
											4672,08

P1	Nsd	Msd2corr	Msd3corr	a	b	v	h	μ_x	h	μ_y	η	ω	As cm ²
Sup	77,53	109,81	84,52	0,3	0,8	0,0193	0,77	0,0356	0,27	0,0781	2,195	0,16	18,428
Inf	235,47	122,98	72,88	0,3	0,8	0,0588	0,77	0,0398	0,27	0,0673	1,690	0,17	19,579
P2													
Sup	186,36	157,51	71,05	0,3	0,8	0,0465	0,77	0,0510	0,27	0,0657	1,286	0,14	16,124
Inf	444,97	111,19	100,02	0,3	0,8	0,1110	0,77	0,0360	0,27	0,0924	2,565	0,2	23,034
P3													
Sup	183,41	148,73	67,14	0,3	0,8	0,0458	0,77	0,0482	0,27	0,0620	1,287	0,17	19,579
Inf	436,41	96,17	96,77	0,3	0,8	0,1089	0,77	0,0312	0,27	0,0894	2,870	0,12	13,821
P4													
Sup	192,28	154,46	63,87	0,3	0,8	0,0480	0,77	0,0500	0,27	0,0590	1,179	0,14	16,124
Inf	467,53	75,56	77,04	0,3	0,8	0,1166	0,77	0,0245	0,27	0,0712	2,908	0,08	9,214
P5													
Sup	128,34	136,35	90,11	0,3	0,8	0,0320	0,77	0,0442	0,27	0,0833	1,885	0,21	24,186
Inf	299,79	103,94	106,44	0,3	0,8	0,0748	0,77	0,0337	0,27	0,0984	2,920	0,15	17,276
P6													
Sup	20,81	83,98	56,76	0,3	0,8	0,0052	0,77	0,0272	0,27	0,0525	1,927	0,1	11,517
Inf	99,11	104,5	73,34	0,3	0,8	0,0247	0,77	0,0339	0,27	0,0678	2,001	0,2	23,034
P7													
Sup	63,05	116,16	62,89	0,3	0,8	0,0157	0,77	0,0376	0,27	0,0581	1,544	0,15	17,276
Inf	211,36	91,41	61,08	0,3	0,8	0,0527	0,77	0,0296	0,27	0,0564	1,906	0,13	14,972
P8													
Sup	163,07	167,57	72,54	0,3	0,8	0,0407	0,77	0,0543	0,27	0,0670	1,235	0,14	16,124
Inf	368,93	88,53	82,41	0,3	0,8	0,0920	0,77	0,0287	0,27	0,0762	2,655	0,1	11,517
P9													
Sup	199,82	161,3	70,86	0,3	0,8	0,0499	0,77	0,0523	0,27	0,0655	1,253	0,15	17,276
Inf	368,07	107,52	82,12	0,3	0,8	0,0918	0,77	0,0348	0,27	0,0759	2,178	0,1	11,517
P10													
Sup	97,87	111,86	60,16	0,3	0,8	0,0244	0,77	0,0362	0,27	0,0556	1,534	0,15	17,276
Inf	91,08	250,46	49,71	0,3	0,8	0,0227	0,77	0,0812	0,27	0,0459	0,566	0,24	27,641

P11													
Sup	136,32	150,57	71,59	0,3	0,8	0,0340	0,77	0,0488	0,27	0,0662	1,356	0,19	21,883
Inf	367,13	39,72	58,75	0,3	0,8	0,0916	0,77	0,0129	0,27	0,0543	4,218	0,06	6,910
P12													
Sup	210,3	195,37	58,75	0,3	0,8	0,0525	0,77	0,0633	0,27	0,0543	0,858	0,14	16,124
Inf	506,41	46,8	75,82	0,3	0,8	0,1263	0,77	0,0152	0,27	0,0701	4,620	0,04	4,607
P13													
Sup	103,76	126,22	85,03	0,3	0,8	0,0259	0,77	0,0409	0,27	0,0786	1,921	0,2	23,034
Inf	312,34	51,31	33,45	0,3	0,8	0,0779	0,77	0,0166	0,27	0,0309	1,859	0,04	4,607
P14													
Sup	192,52	72,6	161,78	0,7	0,25	0,0659	0,67	0,0826	0,22	0,1129	1,367	0,29	24,354
Inf	511,55	79,28	105,05	0,7	0,25	0,1750	0,67	0,0536	0,22	0,1233	2,298	0,23	19,315
P15													
Sup	316,36	70,18	142,78	0,7	0,25	0,1082	0,67	0,0729	0,22	0,1092	1,497	0,27	22,675
Inf	711,54	72,8	153,82	0,7	0,25	0,2435	0,67	0,0786	0,22	0,1132	1,441	0,28	23,514
P16													
Sup	235,07	96,24	43,02	0,5	0,25	0,1126	0,47	0,0438	0,22	0,2096	4,779	0,35	20,995
Inf	538,63	95,09	55,82	0,5	0,25	0,2580	0,47	0,0569	0,22	0,2071	3,639	0,33	19,795
P17													
Sup	159,4	48,86	115,59	0,7	0,25	0,0545	0,67	0,0590	0,22	0,0760	1,287	0,19	15,956
Inf	358,7	41,42	129,14	0,7	0,25	0,1227	0,67	0,0660	0,22	0,0644	0,977	0,1	8,398
P18													
Sup	123,93	76,44	35,06	0,5	0,25	0,0594	0,47	0,0357	0,22	0,1664	4,658	0,31	18,596
Inf	233,68	24,66	42,96	0,5	0,25	0,1119	0,47	0,0438	0,22	0,0537	1,226	0,13	7,798
P19													
Sup	274,84	51,87	140,29	0,7	0,25	0,0940	0,67	0,0716	0,22	0,0807	1,126	0,2	16,796
Inf	507,96	55,11	141,13	0,7	0,25	0,1738	0,67	0,0721	0,22	0,0857	1,189	0,18	15,116
P20													
Sup	267,01	66,82	144,07	0,7	0,25	0,0914	0,67	0,0736	0,22	0,1039	1,412	0,19	15,956
Inf	569,86	67,41	163,81	0,7	0,25	0,1950	0,67	0,0837	0,22	0,1048	1,253	0,26	21,835
P21													
Sup	76,47	62,14	100,07	0,7	0,25	0,0262	0,67	0,0511	0,22	0,0966	1,891	0,24	20,155
Inf	251,77	64,73	106,15	0,7	0,25	0,0861	0,67	0,0542	0,22	0,1007	1,857	0,21	17,636

P22													
Inf	195,92	111,68	38,01	0,25	0,5	0,0939	0,22	0,2432	0,47	0,0387	0,159	0,6	35,991
P23													
Sup	190,01	95,22	37,31	0,25	0,5	0,0910	0,22	0,2073	0,47	0,0380	0,183	0,48	28,793
Inf	99,03	85,04	29,74	0,25	0,5	0,0474	0,22	0,1852	0,47	0,0303	0,164	0,46	27,593
P24				Mrd	r	e	v	e/2r	μ_x	ω	As cm ²		
Sup	123,22	66,85	81,37	105,31	0,2	0,8546	0,0587	2,137	0,1255	0,33	19,900		
Inf	336,07	89,95	59,14	107,65	0,2	0,3203	0,1601	0,801	0,1282	0,25	15,076		
P25													
Sup	292,04	71,32	59,2	92,69	0,2	0,3174	0,1392	0,793	0,1104	0,2	12,060		
Inf	664,16	87,2	76,26	115,84	0,2	0,1744	0,3165	0,436	0,1380	0,27	16,282		
P26													
Sup	299,52	67,73	54,69	87,05	0,2	0,2906	0,1427	0,727	0,1037	0,18	10,854		
Inf	669,87	78,84	77,78	110,75	0,2	0,1653	0,3192	0,413	0,1319	0,27	16,282		
P27													
Sup	294,36	65,65	55,69	86,09	0,2	0,2925	0,1403	0,731	0,1026	0,18	10,854		
Inf	674,03	78,01	73,65	107,28	0,2	0,1592	0,3212	0,398	0,1278	0,25	15,076		
P28													
Sup	219,63	68,09	75,53	101,69	0,2	0,4630	0,1047	1,158	0,1211	0,25	15,076		
Inf	499,45	81,37	80,64	114,56	0,2	0,2294	0,2380	0,573	0,1365	0,26	15,679		
P29													
Sup	45,61	56,54	51,18	76,26	0,2	1,6721	0,0217	4,180	0,0909	0,26	15,679		
Inf	150,68	74,65	52,36	91,18	0,2	0,6051	0,0718	1,513	0,1086	0,23	13,870		

4.2.2- Dimensionamento dos Pilares de Acordo com EC2.

O EC2 propõe dois métodos simplificados, designados por método da rigidez nominal e por método da curvatura nominal, sendo que no presente trabalho foi considerado o método da rigidez nominal.

No método da rigidez nominal os efeitos de segunda ordem são estimados recorrendo a um conceito de rigidez reduzida, com o objectivo de simular a influência da não linearidade física no comportamento do betão armado. Pretendendo-se assim, de forma simplificada, considerar os efeitos da fendilhação, plastificação e fluência, características do comportamento do betão armado.

De acordo com o ponto 5.8.7.1 do EC2, numa análise de segunda ordem baseada na rigidez, devem utilizar-se valores nominais da rigidez de flexão considerando os efeitos da fendilhação e fluência devido à não linearidade do comportamento dos materiais, o que se aplica igualmente aos elementos estruturais adjacentes que intervêm na análise, bem como a interacção entre o terreno e a estrutura, sempre que se considere relevante. Para estimar a rigidez nominal de elementos comprimidos de qualquer secção transversal, considerando a homogeneização aço betão, pode ser utilizada a seguinte expressão:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (5.21-EN 1992-1)$$

Em que:

E_{cd} - valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão,

I_c - momento de inércia da secção transversal de betão;

E_s - valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s - momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área de betão;

K_c - coeficiente que tem em conta os efeitos da fendilhação, da fluência;

K_s - factor que tem em consideração a contribuição das armaduras.

Podem ser utilizados os coeficientes da seguinte expressão, desde que a percentagem de armaduras seja superior a 0,2% ($\rho \geq 0,002$):

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22 -EN 1992-1)$$

em que :

ρ - taxa geométrica de armaduras, A_s / A_c

A_s - área das armaduras

A_c - área da secção transversal do betão

φ_{ef} - coeficiente de fluência efectivo ver 5.8.4;

k_1 - coeficiente que depende da classe de resistência do betão

k_2 - coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}} / 20 \quad (\text{Mpa}) \quad (5.23\text{--EN 1992-1})$$

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \quad (5.24\text{--EN 1992-1})$$

Em que:

n esforço normal reduzido, $N_{sd} / (A_c \cdot f_{cd})$

λ - coeficiente de esbelteza

Se o coeficiente de esbelteza λ não for conhecido, então k_2 pode ser tomado como:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25\text{--EN 1992-1})$$

Como alternativa e desde que $\rho \geq 0,01$ podem ser considerados os seguintes valores:

$$k_s = 0$$

$$k_c = 0,30 / (1 + 0,5 \varphi_{ef}) \quad (5.26\text{--EN 1992-1})$$

Nas estruturas hiperstáticas deverão ser considerados os efeitos desfavoráveis da fendilhação dos elementos adjacentes. Para estes casos as expressões (5.21 a 5.26) não se aplicam a esses elementos, podendo, no entanto admitir-se fendilhações parciais.

Nestes casos a rigidez deve ser considerada no módulo de elasticidade efectivo do betão:

$$E_{cd,ef} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27\text{--EN 1992-1})$$

Em que:

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

φ_{ef} coeficiente efectivo de fluência, (pode utilizar-se o mesmo valor do pilar).

O momento de cálculo final, incluindo o momento de segunda ordem, pode ser quantificado através de uma majoração do valor do momento flector obtido através de uma análise linear,

$$M_{Ed} = M_{0Ed} [1 + \beta / (N_B/N_{Ed}) - 1] \quad (5.26-EN 1992-1)$$

Em que :

M_{0Ed} momento de primeira ordem;

β coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira ordem e de segunda ordem;

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;

N_B carga de encurvadura baseada na rigidez nominal.

Esforço transversal

Relativamente à armadura de esforço transversal, foi calculada considerando o máximo esforço de corte no pilar, considerando a contribuição não só das armaduras como também a do betão, de acordo com o descrito no ponto 6.2 do EC2. Na adopção das armaduras considerou-se uma inclinação de $\alpha = 90^\circ$ das mesmas com o eixo dos pilares, cujo espaçamento máximo é definido no ponto 9.5.3 do EC2.

Dimensionamento dos Pilares de Acordo com EC2.

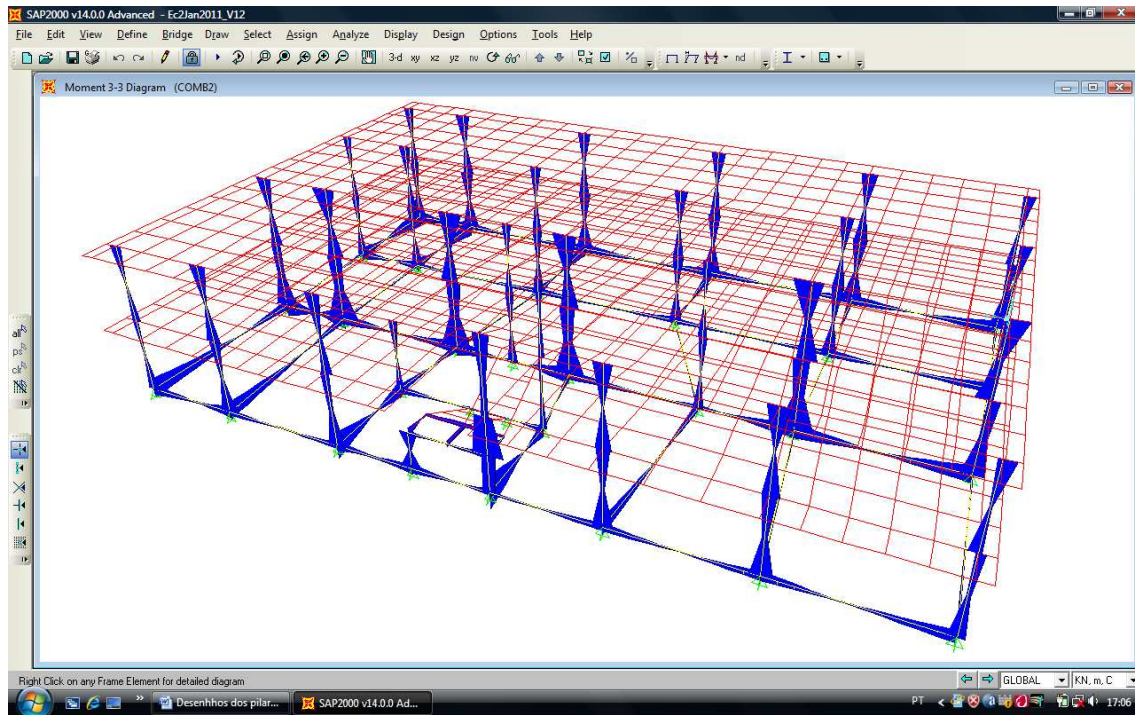


Figura 4.4- Planta de pilares

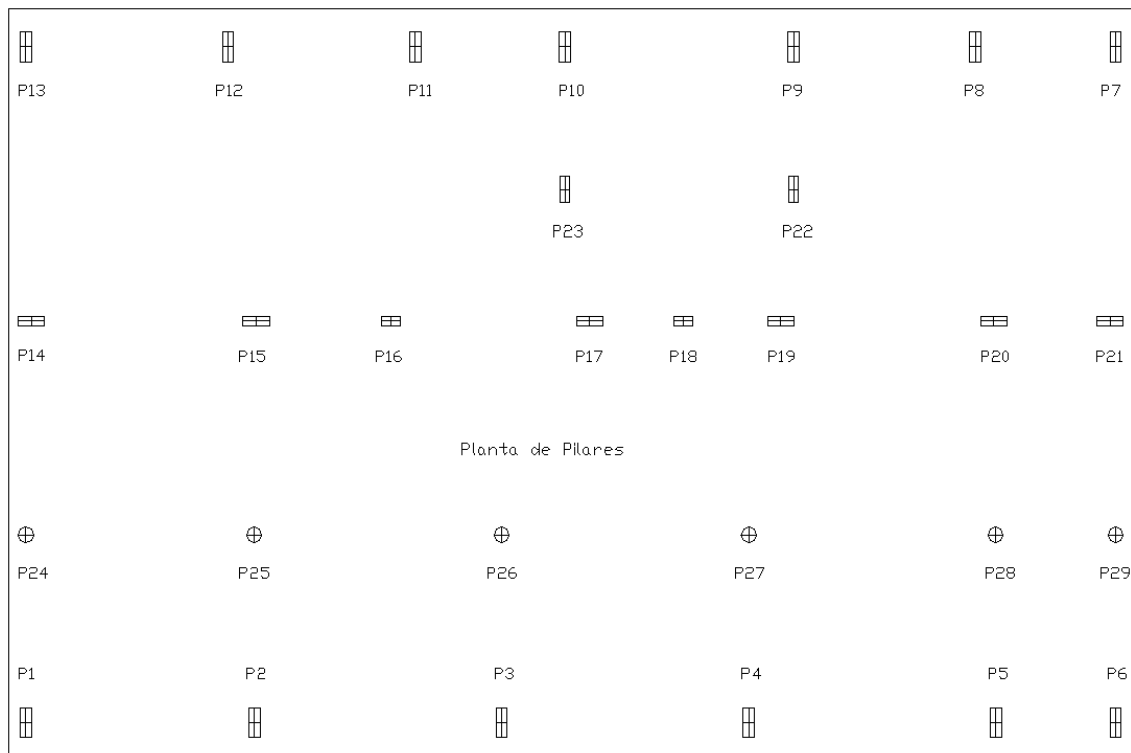


Figura 4.5- Planta de pilares

Elem	P1	Nsd	M2	M3	Aaço	Aaço adp	φ	kg
39	Sup	58,48	173,6	120,58	34,27	37,68	12φ20	266,328
580	Inf	174,18	209,33	-110,72	30,77			
Elem	P2							
124	Sup	160,87	230,25	-117,79	34,63	37,68	12φ20	266,328
581	Inf	368,64	170,07	150,49	34,14			
Elem	P3							
127	Sup	163,42	212,56	-110,7	31,4	32,16	16φ16	228,528
582	Inf	373,42	140,52	143,25	30,76			
Elem	P4							
128	Sup	172,29	218,84	106,14	30,45	32,16	16φ16	228,528
584	Inf	388,23	139,81	139,07	28,37			
Elem	P5							
130	Sup	91,83	203,76	-142,85	39,34			
586	Inf	189,75	165,4	172,78	42,06	45,74	12φ20+4φ16	323,136
Elem	P6							
129	Sup	-2,99	135,5	-103,44	29,88			
133	Inf	17,51	-182,32	133,28	38,27	41,12	8φ20+8φ16	291,168
Elem	P7							
625	Sup	43,64	-158,28	-110,53	28,3	28,64	4φ20+8φ16	202,392
600	Inf	145,29	-143,22	93,28	21,33			
Elem	P8							
624	Sup	147,16	-218,93	-117,49	34,06	37,68	12φ20	266,328
601	Inf	312,32	-126,41	121,93	23,44			
Elem	P9							
134	Sup	184,94	-213,68	-109,49	30,46	32,16	16φ16	227,232
602	Inf	302,38	174,19	117,59	25,54			
Elem	P10							
622	Sup	69,44	210,88	95,08	30,19			
603	Inf	-358,56	-225,34	-121,64	45,17	45,74	12φ20+4φ16	323,136
Elem	P11							
621	Sup	121,36	-212,04	-113,94	33,41	37,68	12φ20	266,328
604	Inf	294,23	-121,14	113,24	21,37			

Elem	P12							
620	Sup	193,37	-258,54	-115,91	35,74	37,68	12φ20	266,328
605	Inf	437,75	152,98	114,92	20,78			
Elem	P13							
619	Sup	91,65	-174,2	117,01	32,56	37,68	12φ20	266,328
577	Inf	254,97	-155,07	-86,91	19,99			
Elem	P14							
626	Sup	172,95	114,1	212,19	41,46	45,74	12φ20+4φ16	323,136
578	Inf	458,96	124,89	-128,98	31,28			
Elem	P15							
627	Sup	303,47	106,14	-208,02	35,38	37,68	12φ20	266,328
593	Inf	677,67	104,88	214,01	30,67			
Elem	P16							
628	Sup	224,13	156,33	63,17	32,23	32,16	16φ16	227,232
594	Inf	607,41	146,88	70,21	29,22			
Elem	P17							
629	Sup	139,41	-80,68	-183,07	29,78	32,16	16φ16	227,232
595	Inf	285,68	66,8	206,98	26,76			
Elem	P18							
630	Sup	121,41	132,09	59,21	29,34	32,16	16φ16	227,232
599	Inf	199,84	67,9	76,11	21,9			
Elem	P19							
631	Sup	263,51	80,61	208,63	30,11	32,16	16φ16	227,232
598	Inf	471,01	-80,51	-218,42	28,25			
Elem	P20							
632	Sup	240,31	101,73	-216,73	36,8	37,68	12φ20	266,328
597	Inf	497,21	99,97	252,64	36,57			
Elem	P21							
633	Sup	41,04	99,02	-165,45	33,37			
596	Inf	155,52	106,32	197,52	35,13	37,68	12φ20	266,328
Elem	P22							
607	Inf	158,99	-189,23	60,45	36,93	37,68	12φ20	266,328

Elem	P23							
135	Sup	179,42	155,37	-49,61	28,67			
606	Inf	-164,21	-151,25	45,11	34,02	37,68	12φ20	266,328
Elem	P24							
639	Sup	103,03	116,11	109,65	37,47	37,68	12φ20	266,328
579	Inf	281,72	153,09	81,44	38,49			
Elem	P25							
131	Sup	272,24	115,84	-89,34	31,54			
592	Inf	617,72	131,77	96,4	32,55	37,68	12φ20	266,328
Elem	P26							
637	Sup	285,93	107,03	-83,32	27,72	31,42	10φ20	221,94
591	Inf	633,36	111,77	96,81	26,61			
Elem	P27							
636	Sup	280,48	105,57	83,48	27,45	31,42	10φ20	221,94
590	Inf	637,73	111,41	-89,93	24,72			
Elem	P28							
635	Sup	199,19	111,4	-111,16	35,79	37,68	12φ20	266,328
589	Inf	445,41	127,04	112,38	35,48			
Elem	P29							
634	Sup	19,9	100,41	-86,4	32,65			
588	Inf	73,42	131,18	88,78	37,06	37,68	12φ20	266,328
								7494,984

Para o calculo das armaduras de flexão, procedeu-se a verificação da resistência à flexão composta desviada de acordo com o preconizado na regulamentação RSA / REBAP e EC2/EC8. Foram definidos os vários parâmetros que permitem definir o espetro resposta, submeteu-se a estrutura à ação sísmica, carga permanente e sobrecarga.

No dimensionamento preconizado no RSA / REBAP o valor da acção sísmica vem dividido pelo coeficiente de comportamento igual a 2.5, para ter em consideração o comportamento não linear da estrutura, o EC2 / EC8 complementado com o anexo nacional, aconselha o coeficiente de comportamento igual a 1.5, o que penaliza muito este tipo de estrutura.

4.3- Vigas de Fundação

4.3.1- Dimensionamento das Vigas de Fundação de acordo com (RSA/REBAP)

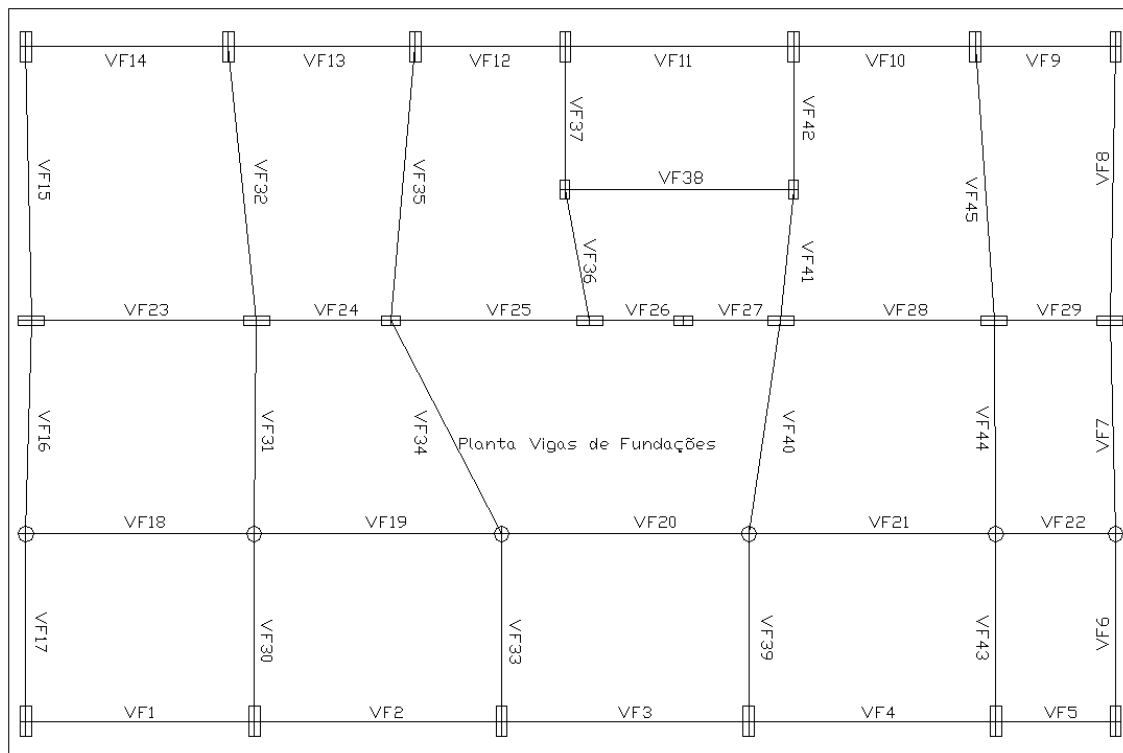


Figura 4.6- Planta de vigas de fundação

Elem	VF 1	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	kg
	Sup -	59,02	3,919cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	16,2504
	Inf	39,63	2,597cm ²	3φ12	3,39 cm ²			16,2504
Elem	VF 2	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	48,25	3,18cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,5824
	Inf	18,53	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF 3	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	50,15	3,310cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,5824
	Inf	21,13	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF 4	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	44,95	2,956cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,5824
	Inf	18,35	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF 5	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	67,9	4,588cm ²	2φ16+φ12	5,15 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	12,9408
	Inf	61,7	4,105cm ²	2φ16+φ12	5,15 cm ²			12,9408
Elem	VF 6	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	99,66	6,817cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	31,56
	Inf	82,22	5,551cm ²	3φ16	6,03 cm ²			23,67
Elem	VF 7	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	20,88	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,1232
	Inf		2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,1232
Elem	VF 8	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	82,01	5,536cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	34,5582
	Inf	49,95	3,296cm ²	3φ12	3,39 cm ²			19,4472
Elem	VF 9	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	51,86	3,427cm ²	4φ12	4,52 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	13,32
	Inf	45,51	2,994cm ²	3φ12	3,39 cm ²			9,99
Elem	VF 10	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	32,55	2,123cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	8,6136
	Inf	17,18	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			8,6136

Elem	VF 11	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	43,18	2,837cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	16,2504
	Inf	31,08	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,8336
Elem	VF 12	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	34,51	2,254cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	7,104
	Inf	19,7	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			7,104
Elem	VF 13	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	36,77	2,405cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	13,32
	Inf	22,25	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			8,88
Elem	VF 14	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	51,28	3,387cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	14,3856
	Inf	32,21	2,101cm ²	2φ12	2,26 cm ²			9,5904
Elem	VF 15	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	84,39	5,706cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	34,5582
	Inf	58,9	3,911cm ²	2φ16	4,02 cm ²			23,0388
Elem	VF 16	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	21,35	2,024cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,1232
	Inf	16,5	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,1232
Elem	VF 17	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	112,71	7,787cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	31,56
	Inf	85,47	5,784cm ²	3φ16	6,03 cm ²			23,67
Elem	VF 18	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	43,53	3,132cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	16,2504
	Inf	26,29	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,8336
Elem	VF 19	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	34,5	2,254cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	11,7216
	Inf	9,46	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF 20	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	38,46	2,519m ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,5824
	Inf	8,41	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF 21	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	35,13	2,296m ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,5824
	Inf	8,95	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216

Elem	VF 22	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	48,86	3,222cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	8,5248
	Inf	43,3	2,845cm ²	3φ12	3,39 cm ²			8,5248
Elem	VF 23	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	71,06	4,759cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	28,404
	Inf	46,4	3,056cm ²	3φ12	3,39 cm ²			15,984
Elem	VF 24	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	51,83	3,425cm ²	4φ12	4,52 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	12,7872
	Inf	48,5	3,198cm ²	3φ12	3,39 cm ²			9,5904
Elem	VF 25	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	45,34	2,983cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	14,1192
	Inf	24,57	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			9,4128
Elem	VF 26	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	67,79	4,521cm ²	4φ12	4,52 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	8,88
	Inf	63,75	4,243cm ²	4φ12	4,52 cm ²			8,88
Elem	VF 27	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	63,45	4,225cm ²	4φ12	4,52 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	9,2352
	Inf	57,25	3,797cm ²	4φ12	4,52 cm ²			9,2352
Elem	VF 28	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	56,15	3,722cm ²	4φ12	4,52 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	20,45952
	Inf	36,7	2,401cm ²	3φ12	3,39 cm ²			15,1848
Elem	VF 29	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	93,63	6,375cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	20,1984
	Inf	85,77	5,806cm ²	3φ16	6,03 cm ²			15,1488
Elem	VF 30	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	94,58	6,444cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	31,56
	Inf	68,5	4,579cm ²	3φ16	6,03 cm ²			23,67
Elem	VF 31	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	21,24	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,1232
	Inf	54,53	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,1232
Elem	VF 32	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	73,84	4,955cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	35,0316
	Inf	45,51	2,994cm ²	3φ12	3,39 cm ²			19,7136

Elem	VF 33	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	80,01	5,398cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	23,67
	Inf	56,78	3,765cm ²	2φ16	4,02 cm ²			15,78
Elem	VF 34	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	36,62	2,395cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	17,316
	Inf	13,45	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,544
Elem	VF 35	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	72,75	4,878cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	35,0316
	Inf	45,26	2,978cm ²	3φ12	3,39 cm ²			19,7136
Elem	VF 36	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	42,56	2,795cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	9,5904
	Inf	40,91	2,683cm ²	3φ12	3,39 cm ²			9,5904
Elem	VF 37	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	115,83	8,022cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	23,9856
	Inf	112,01	7,734cm ²	4φ16	8,04 cm ²			23,9856
Elem	VF 38	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	18,68	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,8336
	Inf	20,19	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,8336
Elem	VF 39	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	80,08	5,398cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	23,67
	Inf	58,37	3,875cm ²	2φ16	4,02 cm ²			15,78
Elem	VF 40	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	21,12	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,3008
	Inf	14,86	2,025cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,3008
Elem	VF 41	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	40,69	2,669cm ²	3φ12	3,39 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	9,5904
	Inf	37,69	2,467cm ²	3φ12	3,39 cm ²			9,5904
Elem	VF 42	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	93,56	6,37cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	23,9856
	Inf	93,48	6,364cm ²	4φ16	8,04 cm ²			23,9856
Elem	VF 43	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	92,65	6,364m ²	4φ16	8,04 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	31,56
	Inf	73,29	4,916cm ²	3φ16	6,03 cm ²			31,56

Elem	VF 44	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	21,66	2,025m ²	2φ12	2,26 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	10,1232
	Inf	0	2,025m ²	2φ12	2,26 cm ²			10,1232
Elem	VF 45	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	74,3	4,987m ²	3φ16	6,03 cm ²	0,039cm ²	φ8//0,30	34,5582
	Inf	42,84	2,814m ²	3φ12	3,39 cm ²			19,4472
								1467,231

4.3.2- Dimensionamento das Vigas de Fundação de acordo com EC2

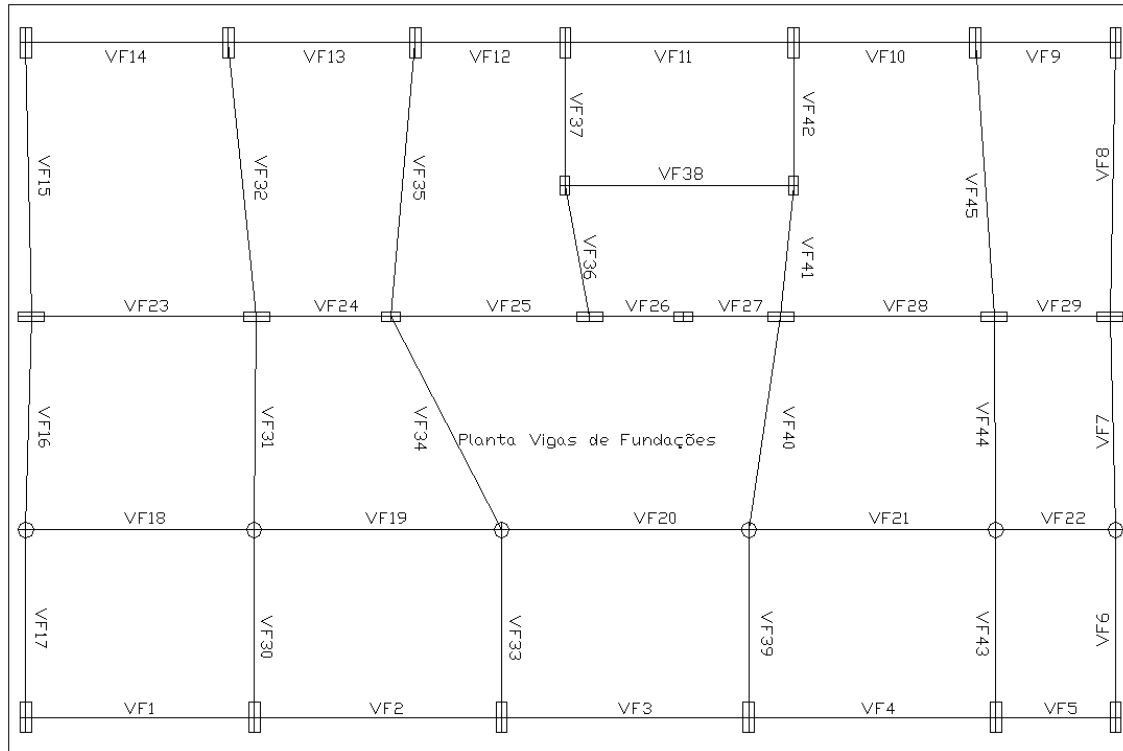


Figura 4.7- Planta de vigas de fundação

Elem	VF1	M	A aço	A aço adp	Area	Asw/s	A aço adp	Kg
	Sup -	107,24	7,445cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	38,5032
	Inf	87,84	6,027cm ²	3φ16	6,03 cm ²			28,8774
Elem	VF2	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	80,91	5,529cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	31,2444
	Inf	51,19	3,439cm ²	2φ16	4,02 cm ²			20,8296
Elem	VF3	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	85,01	5,822cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	31,2444
	Inf	55,98	3,771cm ²	2φ16	4,02 cm ²			20,8296
Elem	VF4	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	75,9	5,171cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	31,2444
	Inf	49,3	3,308cm ²	2φ16	4,02 cm ²			20,8296
Elem	VF5	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	131,26	9,254cm ²	3φ20	9,42 cm ²	0,057cm ²	φ8//0,30	23,6736
	Inf	125,05	8,781cm ²	3φ20	9,42 cm ²			23,6736
Elem	VF6	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	179,9	13,115cm ²	4φ20+1φ16	9,42 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	57,21
	Inf	162,45	11,697cm ²	4φ20	12,57 cm ²			49,32
Elem	VF7	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	38,05	2,537cm ²	2φ16	4,02 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	17,9892
	Inf	16,19	2,201cm ²	2φ16	4,02cm ²			17,9892
Elem	VF8	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	140,24	9,946cm ²	4φ20	12,57 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	72,0072
	Inf	108,18	7,515cm ²	4φ16	8,042cm ²			46,0776
Elem	VF9		A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	93,18	6,414cm ²	4φ16	8,04 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	23,67
	Inf	86,82	5,954cm ²	3φ16	6,03cm ²			17,7525
Elem	VF10	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	53,68	3,611cm ²	2φ16	4,02 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	15,3066
	Inf	38,32	2,556cm ²	2φ16	4,02cm ²			15,3066

Elem	VF11	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	75,72	5,159cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	28,8774
	Inf	70,39	4,781cm ²	3φ16	6,03cm ²			28,8774
Elem	VF12	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	57,55	3,88cm ²	2φ16	4,02 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	12,624
	Inf	42,75	2,858cm ²	3φ12	3,39cm ²			10,656
Elem	VF13	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	61,81	4,177cm ²	2φ16+1φ12	5,15 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	20,22
	Inf	47,29	3,170cm ²	3φ12	3,39cm ²			13,32
Elem	VF14	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	86,77	5,950cm ²	3φ16	6,03 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	25,5636
	Inf	67,7	4,590cm ²	2φ16+1φ12	5,15 cm ²			21,8376
Elem	VF15	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	152,09	10,873cm ²	4φ20	12,57 cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	72,0072
	Inf	126,6	8,899cm ²	3φ20	9,42 cm ²			54,0054
Elem	VF16	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	42,15	2,817cm ²	3φ12	3,39cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	15,1848
	Inf	21,14	2,201cm ²	3φ12	3,39cm ²			15,1848
Elem	VF17	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	206,3	15,341cm ²	5φ20	15,71cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	31,56
	Inf	179,06	13,045cm ²	5φ20	15,71cm ²			23,67
Elem	VF18	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	82,77	5,66cm ²	3φ16	6,03cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	28,8774
	Inf	61,53	6	2φ16+1φ12	5,15 cm ²			24,6684
Elem	VF19	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	55,27	3,721cm ²	2φ16	4,02cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	20,8296
	Inf	30,23	2,201cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216
Elem	VF20	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	61,44	4,151cm ²	4φ12	4,52cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	23,4432
	Inf	34,12	2,271cm ²	3φ12	3,39 cm ²			17,5824
Elem	VF21	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	56,18	3,784cm ²	2φ16	4,02cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	20,8296
	Inf	30	2,201cm ²	2φ12	2,26 cm ²			11,7216

Elem	VF22	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	92,78	6,385cm ²	4φ16	8,04cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	20,1984
	Inf	87,22	5,982cm ²	3φ16	6,03 cm ²			15,1488
Elem	VF23	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	123,94	8,697cm ²	3φ20	9,42cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	44,388
	Inf	99,29	6,860cm ²	4φ16	8,04 cm ²			37,872
Elem	VF24	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	96,88	6,684cm ²	4φ16	8,04cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	22,7232
	Inf	93,55	6,441cm ²	4φ16	8,04 cm ²			22,7232
Elem	VF25	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	76,76	5,232cm ²	3φ16	6,03cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	25,0902
	Inf	55,99	3,771cm ²	2φ16	4,02 cm ²			16,7268
Elem	VF26	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	127,05	8,933cm ²	3φ20	9,42cm ²	0,05cm ²	φ8//0,30	18,495
	Inf	123	8,626cm ²	3φ20	9,42 cm ²			18,495
Elem	VF27	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	117,78	8,231cm ²	3φ20	9,42cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	19,2348
	Inf	111,59	7,769cm ²	4φ16	8,04 cm ²			16,4112
Elem	VF28	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	97,99	6,765cm ²	4φ16	8,04cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	36,35712
	Inf	78,54	5,359cm ²	3φ16	6,03 cm ²			26,9838
Elem	VF29	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	174,46	12,668cm ²	4φ20	12,57cm ²	0,081cm ²	φ8//0,30	31,5648
	Inf	166,6	12,03cm ²	4φ20	12,5703 cm ²			31,5648
Elem	VF30	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	169,88	12,296cm ²	4φ20	12,57cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	49,32
	Inf	143,8	10,222cm ²	4φ20	12,5703 cm ²			49,32
Elem	VF31	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	40	2,670cm ²	3φ12	3,39cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	15,1848
	Inf	19,31	2,201cm ²	2φ12	2,26 cm ²			10,1232
Elem	VF32	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	129,22	9,098cm ²	3φ20	9,42cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	54,7452
	Inf	100,88	6,977cm ²	4φ16	8,04 cm ²			46,7088

Elem	VF33	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	140,67	9,979cm ²	2φ20+2φ16	10,3cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	40,44
	Inf	117,37	8,201cm ²	2φ20+2φ16	10,3cm ²			40,44
Elem	VF34	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	59,3	4,002cm ²	2φ16	4,02cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	20,514
	Inf	36,13	2,407cm ²	3φ12	3,39cm ²			17,316
Elem	VF35	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	125,89	8,8442cm ²	2φ20+2φ16	10,3cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	59,8512
	Inf	98,4	6,795cm ²	4φ16	8,04cm ²			46,7088
Elem	VF36	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	79,1	5,399cm ²	3φ16	6,03cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	17,0424
	Inf	77,44	5,281cm ²	3φ16	6,03cm ²			17,0424
Elem	VF37	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	215,8	16,167cm ²	4φ20+2φ16	16,59cm ²	0,07cm ²	φ8//0,30	49,476
	Inf	211,97	15,832cm ²	4φ20+2φ16	16,59cm ²			49,476
Elem	VF38	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	52,19	3,508cm ²	2φ16	4,02cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	19,2516
	Inf	53,7	3,612cm ²	2φ16	4,02cm ²			19,2516
Elem	VF39	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	139,82	9,913cm ²	2φ20+2φ16	10,3cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	40,44
	Inf	118,12	8,257cm ²	3φ20	9,42cm ²			36,99
Elem	VF40	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	40,59	2,71cm ²	3φ12	3,39cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	15,4512
	Inf	20,95	2,201cm ²	3φ12	3,39cm ²			15,4512
Elem	VF41	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	74,68	5,084cm ²	3φ16	6,03cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	17,0424
	Inf	71,68	4,871cm ²	3φ16	6,03cm ²			17,0424
Elem	VF42	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	174,35	12,659cm ²	4φ20	12,57cm ²	0,061cm ²	φ8//0,30	37,4832
	Inf	174,27	12,653cm ²	4φ20	12,57cm ²			37,4832
Elem	VF 43	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	165,09	11,909cm ²	4φ20	12,57cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	49,32
	Inf	145,73	10,909cm ²	4φ20	12,57cm ²			49,32

Elem	VF 44	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	39,09	2,608cm ²	3φ12	3,39cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	15,1848
	Inf	16	2,201cm ²	3φ12	3,39cm ²			15,1848
Elem	VF 45	M	A aço	A aço adp		Asw/s	A aço adp	
	Sup -	125,29	8,799cm ²	3φ20	9,42cm ²	0,03cm ²	φ8//0,30	54,0054
	Inf	93,83	6,461cm ²	4φ16	8,04cm ²			46,0776
								2609,506

4.4 - Lajes

Para o dimensionamento das lajes em ambos os modelos, utilizou-se o método dos elementos finitos.

4.4.1- Dimensionamento à flexão

Apresenta-se seguidamente as armaduras de flexão obtidas para o piso 1 e cobertura para as diferentes combinações de acções no caso de ambos os modelos.

RSA

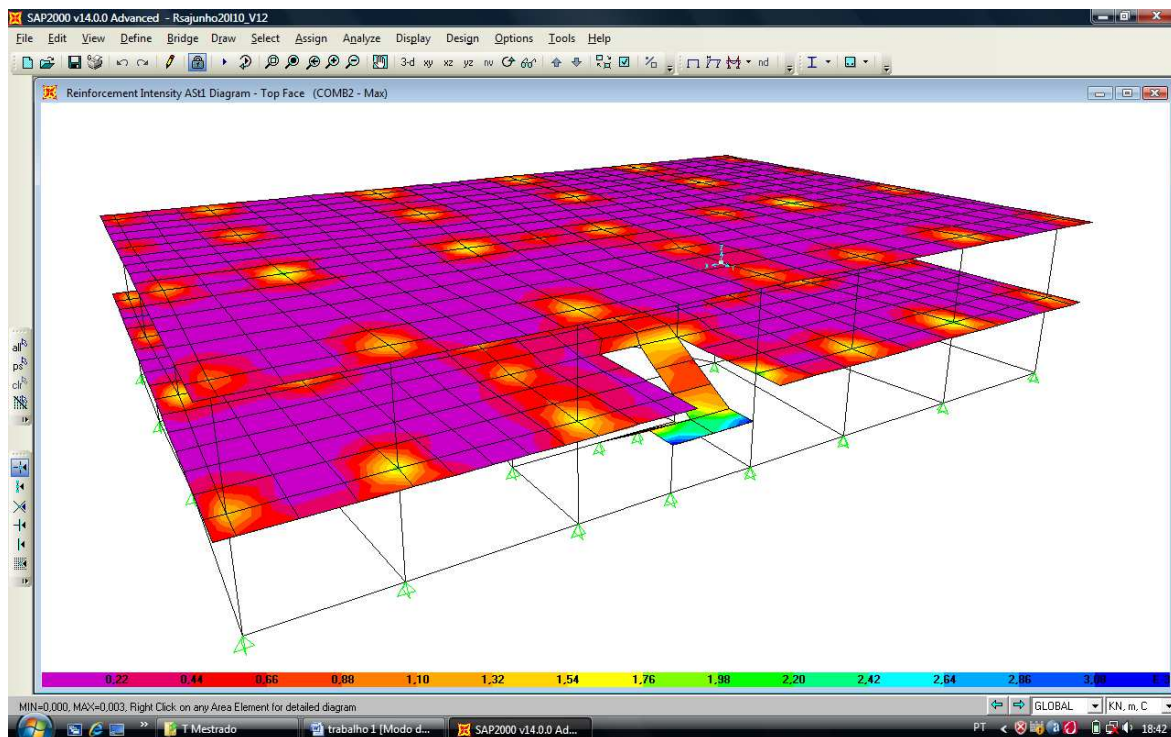
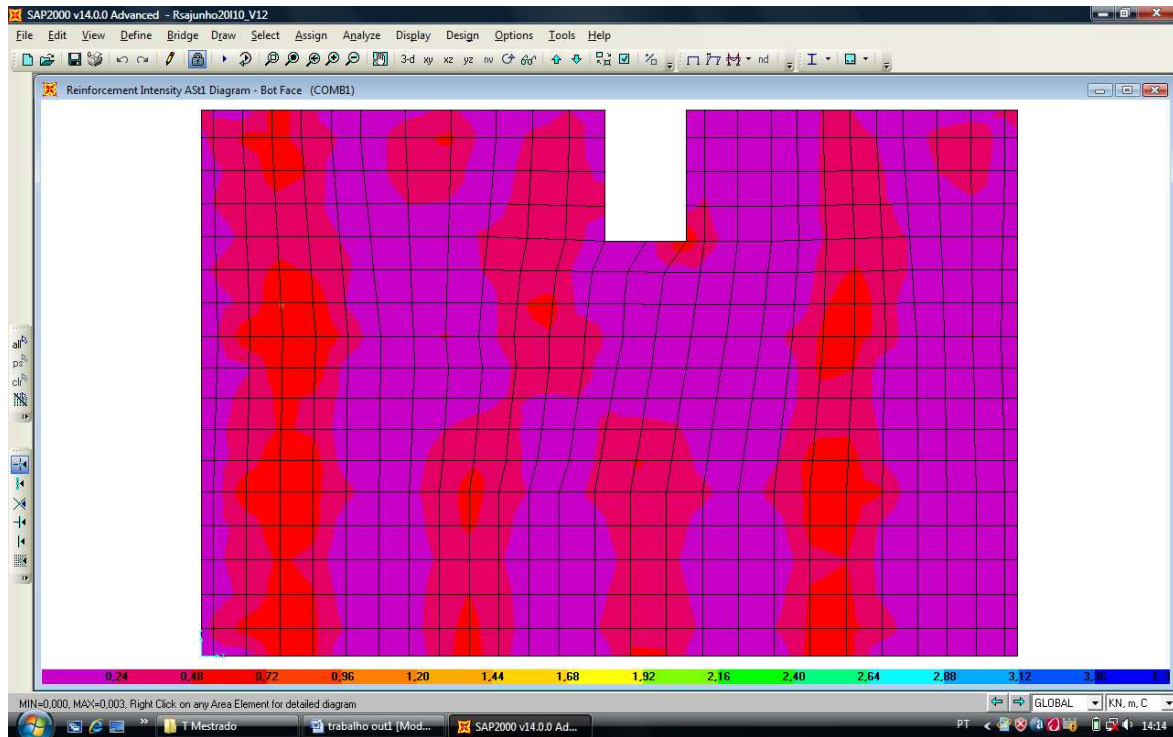
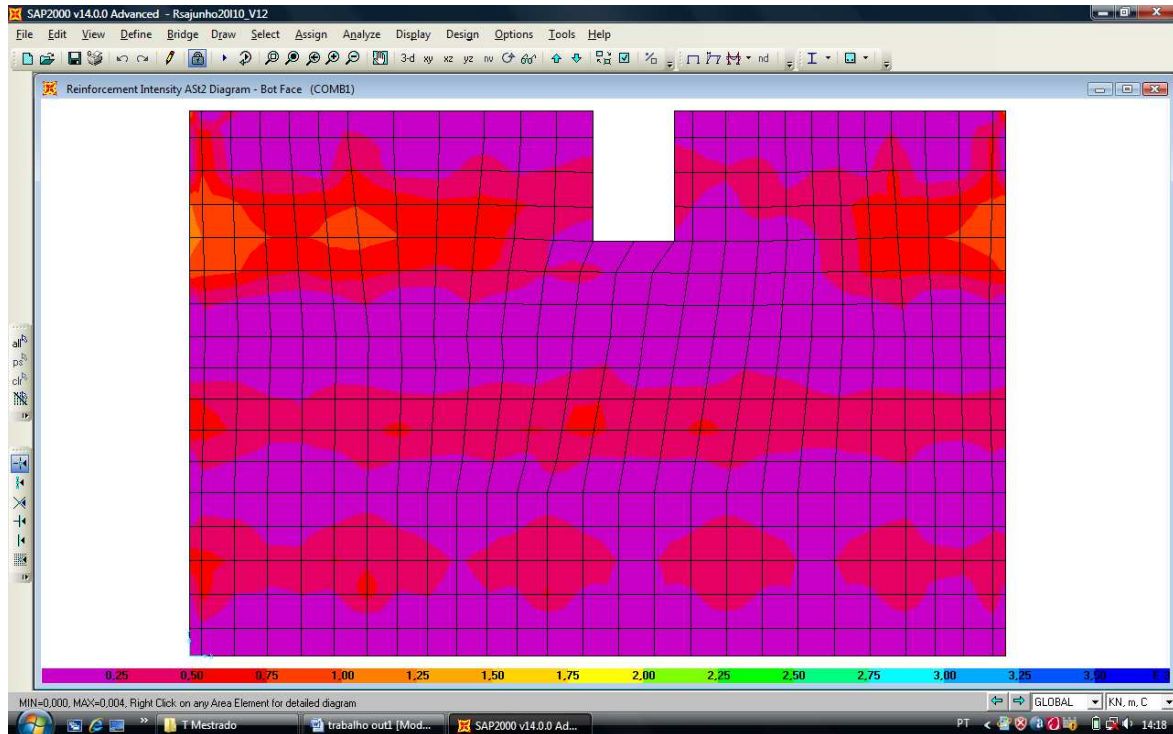


Figura 4.8- Armaduras (RSA/REBAP)



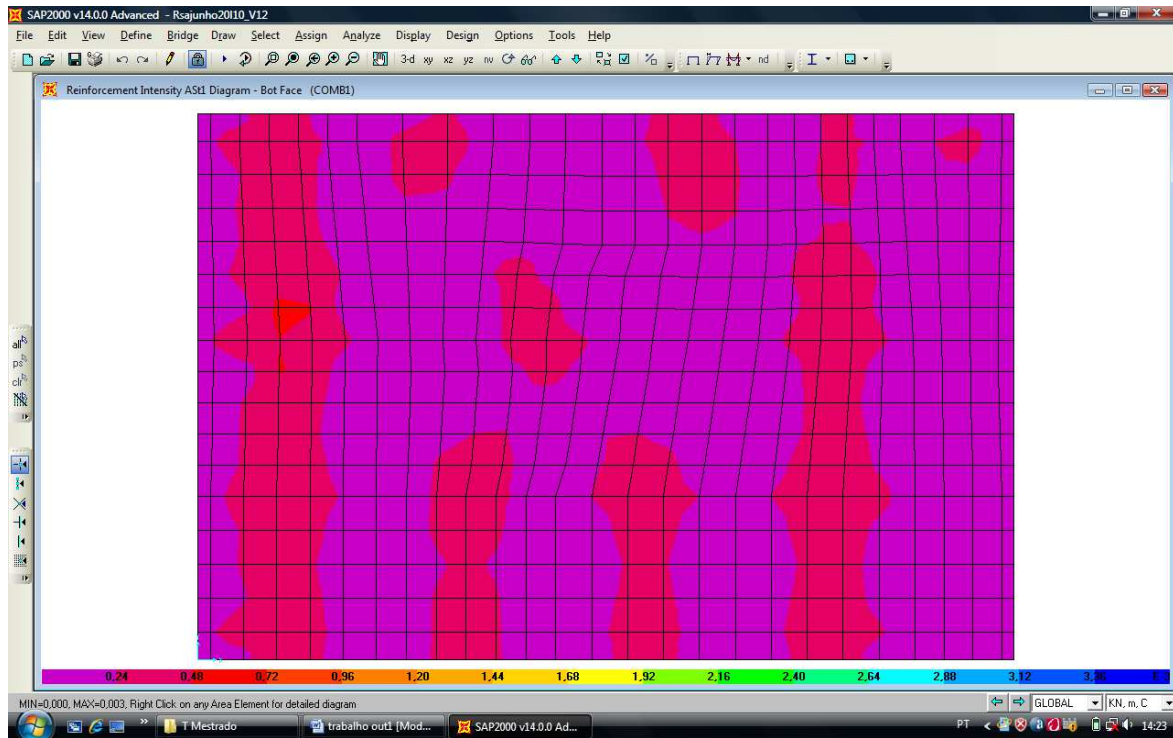
Comb1 Armadura inferior Ast1 (piso1)

Figura 4.9



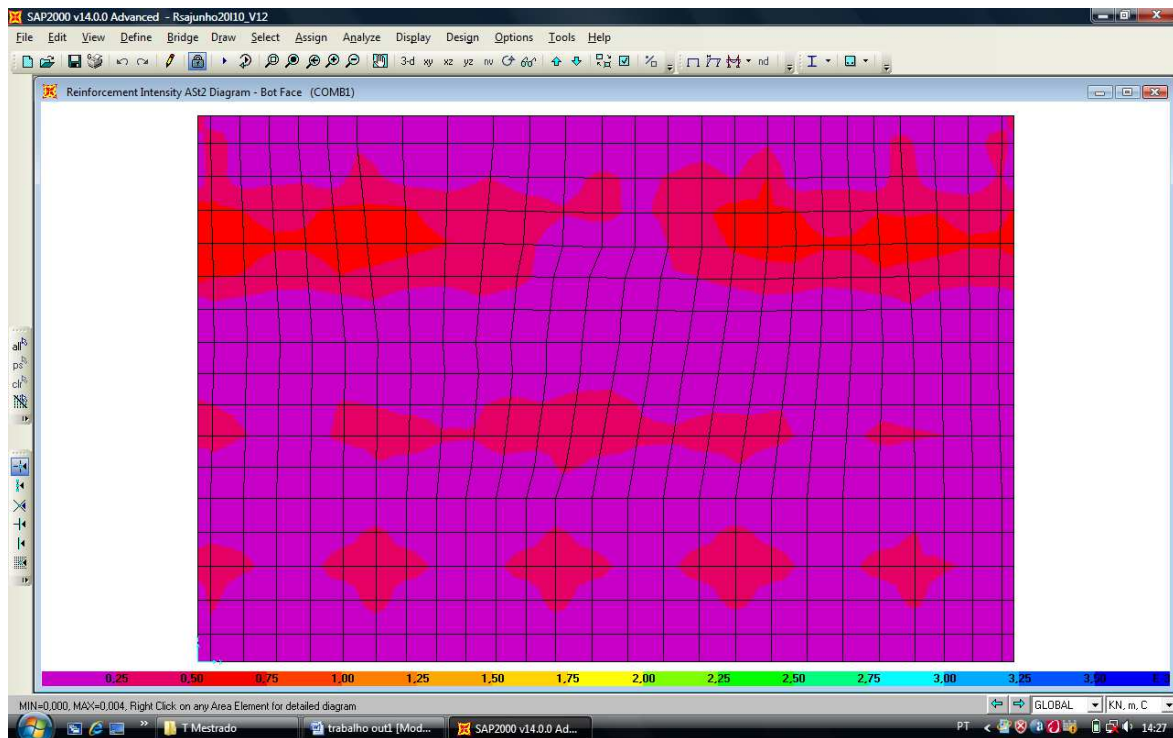
Comb1 Armadura inferior Ast2 (piso1)

Figura 4.10



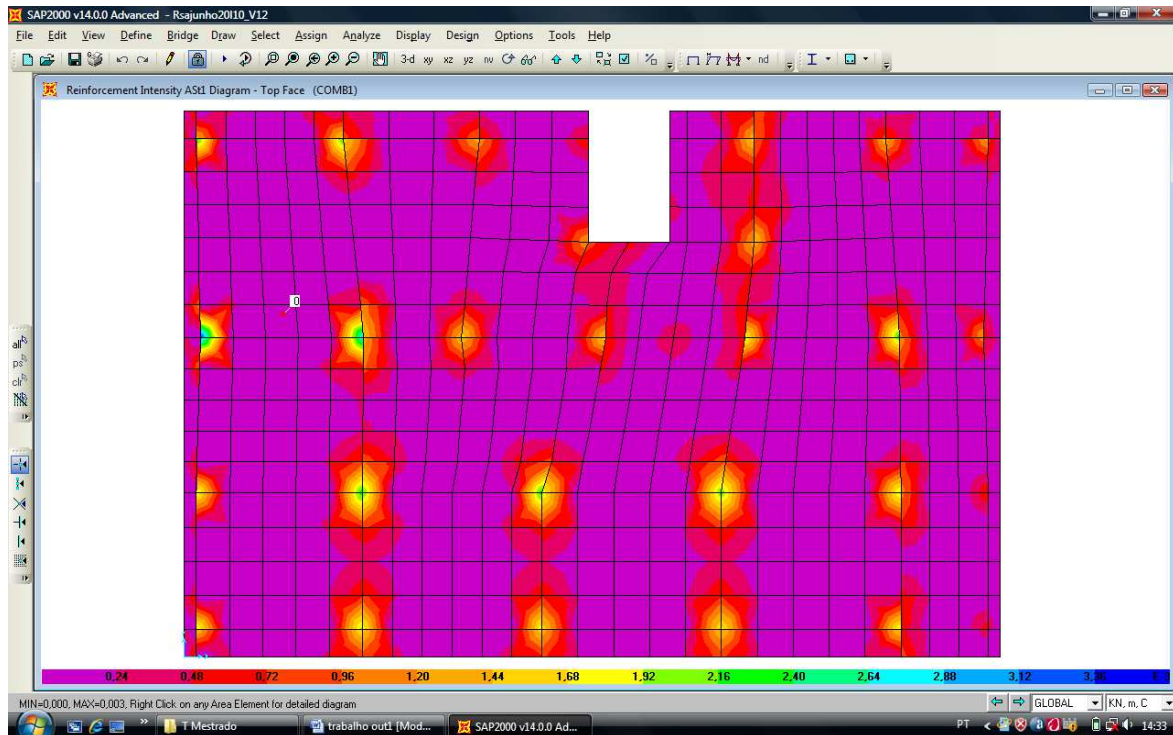
Comb1 Armadura inferior Ast1 (cobertura)

Figura 4.11



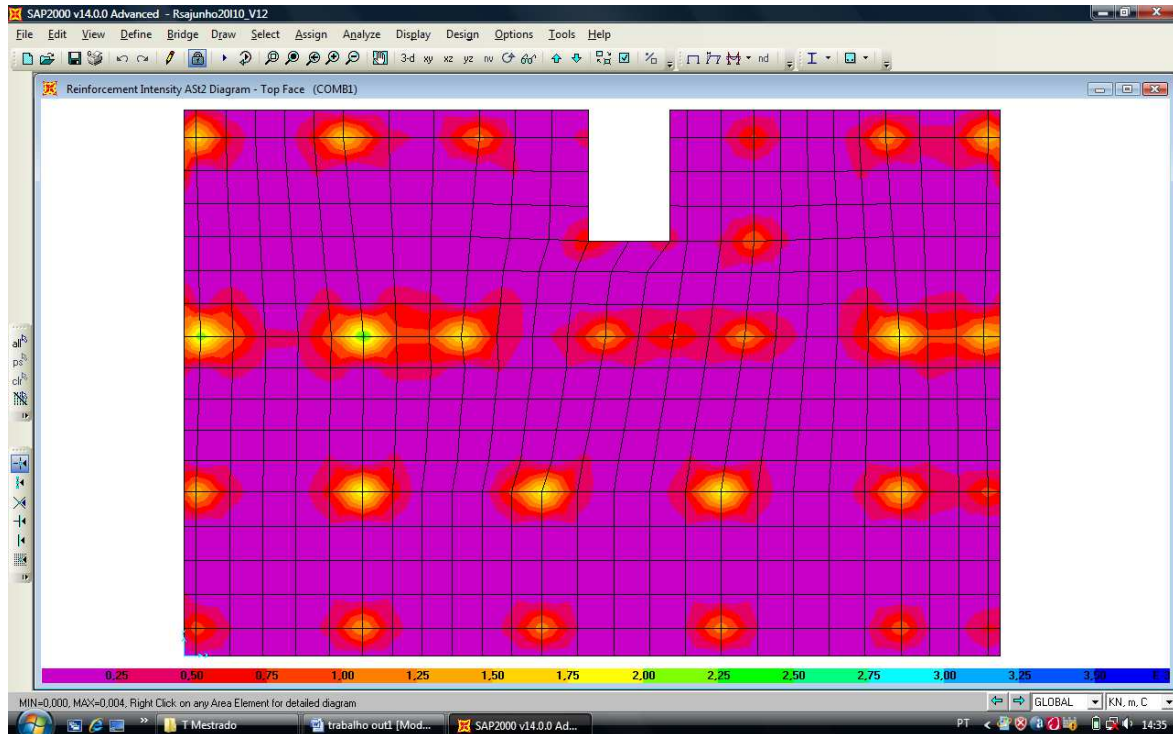
Comb1 Armadura inferior Ast2 (cobertura)

Figura 4.12



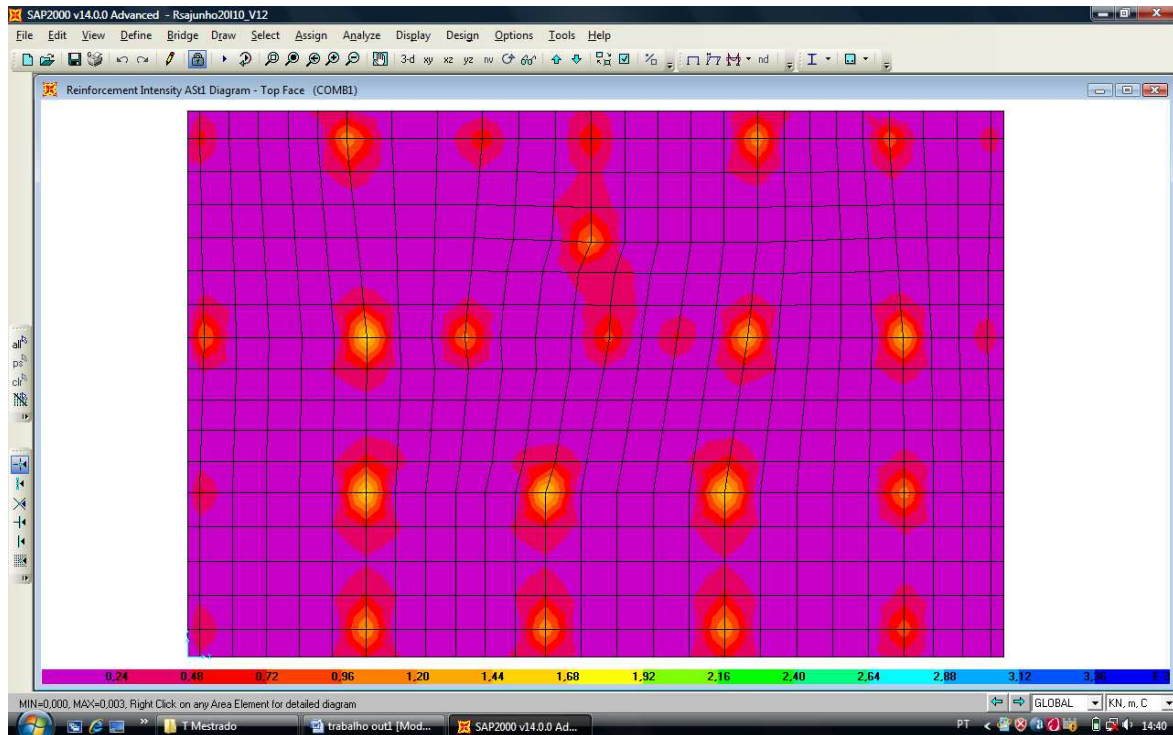
Comb1 Armadura superior Ast1 (piso1)

Figura 4.13



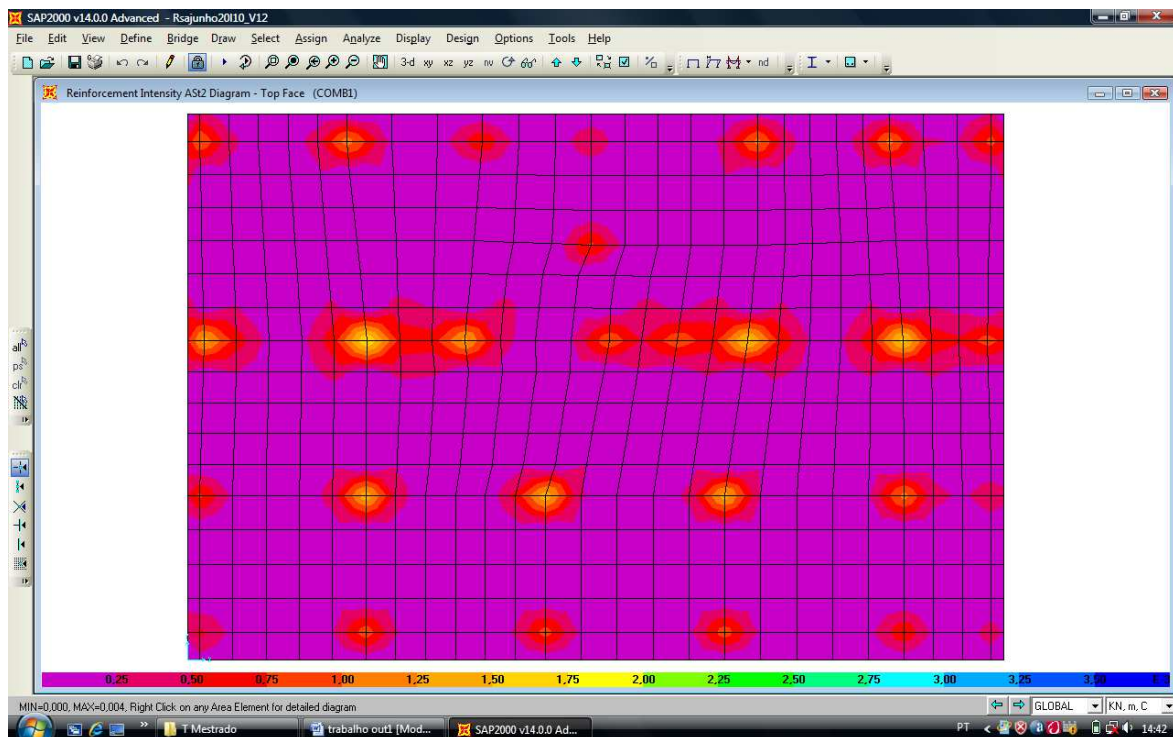
Comb1 Armadura superior Ast2 (piso1)

Figura 4.14



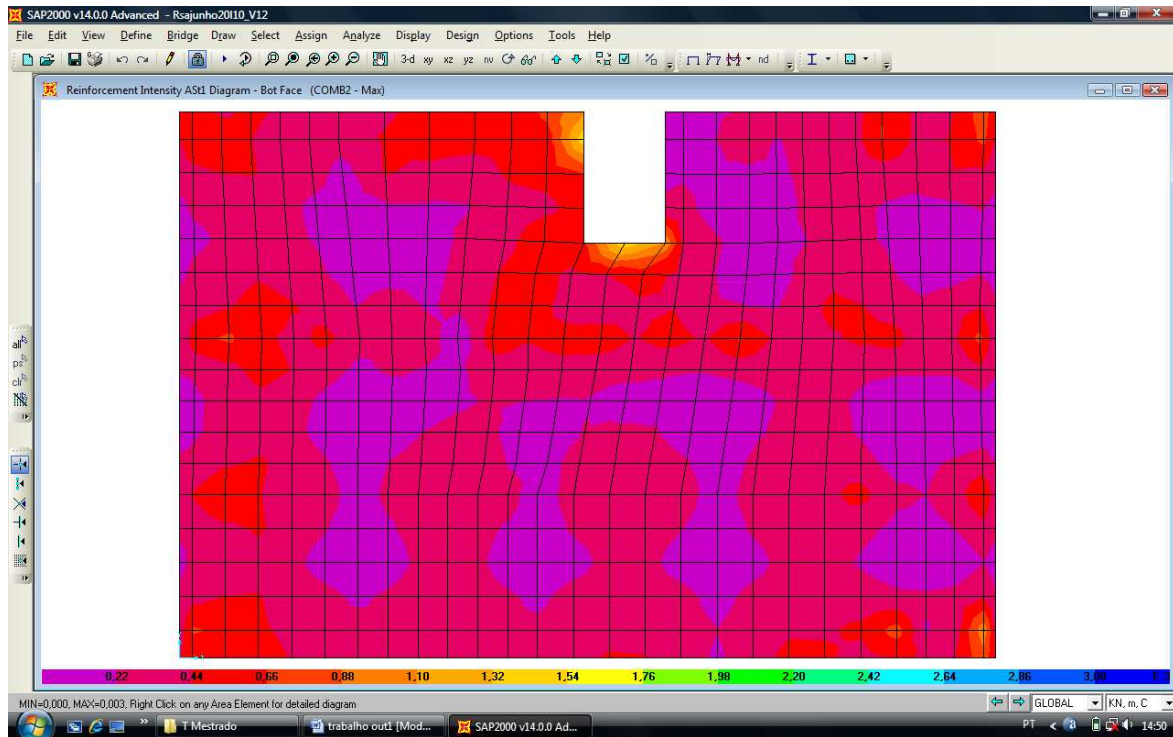
Comb1 Armadura superior Ast1 (cobertura)

Figura 4.15



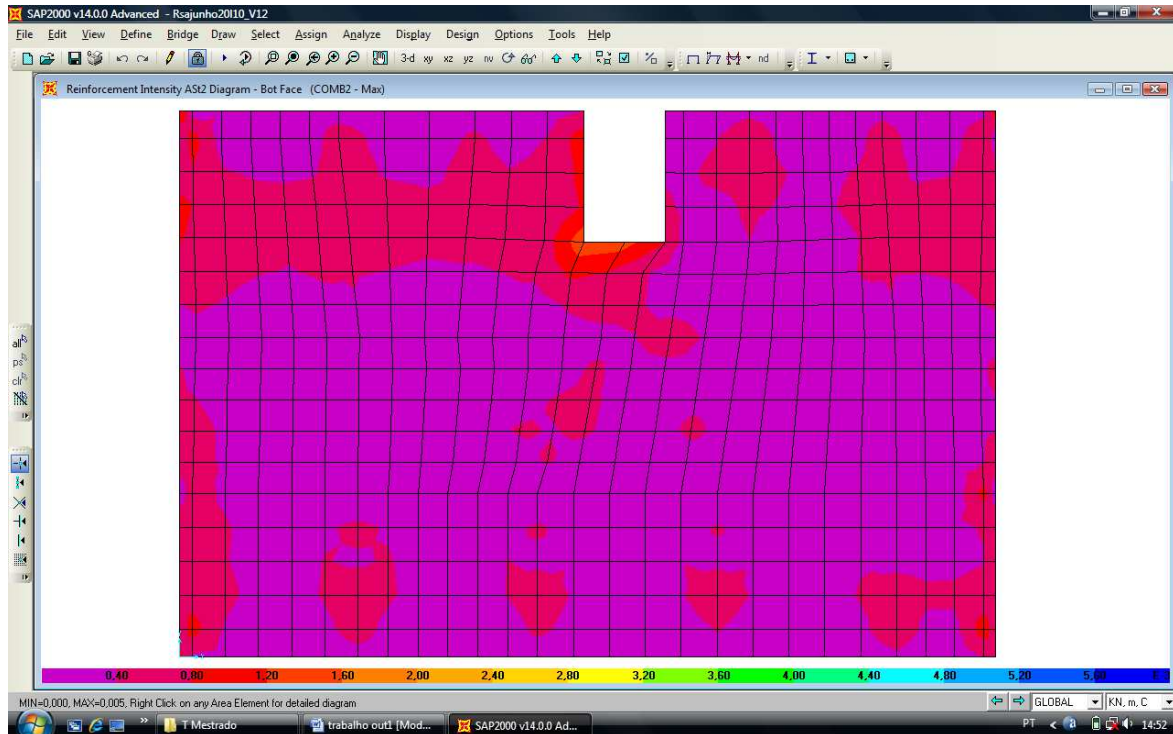
Comb1 Armadura superior Ast2 (cobertura)

Figura 4.16



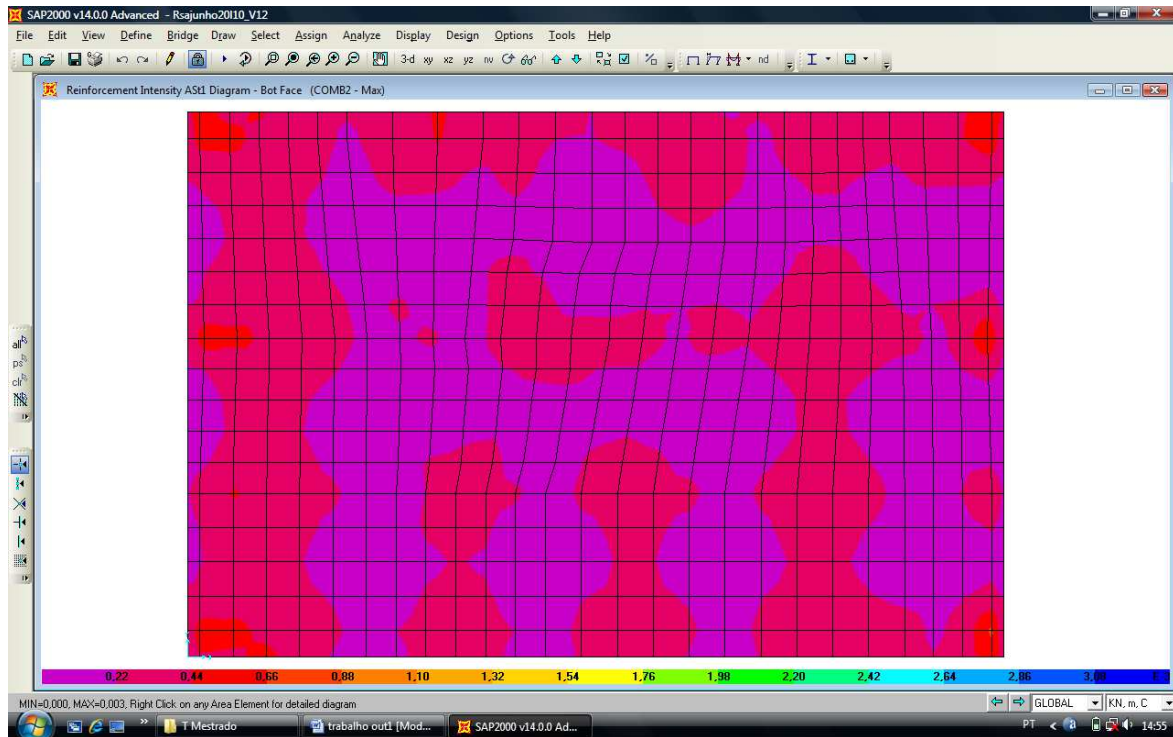
Comb2 Armadura inferior Ast1 (piso1)

Figura 4.17



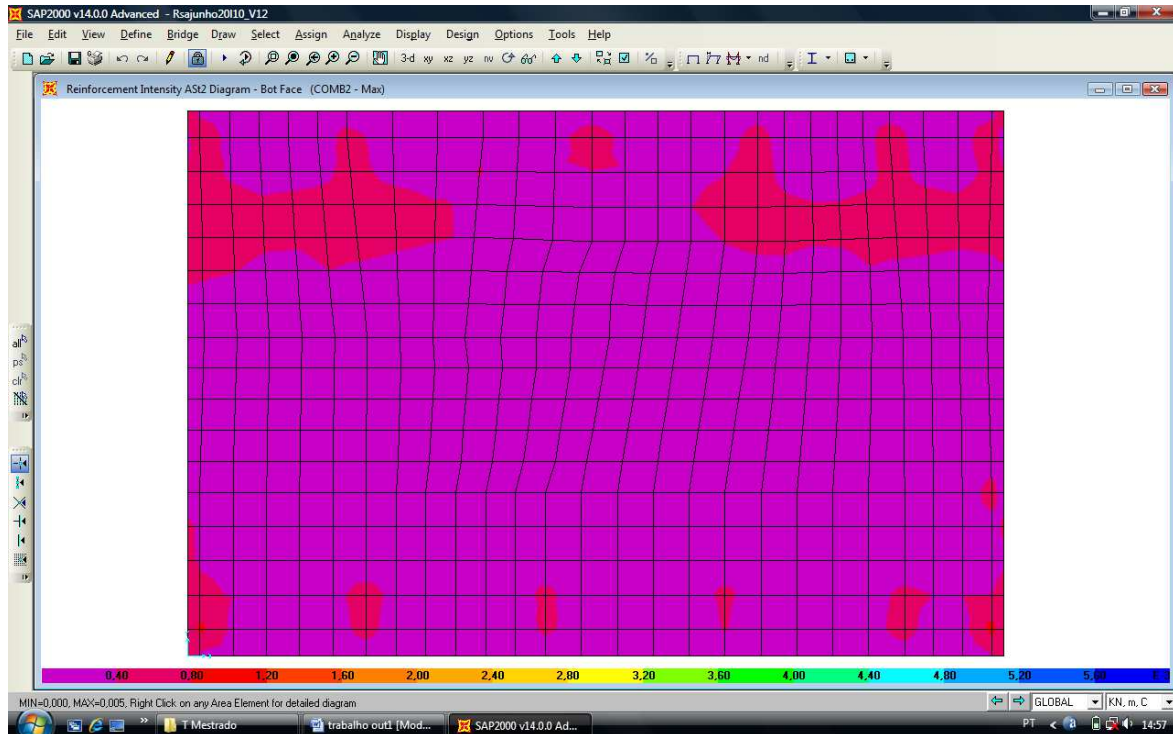
Comb2 Armadura inferior Ast2 (piso1)

Figura 4.18



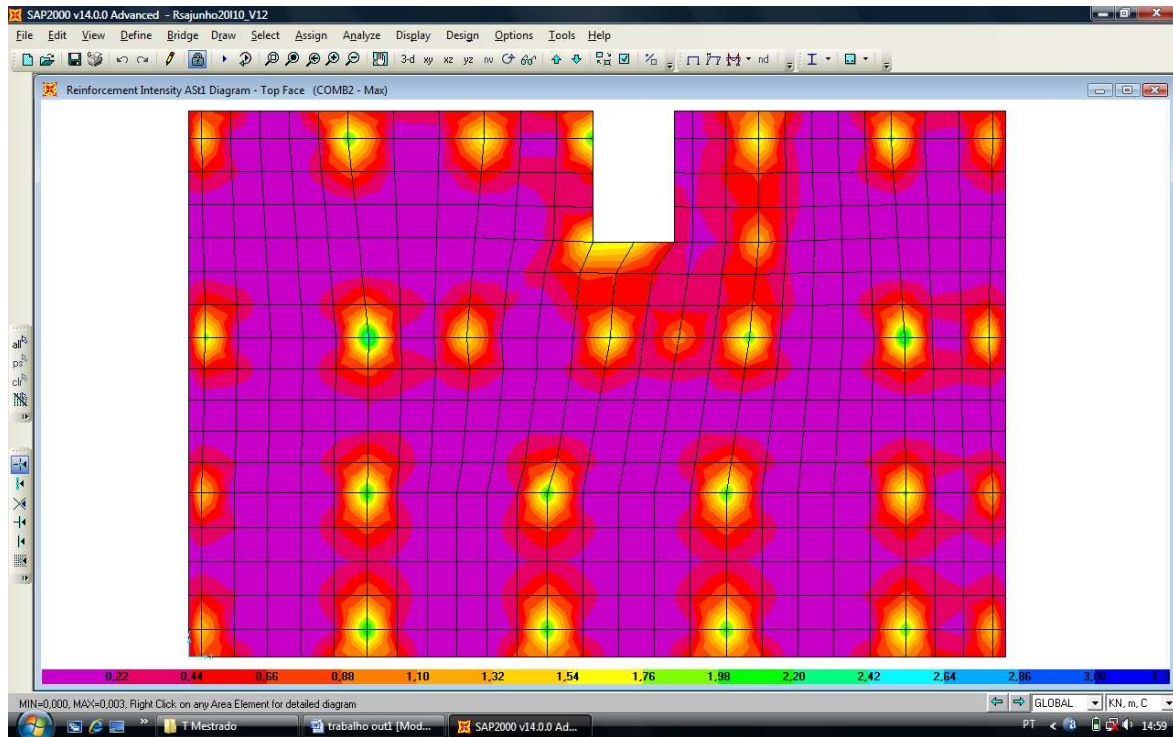
Comb2 Armadura inferior Ast1 (cobertura)

Figura 4.19



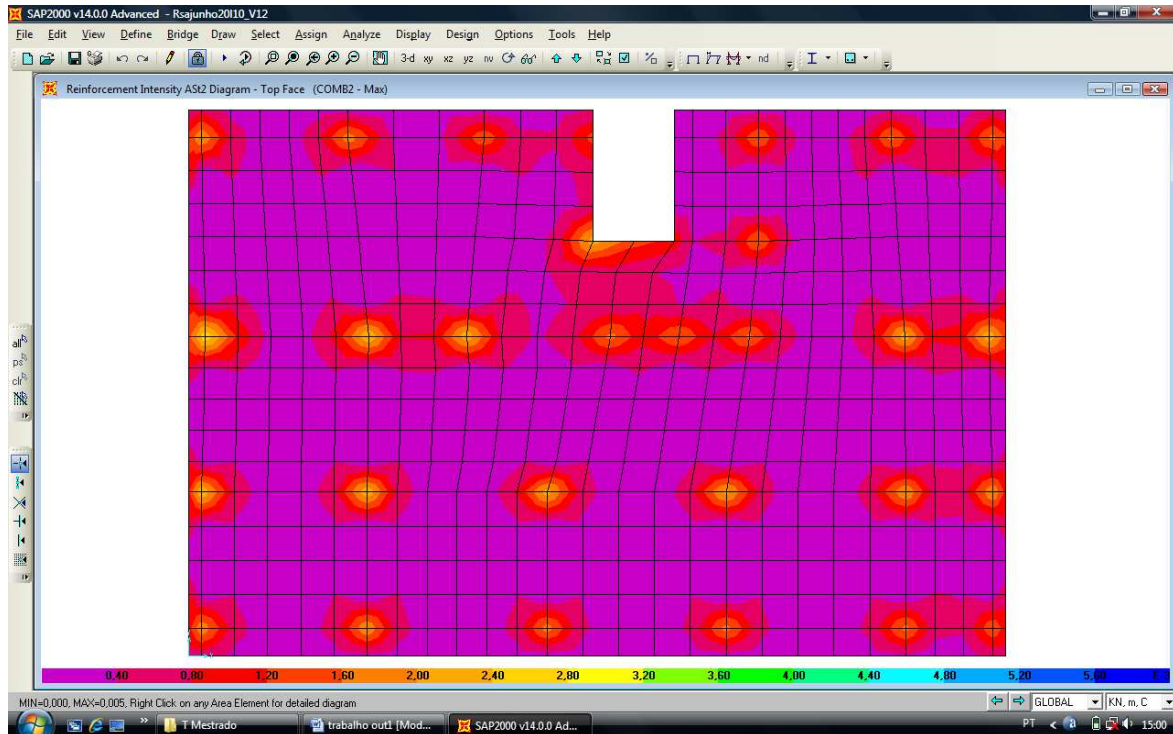
Comb2 Armadura inferior Ast2 (cobertura)

Figura 4.20



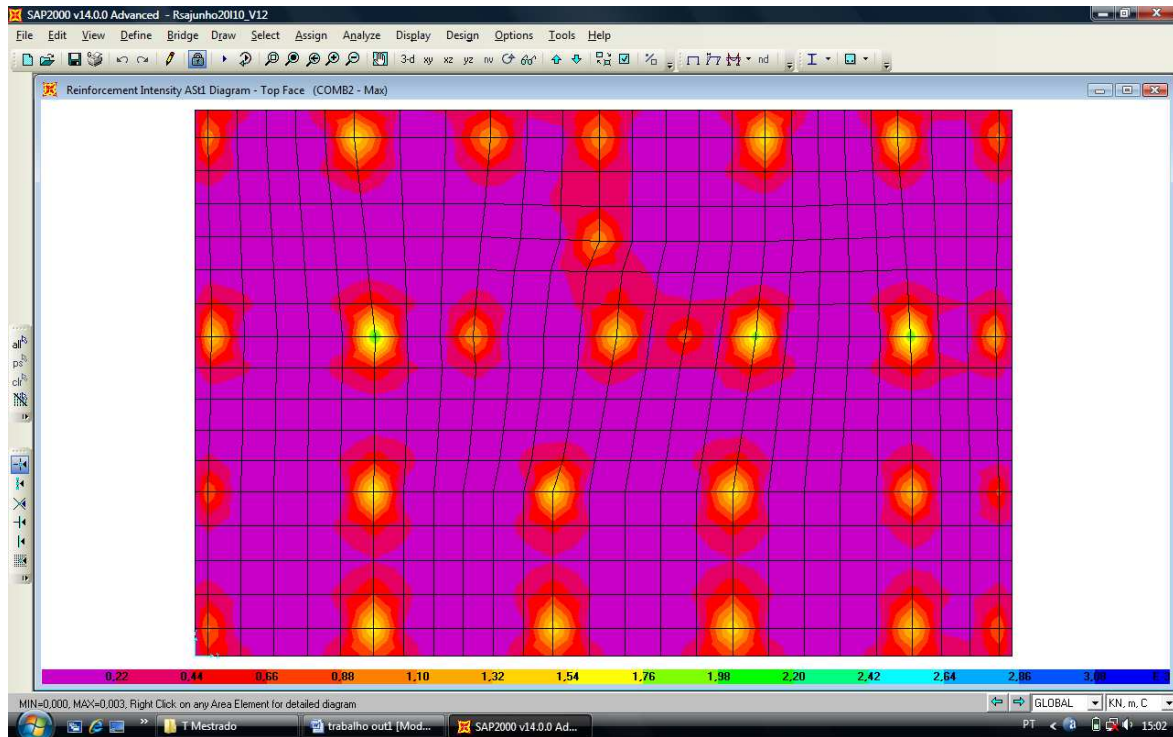
Comb2 Armadura superior Ast1 (piso1)

Figura 4.21



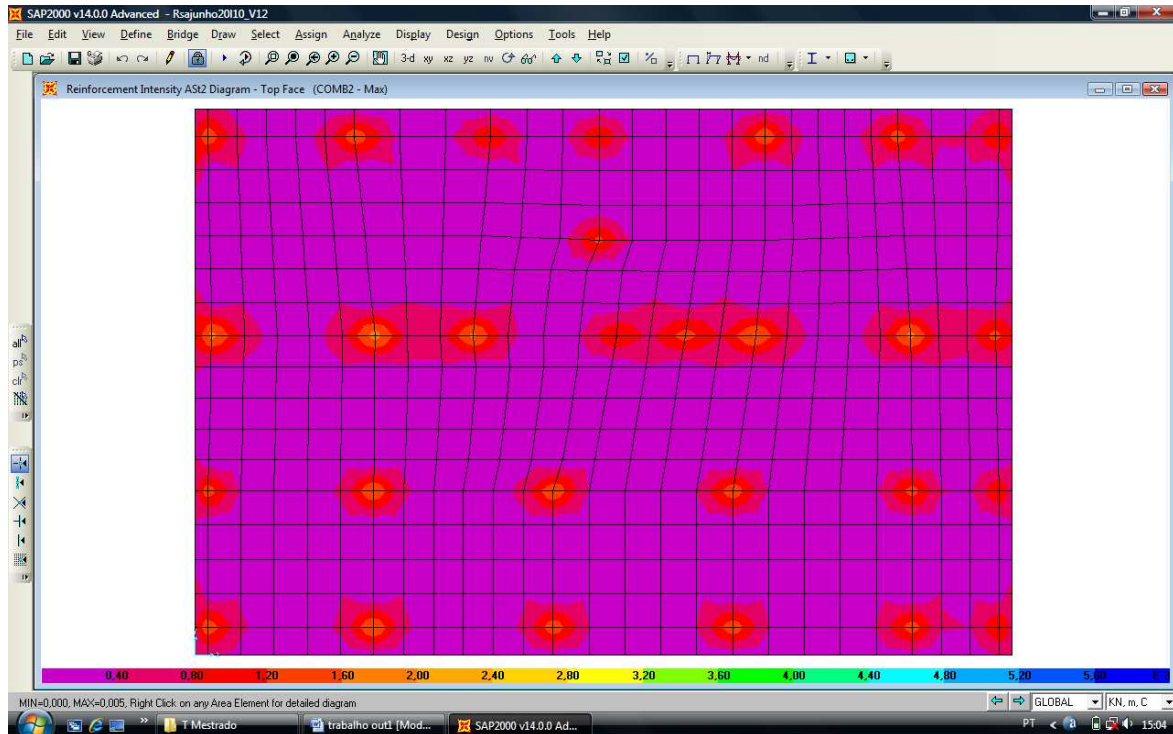
Comb2 Armadura superior Ast2 (piso1)

Figura 4.22



Comb2 Armadura superior Ast1 (cobertura)

Figura 4.23



Comb2 Armadura superior Ast2 (cobertura)

Figura 4.24

Ec

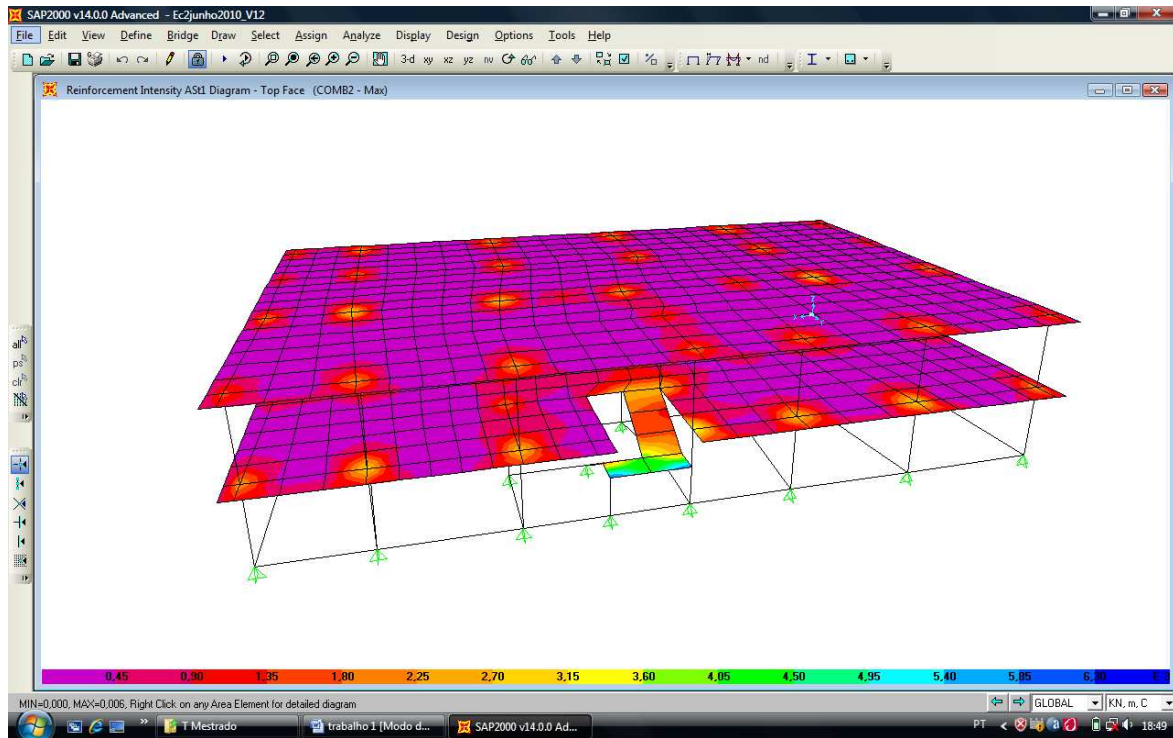
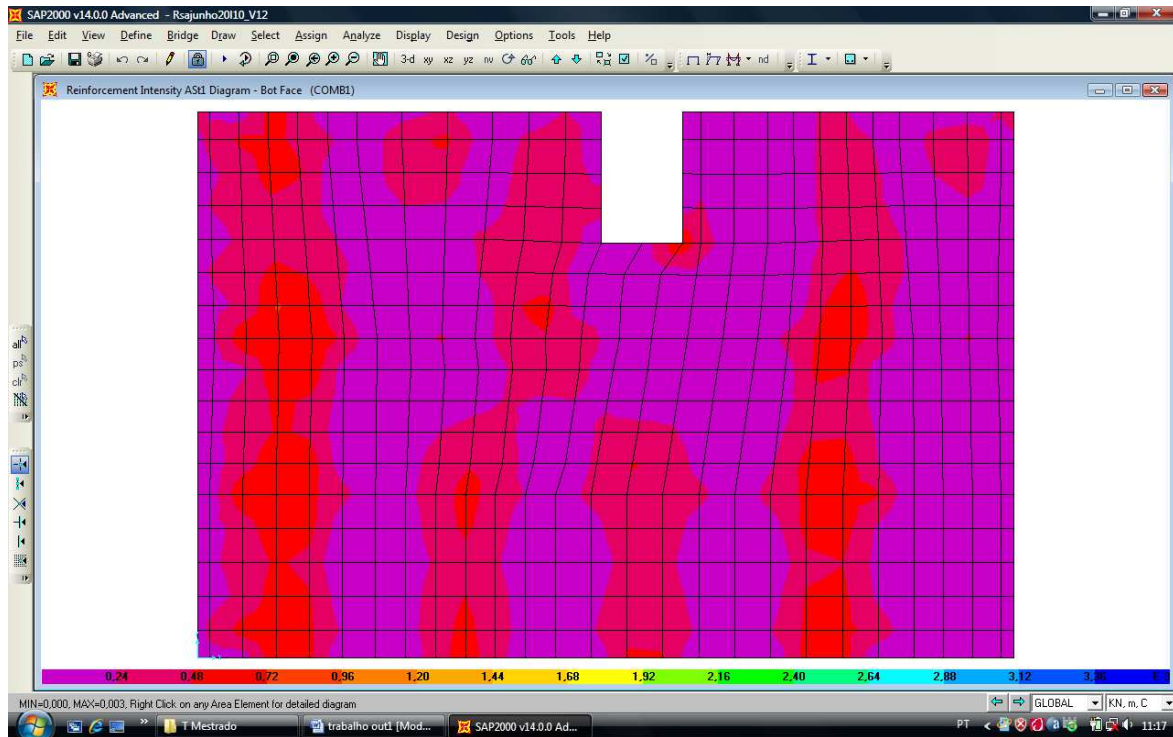
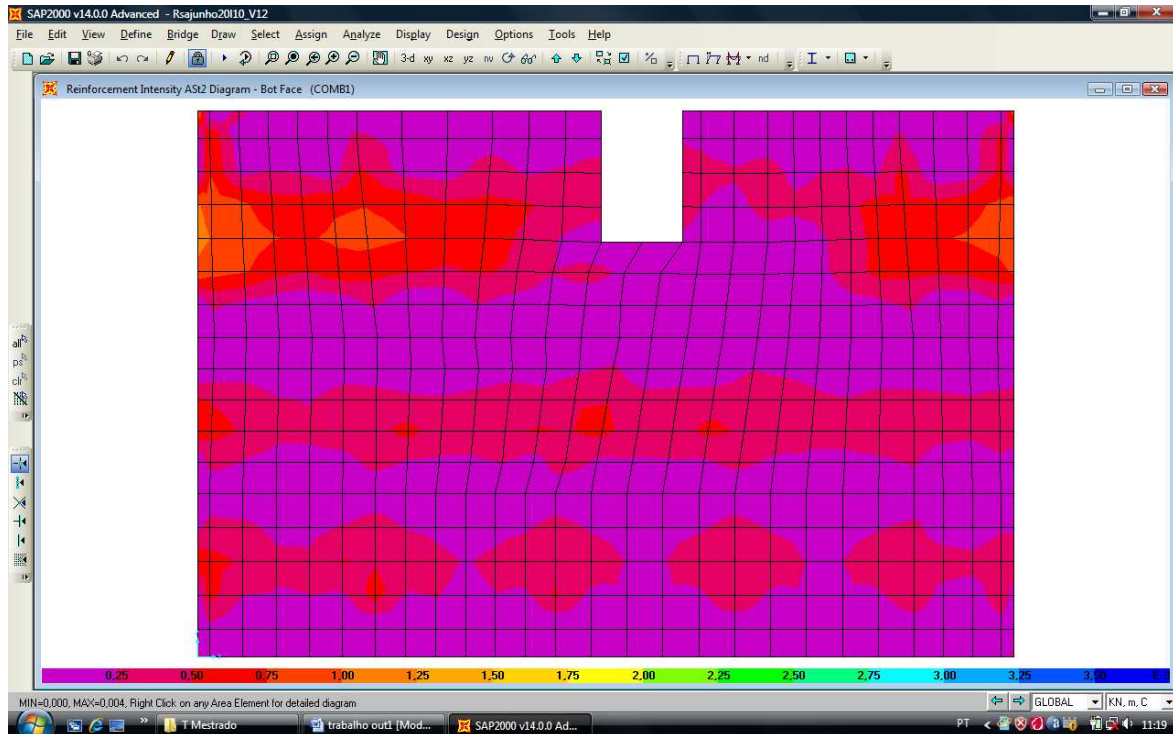


Figura 4.25- Armaduras (EC2)



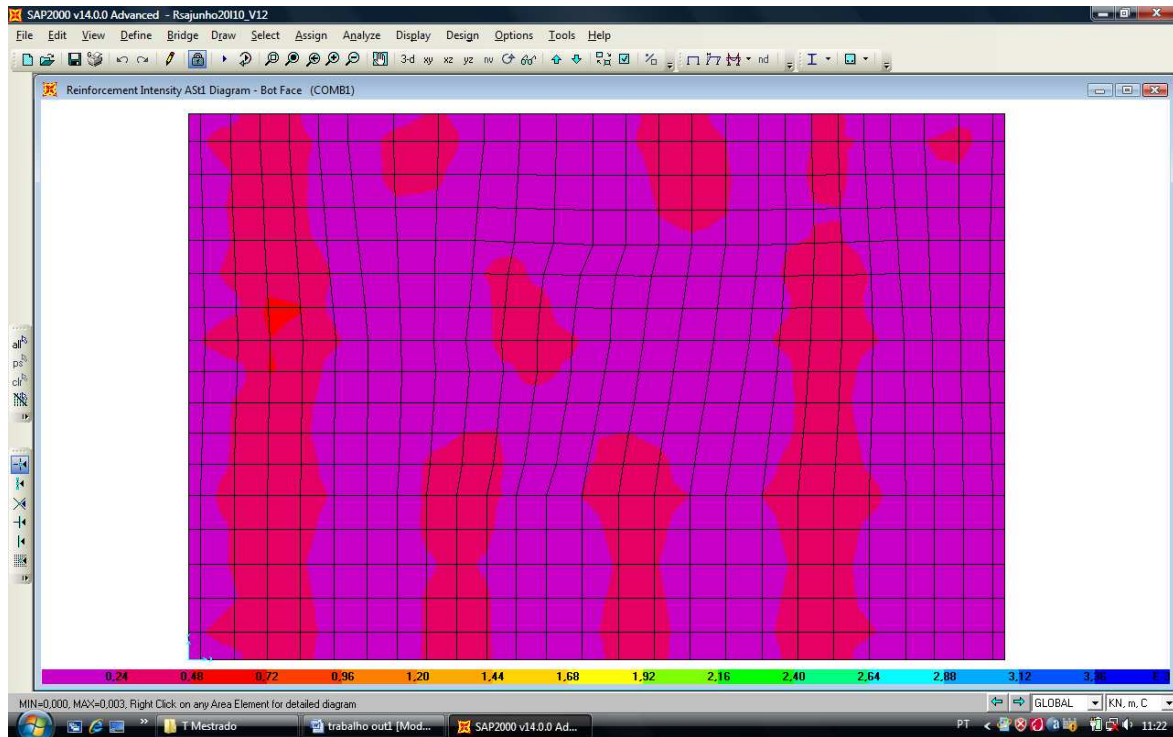
Comb1 Armadura inferior Ast1 (piso1)

Figura 4.26



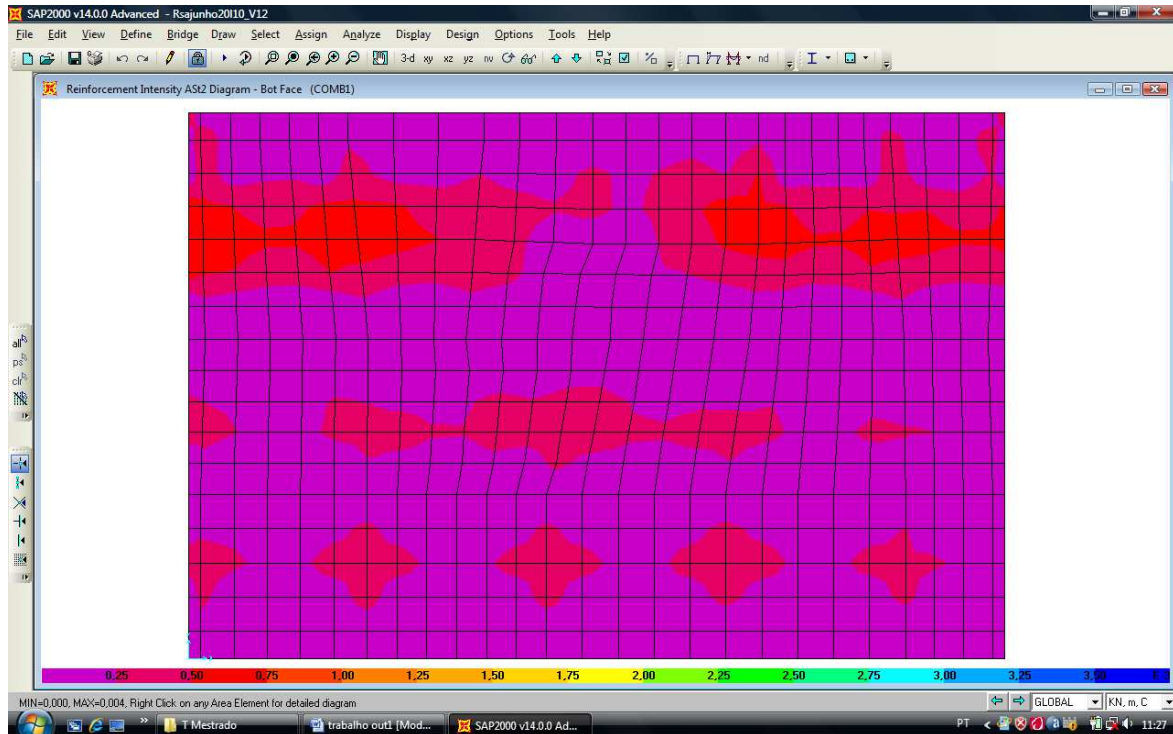
Comb1 Armadura inferior Ast2 (piso1)

Figura 4.27



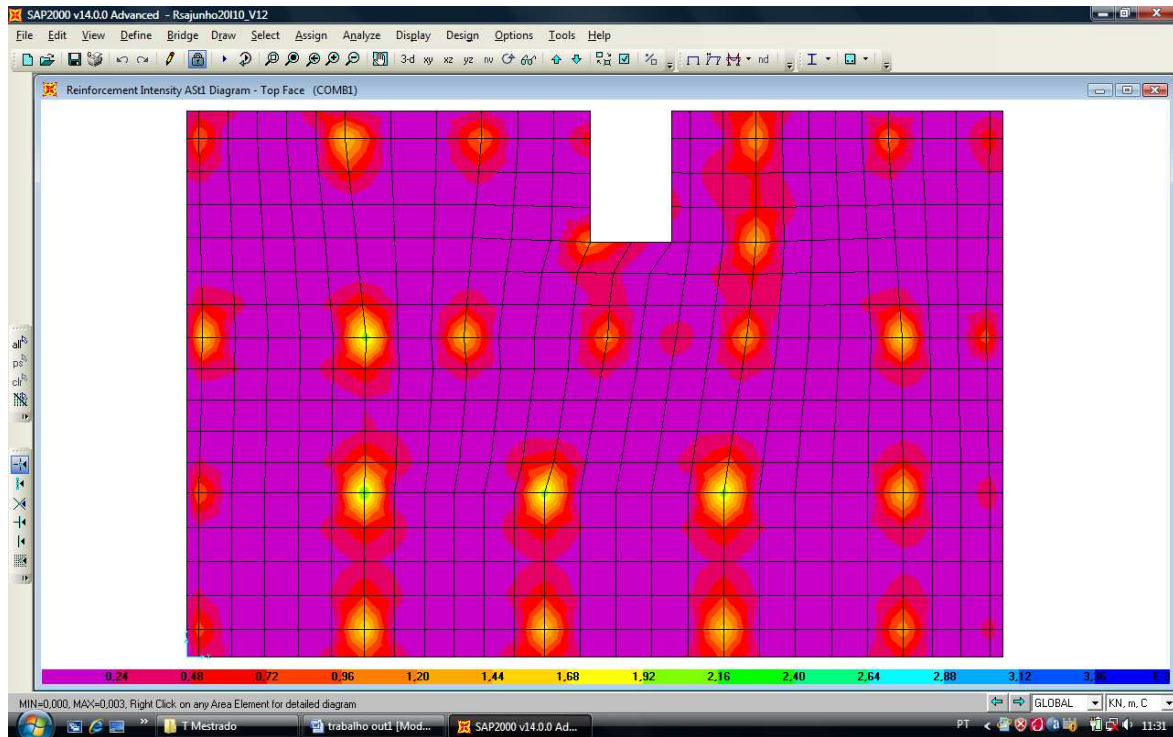
Comb1 Armadura inferior Ast1 (cobertura)

Figura 4.28



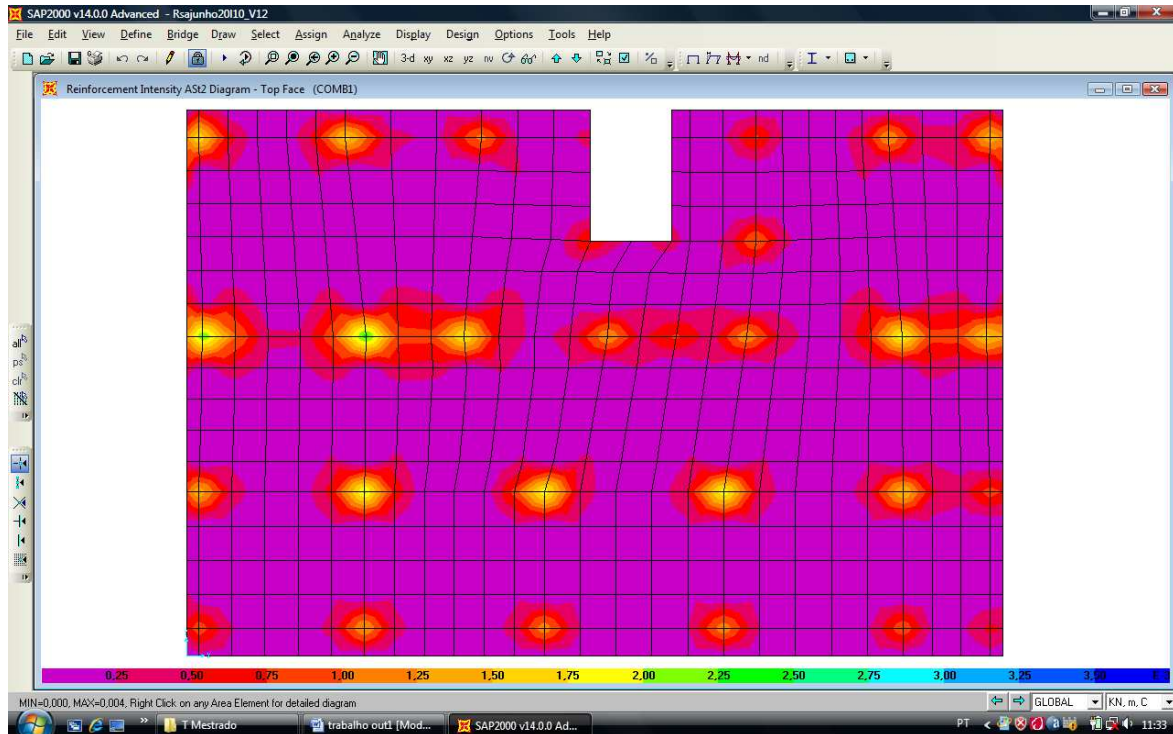
Comb1 Armadura inferior Ast2 (cobertura)

Figura 4.29



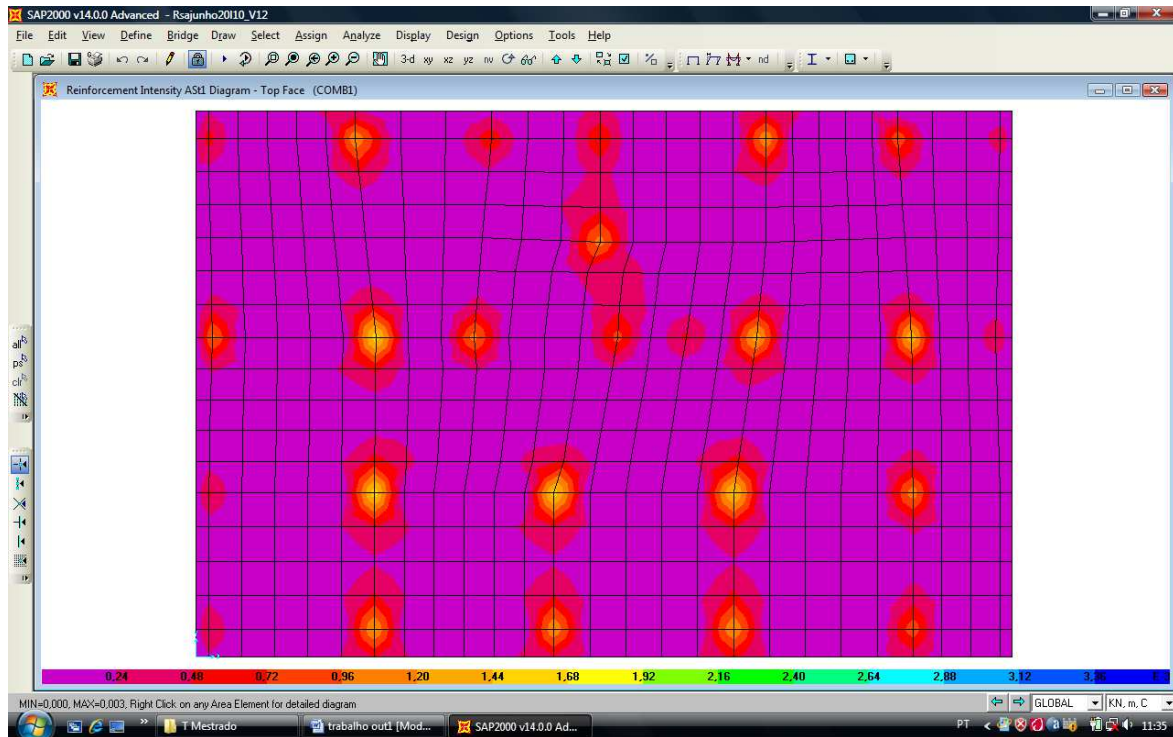
Comb1 Armadura Superior Ast1 (piso1)

Figura 4.30



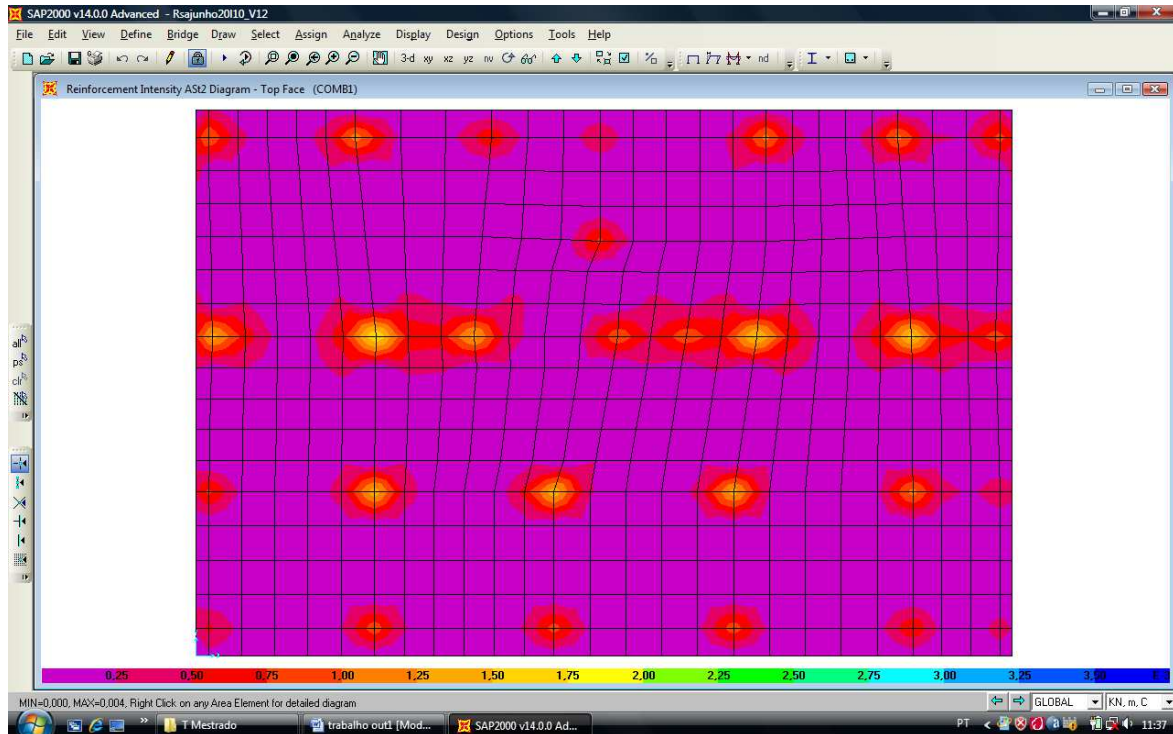
Comb1 Armadura Superior Ast2 (piso1)

Figura 4.31



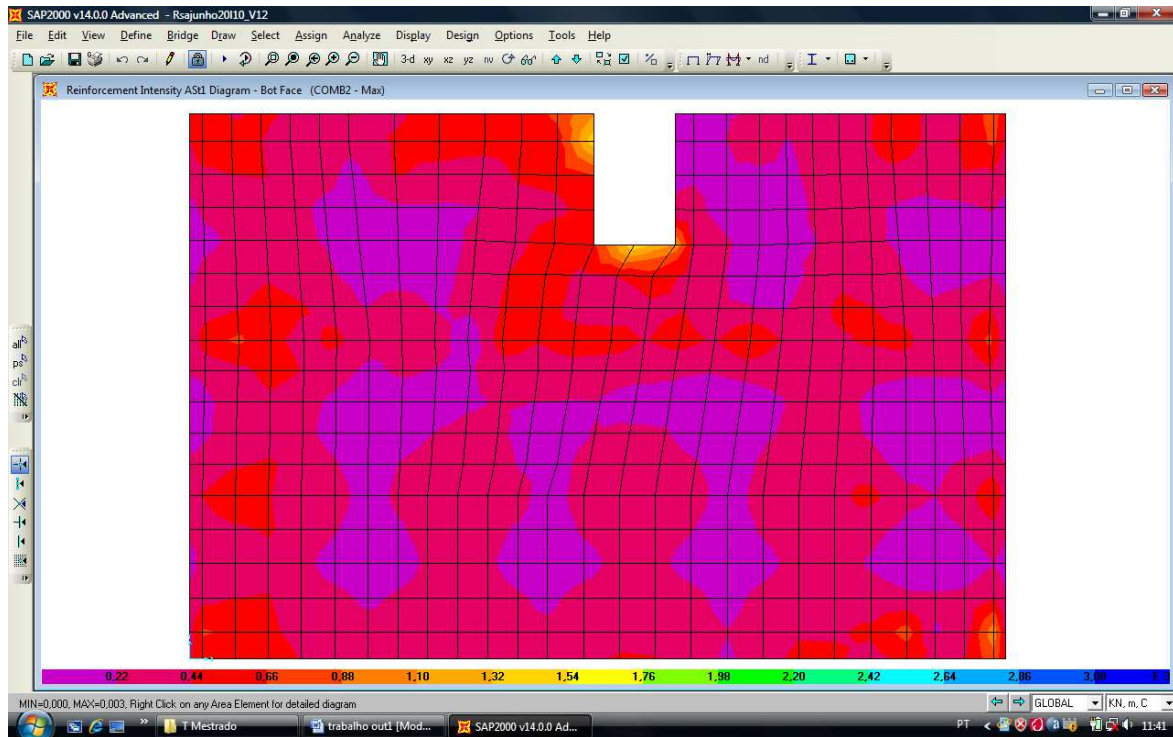
Comb1 Armadura Superior Ast1 (cobertura)

Figura 4.32



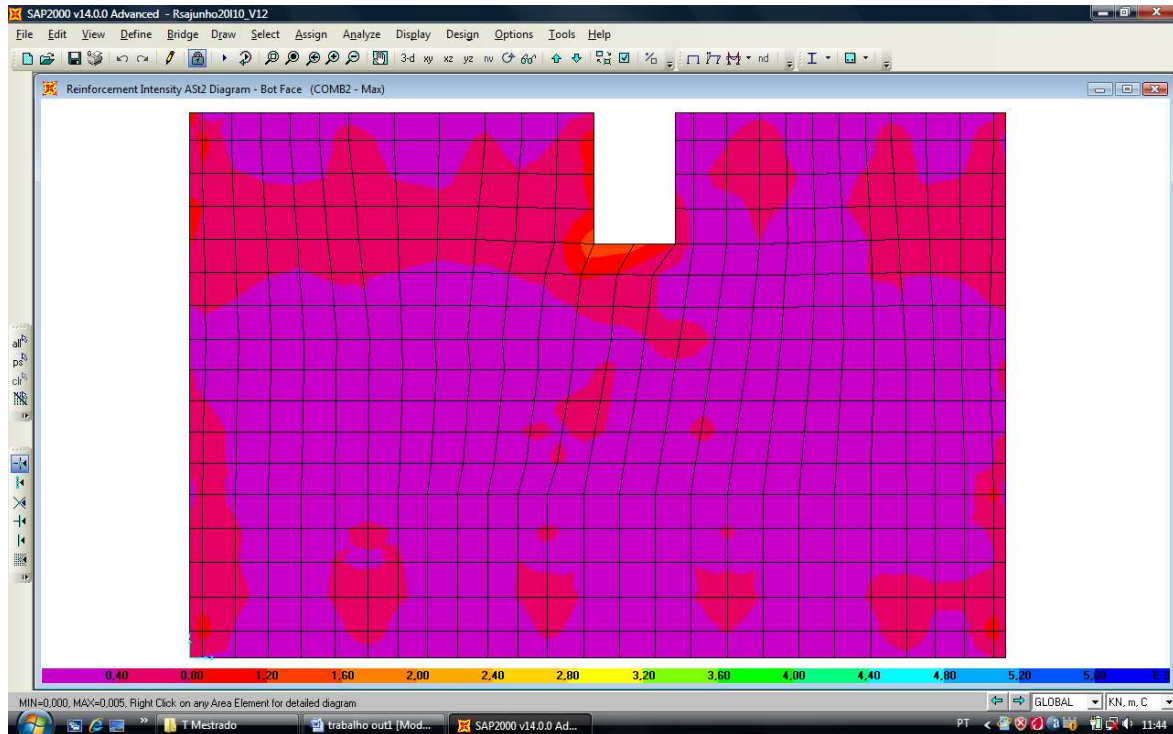
Comb1 Armadura Superior Ast2 (cobertura)

Figura 4.33



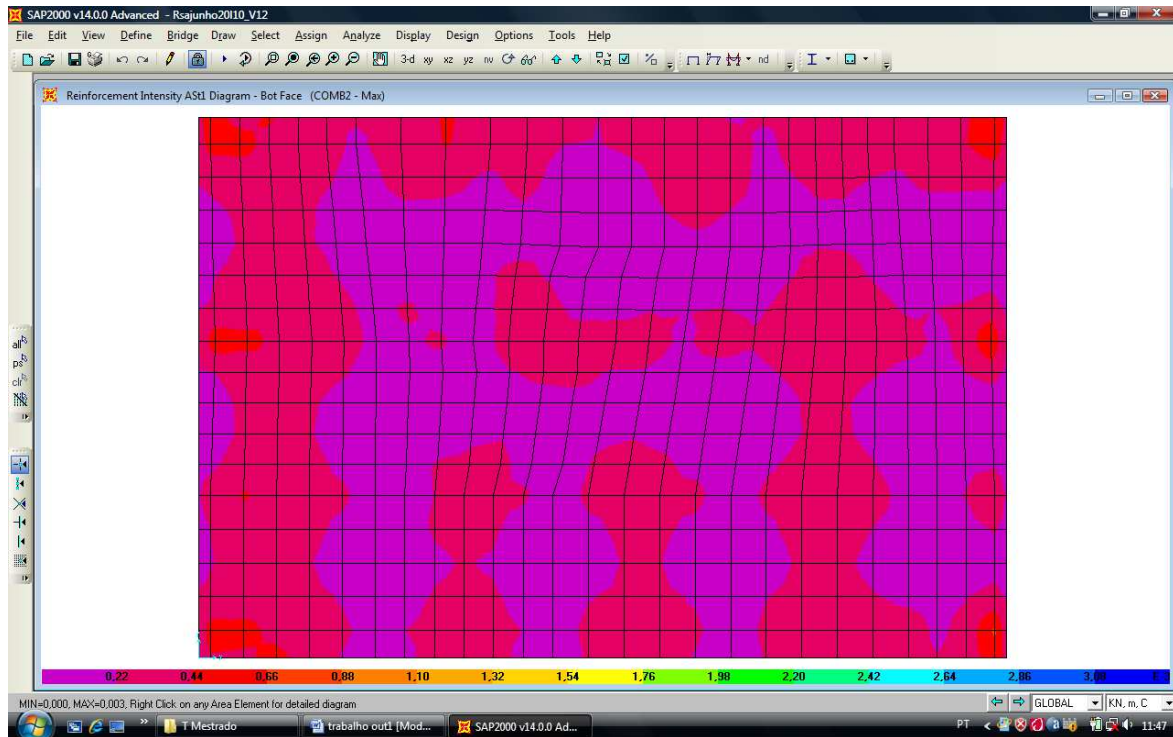
Comb2 Armadura Inferior Ast1 (piso1)

Figura 4.34



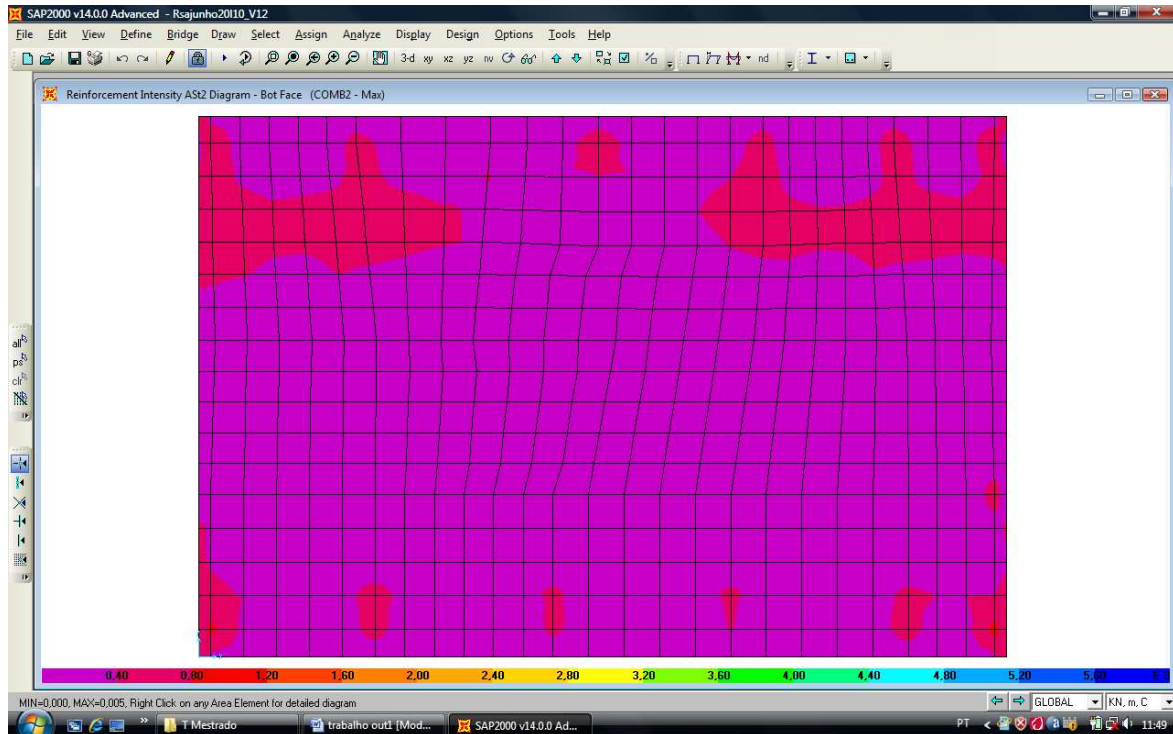
Comb2 Armadura Inferior Ast2 (piso1)

Figura 4.35



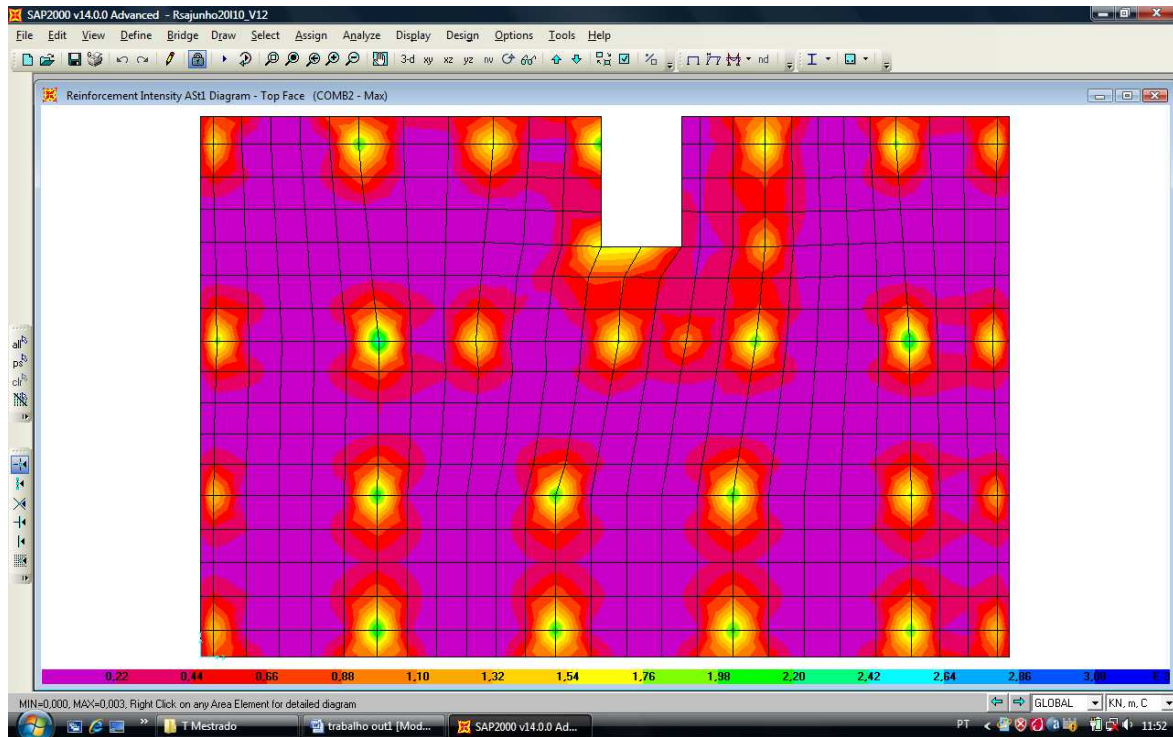
Comb2 Armadura Inferior Ast1 (cobertura)

Figura 4.36



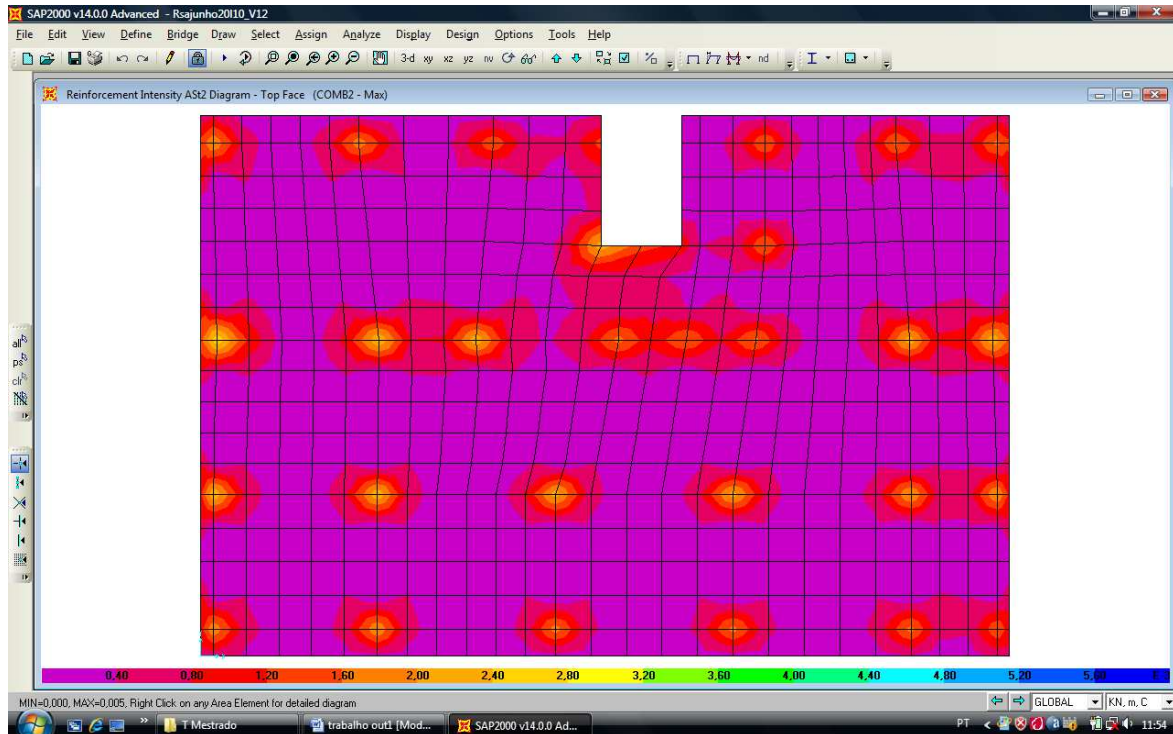
Comb2 Armadura Inferior Ast2 (cobertura)

Figura 4.37



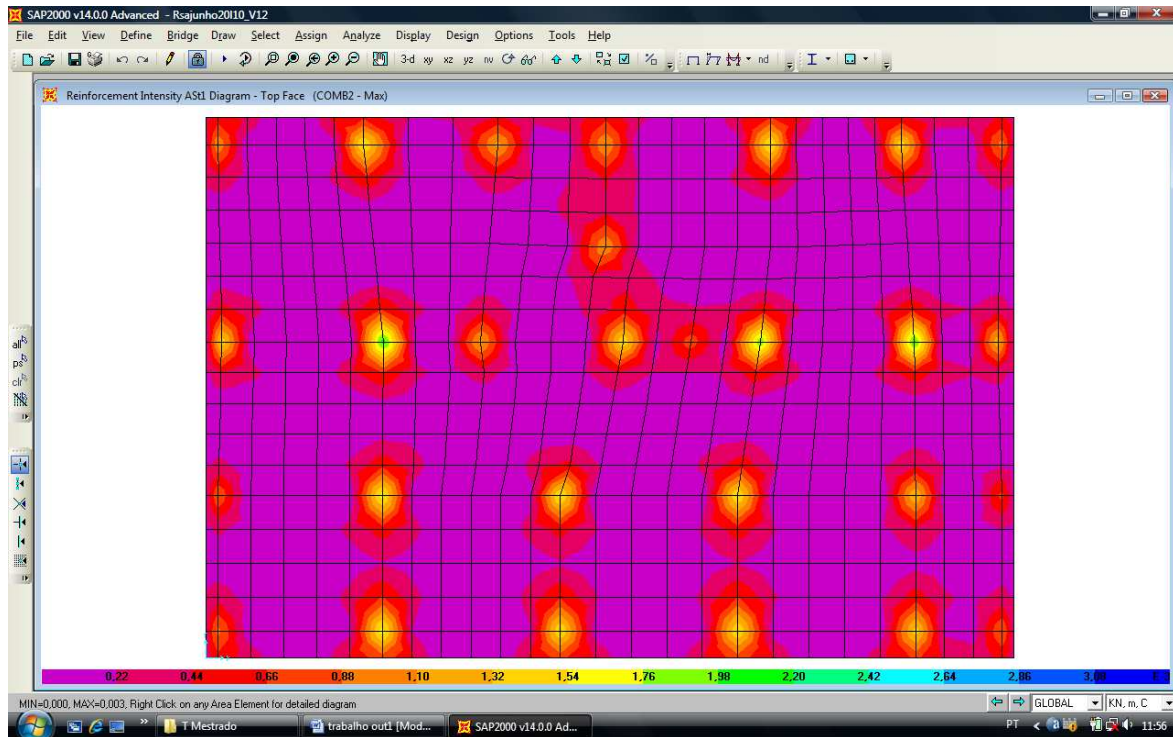
Comb2 Armadura Superior Ast1 (piso1)

Figura 4.38



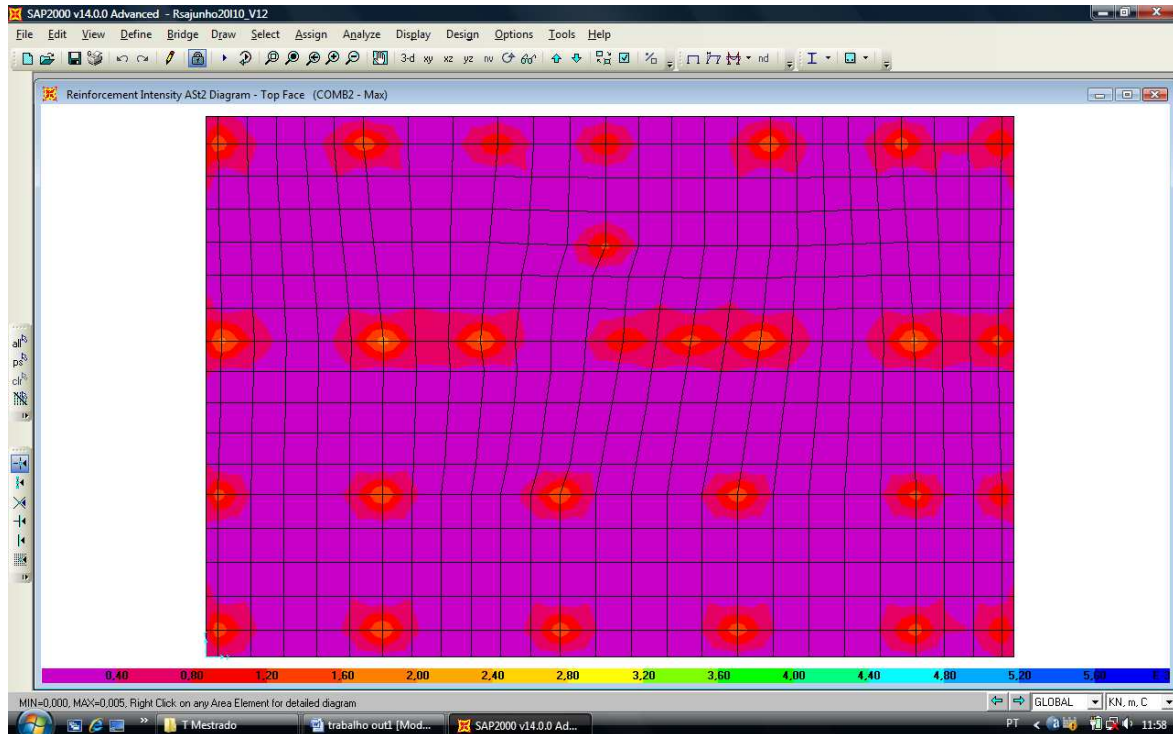
Comb2 Armadura Superior Ast2 (piso1)

Figura 4.39



Comb2 Armadura Superior Ast1 (cobertura)

Figura 4.40



Comb2 Armadura Superior Ast2 (cobertura)

Figura 4.41

Verificou-se a partir das imagens anteriores que as armaduras inferiores nos vãos são condicionadas pela combinação de cargas verticais, enquanto na zona de pilares é as combinações que envolvem o sismo é sempre a mais condicionante.

4.4.2- Dimensionamento ao punçoamento (RSA/REBAP)

Verificação da segurança ao Estado limite último de punçoamento

“...O punçoamento é um problema particular de esforço transversal que se verifica nas zonas de lajes sujeitas a cargas concentradas importantes...” (J. D’ Arga e Lima)

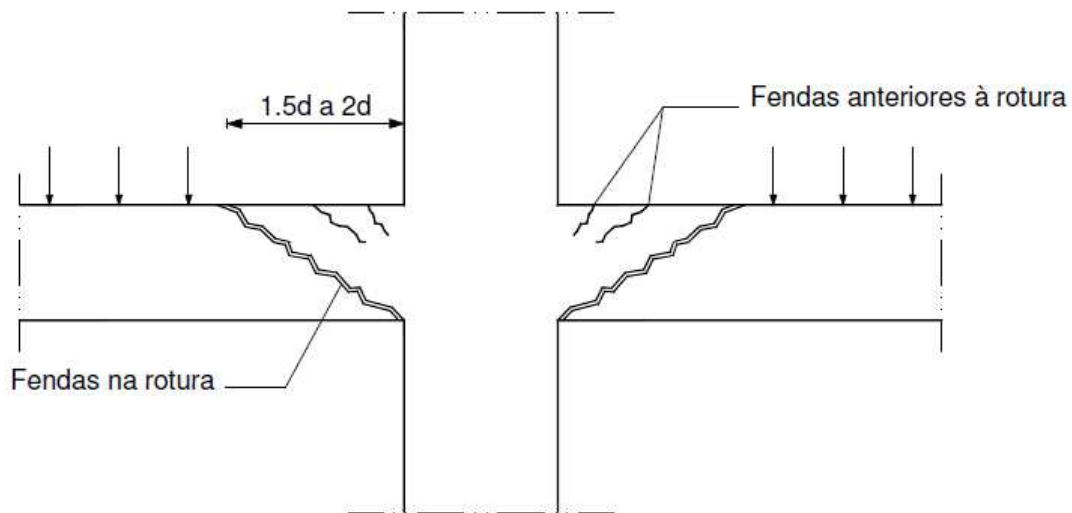


Figura 4.42 Rotura de punçoamento

Apresentam-se os métodos para a verificação da capacidade resistente de lajes, em relação ao punçoamento, segundo os dois principais regulamentos, o REBAP e o EC2.

Verificação da segurança ao punçoamento, segundo o REBAP:

Este regulamento refere que apenas se deve considerar o problema como sendo de punçoamento, nos seguintes casos:

Áreas carregadas circulares: se o seu diâmetro não exceder $3.5d$, sendo d a altura útil da laje;

Áreas carregadas rectangulares: se o seu perímetro não exceder $11d$, nem exceder duas vezes a relação entre o seu comprimento e a sua largura.

Fora destes limites devem considerar-se duas formas de actuar distintas, ao longo do contorno crítico, em que a verificação se efectua em termos de punçoamento e zonas em que se fará pelas regras do esforço transversal.

Nas secções rectangulares alongadas, só se considera a existência de punçoamento nas zonas junto aos cantos.

Para a determinação do valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd} , este será avaliado consoante existam, ou não, armaduras específicas de punçoamento.

No caso de existirem ou não armaduras específicas de punçoamento:

O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, será dado por.

$$V_{Rd} = v_{Rd} \cdot u$$

Em que:

$$v_{Rd} = \eta \tau_1 \times d$$

V_{Rd} = valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

U = perímetro crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;

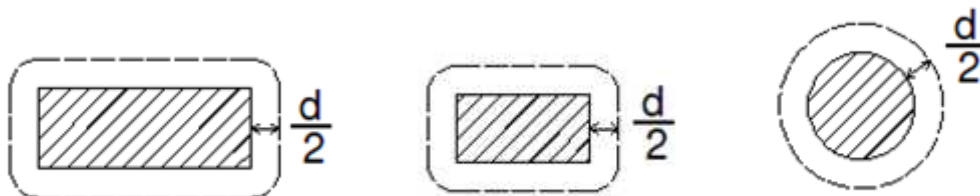


Figura 4.43 Contornos de controlo de referência de áreas carregadas

η = coeficiente cujo valor é dado por $1.6 - d$, com d expresso em metros e, não devendo ser tomado inferior à unidade;

τ_1 = tensão cujo valor é dado pelo quadro VI do art.º 53º do REBAP (em MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_1 (MPa)	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

Quadro 4.2 – Valores de tensão τ_1

A segurança em relação ao punçoamento considera-se satisfeita ao longo do contorno crítico, quando for verificada a condição:

$$VRd \geq Vsd$$

Em que:

VRd – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento:

Vsd - valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento:

Para a determinação do Vsd consideram-se também duas situações, consoante o esforço de punçoamento actua sem excentricidade, relativamente ao baricentro da área carregada, ou se, pelo contrário actua com excentricidade.

Para o carregamento excêntrico:

v_{sd} - valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento, por unidade de comprimento do contorno crítico, recomendando o REBAP as seguintes expressões, consoante a geometria da área carregada:

Para áreas carregadas com contorno circular:

$$v_{sd} = Vsd / u + [1 + (2|e|/d_o)]$$

e – excentricidade de Vsd

d_o – diâmetro do contorno crítico

Para áreas carregadas com contorno rectangular:

$$v_{sd} = Vsd / u + [1 + 1.5(|e_x| + |e_y|) / (b_x b_y)^{1/2}]$$

e – excentricidade de Vsd (e_x e e_y são as componentes segundo as direcções x e y);

b_x e b_y – dimensões do contorno crítico medidas segundo as direcções x e y paralelas aos lados da área carregada.

Quando é necessário o recurso a armaduras específicas de punçoamento:

O valor de cálculo do esforço resistente a considerar é igual a $4/3$ da componente normal ao plano da laje.

$$VRd = 4/3 * f_{syd} * A_s / s \text{ (considerando estribos verticais).}$$

Dimensionamento ao Punçoamento de acordo com o REBAP/RSA para Pilares Rectangulares

P1									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	145,05	52,28	58,59		0,360427	0,40393	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$*1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			288,1427	kN/m			
	Vrd=(1,6-d) τ *d		227,7	kN/m					
	1,6*Vrd	364,32	kN/m		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			8,476612	cm2
								9 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	9,04 cm2
P1									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	267,8	76,33	42,17		0,285026	0,157468	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			390,5863	kN/m	Nova geometria		Capitel
								Capitel	d= 0,24 m
	Vrd=(1,6-d) τ *d		227,7	kN/m				capitelad	d =0,27 m
	1,6*Vrd	364,32	kN/m		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			11,49031	cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2
P6									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	68,5	33,9	10,05		0,494891	0,146715	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			122,2818	kN	<Vrd Não precisa de arm de punc		
	Vrd=(1,6-d) τ *d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P6									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	128,08	46,05	12,11		0,359541	0,09455	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			189,2413	kN	<Vrd Não precisa de arm de punc		

	$Vrd=(1,6-d)r*d$		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32		kN					
P7									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	124,63	91,37	19,66		0,73313	0,157747	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			273,4455	kN			
	$Vrd=(1,6-d)r*d$		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32		kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$		8,044248		cm2
								9 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	9,04 cm2
P7									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	248,56	92,021	13,26		0,370216	0,053347	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			354,8056	kN			
	$Vrd=(1,6-d)r*d$		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32		kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$		10,43771		cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2
P13									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	173,43	96,04	56,17		0,553768	0,323877	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			376,751	kN	> 1,6 Vrd Nova geometria		
								Capitel	d= 0,23 m
	$Vrd=(1,6-d)r*d$		227,7	kN				Capitelad	d= 0,27 m
	1,6*Vrd	364,32		kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$		11,0833		cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2

P13									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	305,04	91,63	37,18		0,300387	0,121886	1,365	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			434,7816	kN	> 1,6 Vrd Nova geometria		
								Capitel	d= 0,27 m
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN				capitelad	d= 0,27 m
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			12,79045	cm2
								14 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	14,14 cm2
P2									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	311,5	94,66	6,65		0,303884	0,021348	2,258	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			232,9607	kN			
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			11,33675	cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2
P2									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	457,2	106,55	3,86		0,233049	0,008443	2,258	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			311,9729	kN			
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			15,18178	cm2
								16 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	16,08 cm2
P3									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	300,88	92,25	6,19		0,306601	0,020573	2,258	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			225,5659	kN	< Vrd Não necessita de arm de punc		

	$Vrd=(1,6-d)r*d$	227,7	kN						
	$1,6*Vrd$	364,32	kN						
P3									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	420,65	99,23	6,19	0,235897	0,014715	2,258	0,465	0,965	
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		290,8374	kN				
	$Vrd=(1,6-d)r*d$	227,7	kN						
	$1,6*Vrd$	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$			14,15325	cm2	
							16 est ϕ 8 2 ramos		
							adt	16,08 cm2	
P4									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	314,3	96,1	1,5	0,305759	0,004773	2,258	0,52	0,965	
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		230,7215	kN				
	$Vrd=(1,6-d)r*d$	227,7	kN						
	$1,6*Vrd$	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$			11,22778	cm2	
							12est ϕ 8 2 ramos		
							adt	12,06 cm2	
P4									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	429,5	99	3,58	0,230501	0,008335	2,258	0,465	0,965	
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		291,9404	kN				
	$Vrd=(1,6-d)r*d$	227,7	kN						
	$1,6*Vrd$	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd$			14,20693	cm2	
							16 est ϕ 8 2 ramos		
							adt	16,08 cm2	
P5									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	244,42	107,5	142,16	0,439817	0,581622	2,258	0,52	0,965	

	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		342,3729	kN				comb2
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			16,66117	cm2	
									18 est ϕ 8 2 ramos
									adt 18,18 cm2
P5									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	338,59	77,67	19,48	0,229392	0,057533	2,258	0,465	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		246,2942	kN				comb1
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			11,98561	cm2	
									12est ϕ 8 2 ramos
									adt 12,06 cm2
P8									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	266,88	137,8	7,84	0,516337	0,029376	2,258	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		254,7717	kN				
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			12,39816	cm2	
									14est ϕ 8 2 ramos
									adt 14,14 cm2
P8									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	341,74	104,41	3,74	0,305525	0,010944	2,258	0,465	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		258,5979	kN				
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			12,58436	cm2	
									14est ϕ 8 2 ramos

								adt	14,14 cm ²
P9									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	318,44	122,16	9,47		0,38362	0,029739	2,258	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^1/2			264,4677	kN			
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			12,87	cm ²
								14est φ 8 2 ramos	
								adt	14,14 cm ²
P9									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	298,31	26,56	12,32		0,089035	0,041299	2,258	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^1/2			170,6695	kN	< Vrd Não necessita de arm de punc		
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P10									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	191,59	179,61	75,63		0,937471	0,394749	2,258	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^1/2			324,209	kN			
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			15,77724	cm ²
								16est φ 8 2 ramos	
								adt	16,16 cm ²
P10									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	587,15	22,42	45,29		0,038184	0,077135	1,28	0,465	0,965
	vsd=vsd/u	1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^1/2			577,1634	kN	> 1,6 Vrd Nova geometria		
								Capitel	d= 0,35 m

	$Vrd=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN				capitela	d= 0,35m
	1,6*Vrd	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/f_{syd}$			15,92175	cm ²
							16est ϕ 8 2 ramos	
							adt	16,16 cm ²
P11								
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by
	222,93	103,07	14,11	0,462342	0,063293	2,258	0,52	0,965
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		208,6183	kN	< Vrd Não necessita de arm de punc		
	$Vrd=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN					
P11								
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by
	362,86	94,91	8,52	0,261561	0,02348	2,258	0,52	0,965
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		257,6945	kN			
	$Vrd=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/f_{syd}$			12,54039	cm ²
							14est ϕ 8 2 ramos	
							adt	14,14 cm ²
P12								
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by
	336,9	158,73	13,82	0,471149	0,041021	2,258	0,52	0,965
	$vsd=vsd/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		311,0172	kN			
	$Vrd=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	$Asp=3/4*(vsd*u)/f_{syd}$			15,13527	cm ²
							16est ϕ 8 2 ramos	
							adt	16,16 cm ²
P12								
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by
	457,96	141,51	13,06	0,309001	0,028518	2,258	0,52	0,965

	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		347,7696	kN				
	Vrd=(1,6-d)*τ*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	16,92379	cm2	
									18est φ 8 2 ramos
									adt 18,18 cm2
P14									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	315,38	29,03	128,42	0,092048	0,407191	2,08	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		311,9146	kN				
	Vrd=(1,6-d)*τ*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	13,98238	cm2	
									14est φ 8 2 ramos
									adt 14,14 cm2
P14									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	520,6	42,2	92,12	0,08106	0,17695	2,08	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		387,0309	kN	> 1,6 Vrd Nova geometria			
									Capitel d= 0,24 m
	Vrd=(1,6-d)*τ*d	227,7	kN						capitelad d= 0,27 m
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	17,34966	cm2	
									18est φ 8 2 ramos
									adt 18,18 cm2
P21									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	171,03	23,84	33,2	0,139391	0,194118	2,08	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		140,2947	kN	< Vrd Não necessita de armadura			
	Vrd=(1,6-d)*τ*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN						

P21									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	328,1	32,96	18,19		0,100457	0,05544	2,08	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			209,8129	kN	< Vrd Não necessita de armadura		
	Vrd=(1,6-d)*r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P15									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	484,65	25,41	63,53		0,05243	0,131084	2,431	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			276,8332	kN			
	Vrd=(1,6-d)*r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			14,50391	cm2
								16est ϕ 8 2 ramos	
								adt	16,16 cm2
P15									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	644,5	35,82	43,32		0,055578	0,067215	2,431	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			334,0518	kN			
	Vrd=(1,6-d)*r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			17,50172	cm2
								18est ϕ 8 2 ramos	
								adt	18,18 cm2
P17									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	265,48	8,33	39,41		0,031377	0,148448	2,431	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			150,7898	kN	< Vrd Não necessita de armadura		

	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN						
	1,6*V _{rd}	364,32	kN						
P17									
inf	V _{sd}	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	372,11	9,92	24,13	0,026659	0,064846	2,431	0,52	0,965	
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		182,7278	kN	< V _{rd} Não necessita de armadura			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN						
	1,6*V _{rd}	364,32	kN						
P19									
sup	V _{sd}	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	421,02	9,15	61,61	0,021733	0,146335	2,431	0,52	0,965	
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		234,8232	kN				
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN						
	1,6*V _{rd}	364,32	kN	$Asp=3/4*(v_{sd}*u)/f_{syd}$			12,30291	cm ²	
							14est ϕ 8 2 ramos		
							adt	14,14 cm ²	
P19									
inf	V _{sd}	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	377,93	9,53	36,73	0,025216	0,097187	2,431	0,52	0,965	
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		195,7573	kN	< V _{rd} Não necessita de armadura			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN						
	1,6*V _{rd}	364,32	kN						
P20									
sup	V _{sd}	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	432,41	21,7	60,29	0,050184	0,139428	2,431	0,52	0,965	

	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		249,2903	kN				
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	13,06088	cm2	
									14est ϕ 8 2 ramos
									adt 14,14 cm2
P20									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	526,02	25,45	31,4	0,048382	0,059694	2,431	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		265,899	kN				
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	13,93105	cm2	
									14est ϕ 8 2 ramos
									adt 14,14 cm2
P16									
sup	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	360,76	24,13	7,29	0,066887	0,020207	2,191	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		195,0216	kN	< Vrd Não necessita de armadura			
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P16									
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by	
	497,92	36,45	3,8	0,073205	0,007632	2,191	0,52	0,965	
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		266,1569	kN				
	Vrd=(1,6-d)*d	227,7	kN						
	1,6*Vrd	364,32	kN			Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd	12,56789	cm2	
									14est ϕ 8 2 ramos

								adt	14,14 cm ²
P18									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	130,51	62,68	30,54		0,48027	0,234005	2,191	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			149,6597	kN	< Vrd Não necessita de armadura		
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P18									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	151,09	37,73	5,37		0,249719	0,035542	2,191	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			110,6138	kN	< Vrd Não necessita de armadura		
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P22									
inf	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	354,96	14,02	8,88		0,039497	0,025017	2,191	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			184,1401	kN	< Vrd Não necessita de armadura		
	Vrd=(1,6-d)*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P23									
sup	Vsd	M2	M3		ex	ey	u	bx	by
	295,01	18,19	7,13		0,061659	0,024169	2,191	0,52	0,965
	vsd=vsd/u	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$			159,117	kN	< Vrd Não necessita de armadura		

	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	$1,6*V_{rd}$	364,32	kN					
P23								
inf	Vsd	M2	M3	ex	ey	u	bx	by
	354,96	14,02	8,88	0,039497	0,025017	1,768	0,52	0,965
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$1+1,5(ex+eu)/(bx*by)^{1/2}$		228,1963	kN			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	$1,6*V_{rd}$	364,32	kN	$Asp=3/4*(v_{sd}*u)/f_{syd}$			8,695065	cm ²
							12est ϕ 8 2 ramos	
							adt	12,06 cm ²

Dimensionamento ao Punçoamento de acordo com REBAP/ RSA para Pilares Circulares.

P24								
sup	Vsd	M2	M3	M total	e	u		do
	210,03	11,73	63,35	64,42682	0,306751	1,4608		0,62
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$(1+(2*e)/do)$		286,0477	kN			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	$1,6*V_{rd}$	364,32	kN	$Asp=3/4*(v_{sd}*u)/f_{syd}$			9,00557	cm ²
							12 est ϕ 8 2 ramos	
							adt	12,06 cm ²
P24								
inf	Vsd	M2	M3	M total	e	u		do
	371,73	20,64	45,83	50,26329	0,135215	1,4608		0,62
	$v_{sd}=v_{sd}/u$	$(1+(2*e)/do)$		365,4639	kN	> 1,6 Vrd Nova geometria		
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN				Capitel	d=0,23m
							capitelad	d=0,27m
	$1,6*V_{rd}$	364,32	kN	$Asp=3/4*(v_{sd}*u)/f_{syd}$			11,50581	cm ²

P29									
sup	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	102,53	48,72	49,59		69,51839	0,67803	1,4608		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			223,7013	kN	Não precisa de armadura		
	Vrd=(1,6-d)τ*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd		7,042734	cm2	
							8 est φ 8 2 ramos		
							adt	8,04	cm2
P29									
inf	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	181,95	21,86	16,08		27,13717	0,149146	1,4608		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			184,4806	kN	Não precisa de armadura		
	Vrd=(1,6-d)τ*d		227,7	kN				comb2	
	1,6*Vrd	364,32	kN						
P25									
sup	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	456,06	11,69	6,53		13,39018	0,029361	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			256,4223	kN			
	Vrd=(1,6-d)τ*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd		10,75979	cm2	
							12 est φ 8 2 ramos		
							adt	12,06	cm2
P25									
inf	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	649,45	18,67	5,88		19,57405	0,030139	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			365,9949	kN			

	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			15,35759	cm2
							16 est ϕ 8 2 ramos	
							adt	16,08 cm2
P26								
sup	Vsd	M2	M3	M total	e	u		do
	457,85	12,75	1,53	12,84147	0,028047	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)		256,4325	kN			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			10,76022	cm2
							12 est ϕ 8 2 ramos	
							adt	12,06 cm2
P26								
inf	Vsd	M2	M3	M total	e	u		do
	612,53	19,88	5,29	20,57179	0,033585	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)		348,6855	kN			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			14,63126	cm2
							16 est ϕ 8 2 ramos	
							adt	16,08 cm2
P27								
sup	Vsd	M2	M3	M total	e	u		do
	451,15	7,18	4,59	8,521766	0,018889	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)		245,8344	kN			
	$V_{rd}=(1,6-d)\tau*d$	227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN	Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			10,31551	cm2
							12 est ϕ 8 2 ramos	
							adt	12,06 cm2

P27									
inf	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	624,06	2,9	3,74		4,73261	0,007584	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			328,3649	kN			
	Vrd=(1,6-d)r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			13,77859	cm2
								16 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	16,08 cm2
P28									
sup	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	353,78	7,77	33,98		34,85704	0,098527	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			239,4566	kN			
	Vrd=(1,6-d)r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			10,04789	cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2
P28									
inf	Vsd	M2	M3		M total	e	u		do
	482,41	12,62	20,02		23,66569	0,049057	1,947		0,62
	vsd=vsd/u	(1+(2*e)/do)			286,9804	kN			
	Vrd=(1,6-d)r*d		227,7	kN					
	1,6*Vrd	364,32	kN		Asp=3/4*(vsd*u)/fsyd			12,04205	cm2
								12 est ϕ 8 2 ramos	
								adt	12,06 cm2

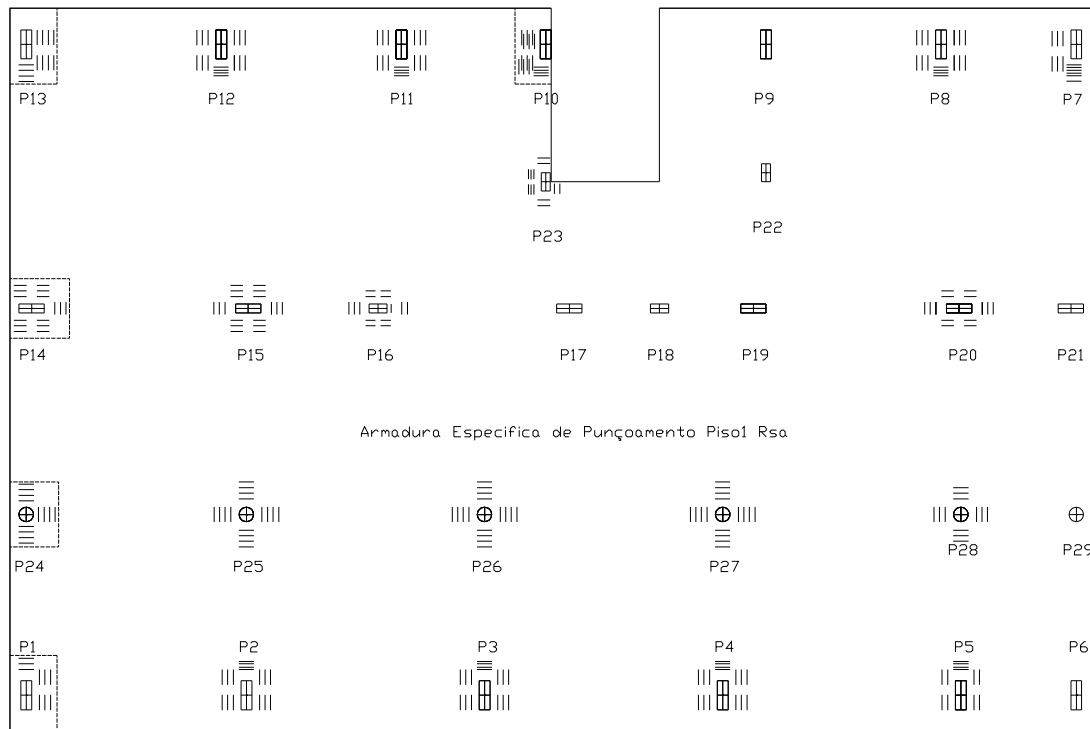


Figura 4.44 - Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso 1

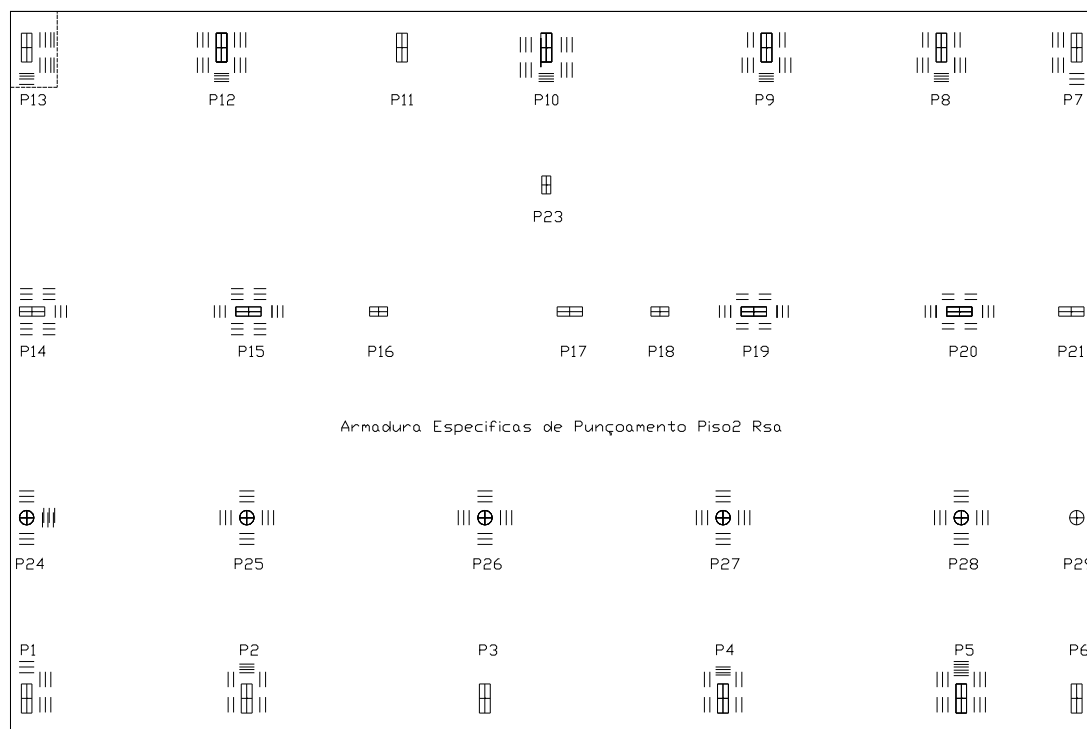


Figura 4.45 - Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso 2

4.4.3- Verificação da segurança ao punçoamento, segundo o EC2

De acordo com este regulamento a resistência ao esforço de corte por punçoamento deve ser verificada na face do pilar e no contorno de referência u_1 . Quando for necessária armadura específica de punçoamento, deve determinar-se um outro contorno - $u_{out,ef}$ - a partir do qual já não é necessária armadura.

$VR_{d,c}$ – valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$VR_{d,cs}$ - valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$VR_{d,max}$ - valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Tal como o REBAP, este regulamento prevê expressões de dimensionamento para cargas centradas e cargas excêntricas, sendo mais abrangente e específico ao nível da distribuição de tensões, prevendo oito situações distintas, das quais apenas três se aplicam a esta estrutura.

Carga centrada: $V_{sd} = V_{sd} / u_i \cdot d$ - u_i perímetro controlo considerado

Carga excêntrica: $V_{sd} = \beta \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$ - u_i perímetro de controlo considerado

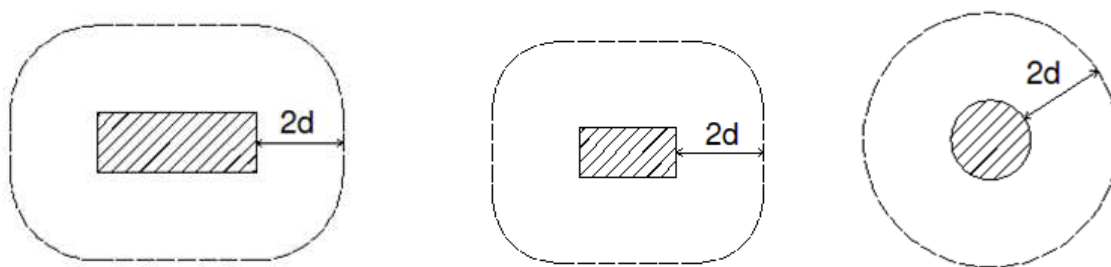


Figura 4.46 Contornos de controlo de referência de áreas carregadas

Situações com excentricidade:

Pilar rectangular de bordo com excentricidade perpendicular ao bordo da laje dirigida para o interior da mesma (momento devido a cargas verticais) e em simultâneo excentricidade paralela ao bordo.

Neste caso $V_{sd} = \beta \cdot V_{sd} / u_1 \cdot d$

Com $\beta = u_1 / u_1 + k \cdot e_{par} \cdot u_1 / w_1$ (6.45-EN 1992-1)

Em que:

e_{par} – excentricidade na direcção paralela ao bordo da laje provocada por um momento em torno do eixo perpendicular ao bordo

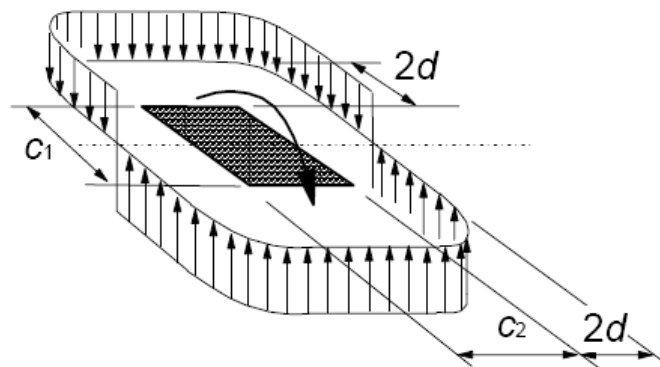


Figura 4.47 Distribuição de tensões tangenciais devidas a um momento

$c_1 / 2c_2$	< 0,5	1,0	2,0	≥ 3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Quadro 4.3 Valores de k para áreas carregadas rectangulares

K – coeficiente obtido através do quadro anterior a partir da relação $c_1 / 2 \cdot c_2$

$W_1 = c_2^2 / 4 + c_1 \cdot c_2 + 4 c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2$ (6.45-EN 1992-1)

Pilar rectangular interior com excentricidade segundo os dois eixos

Neste caso pode considerar-se $\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{((e_x / b_y)^2 + (e_y / b_x)^2)}$ (6.43-EN 1992-1)

Em que:

e_x, e_y – excentricidades segundo as direcções x e y do perímetro provocados respectivamente pelos momentos em torno de y e em torno de x

b_x, b_y – dimensões segundo x e y do perímetro básico de controlo

Pilar circular interior com excentricidade segundo um ou dois eixos

$$\text{Neste caso } \beta = 1 + 0,6 \pi \cdot e / D + 4.d \quad (6.42-EN 1992-1)$$

Em que:

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

D - diâmetro do pilar

Resistência ao punçoamento de lajes sem armadura específica de esforço transverso,

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento é dado por:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} > (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47-EN 1992-1)$$

Onde,

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 \sqrt{200/d} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$$

ρ_{lx} e ρ_{ly} – percentagens de armaduras de tracção nas direcções x e y. Devem ser calculados como valores médios, considerando uma largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3.d para cada lado

f_{ck} em MPA

$$k_1 = 0,1 \text{ (valor recomendado)}$$

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy}) / 2$ – tensões normais no betão na secção crítica de controlo nas direcções x e y (positivas se de compressão)

$$\sigma_{cx} = N_{sd,x} / A_{cx} \text{ e } \sigma_{cy} = N_{sd,y} / A_{cy}$$

$N_{sd,x}$ e $N_{sd,y}$ – esforços normais nas faixas da laje sobre os pilares interiores e esforço normal na secção de controlo para pilares de bordo.

A_c – área de betão associado ao esforço N_{sd} considerado

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

Resistência ao punçoamento de lajes com armadura específica de esforço transverso:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/u_1 \cdot d) \cdot \sin \alpha \quad (6.52-EN 1992-1)$$

Em que:

A_{sw} - área de um perímetro de armaduras de esforço transverso em torno do pilar [mm^2]

s_r - espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transverso [mm]

$f_{ywd,ef}$ - valor de cálculo da tensão efectiva de cêdencia das armaduras de punçoamento,

dado por - $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d < f_{ywd}$ [MPa] d (mm)

d - média das alturas úteis nas direcções ortogonais

α - ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje

Quando são adoptadas armaduras de punçoamento, torna-se necessária a verificação na vizinhança do pilar, sendo a resistência ao punçoamento limitada a um máximo de:

$$V_{sd} = \beta \cdot V_{sd} / u_0 \cdot d \leq V_{Rd,Max}$$

Sendo:

$$V_{Rd,Max} = 0,5 v f_{cd} \quad v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$$

O contorno de controlo para o qual não é necessário armadura de punçoamento u_{out} ou

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{sd} / V_{Rd,c} \cdot d \quad (6.54-EN 1992-1)$$

A armadura de punçoamento perifericamente mais exterior, deve ser colocada a uma distância não superior a $k \cdot d$ ($k=1,5$) no interior de u_{out} ou $u_{out,ef}$ conforme ilustra a figura seguinte:

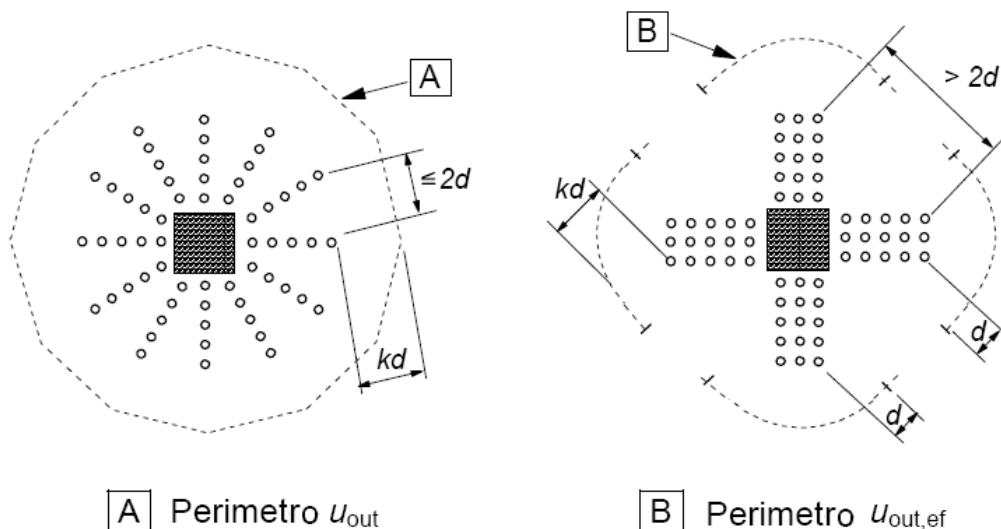


Figura 4.48 Contornos de controlo exterior para pilares interiores

Dimensionamento ao Punçoamento de acordo com EC2 para Pilares de Bordo Rectangulares.

P1											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	140,05	103,52	41,71	3,473	2,813	1,76818	1,887954	0,739165	0,45	0,009136	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				346,0565	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				664,9484	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,009136									
	plz	0,009136									
	Vrd,c = Vrd,c *u1*d				508,0605	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P1											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	267,8	76,33	42,17	3,473	2,813	1,76818	1,486552	0,285026	0,45	0,013636	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				521,0307	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				759,9115	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,013636									
	plz	0,013636									
	Vrd,c =Vrd,c *u1*d				580,618	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P6											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	96,63	89,25	103,41	3,473	2,813	1,76818	2,050995	0,923626	0,45	0,009136	0,22

	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				259,3875	kN/m ²	< $V_{rd,c}$	Dispensa armadura de punção			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										
	$V_{rd,c} = Crd,c \cdot K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				664,9484	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c_2^2/4 + c_1 \cdot c_2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi dc_2$										
	$B = u_1/u_1^* + k \cdot u_1/w_1 e_{par}$										
	ρ_y	0,009136									
	ρ_z	0,009136									
	$V_{rd,c} = Crd,c \cdot u_1^* \cdot d$				508,0605	kN					
	$V_{rd,máx} = 0,5 \cdot u^* \cdot f_{cd}$			4509	kN/m ²						
	$u = 0,6(1 - 25/250)$			0,54							
P6											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	e _{par}	k	ρ_l	d
	165,44	13,59	31,44	3,473	2,813	1,76818	1,30723	0,082145	0,45	0,011364	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				283,0513	kN/m ²	< $V_{rd,c}$	Dispensa armadura de punção			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										
	$V_{rd,c} = Crd,c \cdot K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				715,1041	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c_2^2/4 + c_1 \cdot c_2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi dc_2$										
	$B = u_1/u_1^* + k \cdot u_1/w_1 e_{par}$										
	ρ_y	0,011364									
	ρ_z	0,011364									
	$V_{rd,c} = Crd,c \cdot u_1^* \cdot d$				546,3824	kN					
	$V_{rd,máx} = 0,5 \cdot u^* \cdot f_{cd}$			4509	kN/m ²						
	$u = 0,6(1 - 25/250)$			0,54							
P7											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	e _{par}	k	ρ_l	d
	127,52	158,28	100,2	3,473	2,813	1,76818	2,331706	1,241217	0,45	0,006818	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				389,1567	kN/m ²	< $V_{rd,c}$	Dispensa armadura de punção			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										
	$V_{rd,c} = Crd,c \cdot K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				603,1422	kN/m ²					

	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c^2/4 + c_1 \cdot c^2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi dc^2$										
	$B = u_1/u_1^* + k \cdot u_1/w_1 \text{epar}$										
	ρ_y	0,006818									
	ρ_z	0,006818									
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot u_1 \cdot d$				460,8368	kN					
	$V_{rd,m\acute{a}x} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²							
	$u = 0,6(1 - 25/250)$		0,54								
P7											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	ρ_l	d
	244,44	118,11	26,13	3,473	2,813	1,76818	1,661701	0,483186	0,45	0,011409	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd}/u_1 \cdot d$				531,6156	kN/m ²	< $V_{rd,c}$	Dispensa armadura de punçoamento			
	$U = b + 2a + 2\pi d$										
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				716,0563	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c^2/4 + c_1 \cdot c^2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi dc^2$										
	$B = u_1/u_1^* + k \cdot u_1/w_1 \text{epar}$										
	ρ_y	0,011409									
	ρ_z	0,011409									
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot u_1 \cdot d$				547,11	kN					
	$V_{rd,m\acute{a}x} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²							
	$u = 0,6(1 - 25/250)$		0,54								
P13											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	ρ_l	d
	173,43	96,04	56,17	3,473	2,813	1,76818	1,724087	0,553768	0,45	0,007114	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd}/u_1 \cdot d$				391,3415	kN/m ²	< $V_{rd,c}$	Dispensa armadura de punçoamento			
	$U = b + 2a + 2\pi d$										
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				611,7303	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c^2/4 + c_1 \cdot c^2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi dc^2$										
	$B = u_1/u_1^* + k \cdot u_1/w_1 \text{epar}$										
	ρ_y	0,007091									
	ρ_z	0,007136									

	Vrd,c= Crd,c *u1*d				467,3986	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P13											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	305,04	91,63	52,07	3,473	2,813	1,76818	1,500129	0,300387	0,45	0,013207	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				598,9051	kN/m2	<Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				751,8469	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,013227									
	plz	0,013186									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				574,4561	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P2											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	311,5	94,66	6,65	4,964	4,964	1,76818	1,383907	0,303884	0,45	0,009136	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				394,7395	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				664,9484	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,009136									
	plz	0,009136									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				726,1769	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P2											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d

	457,2	106,55	3,86	4,964	4,964	1,76818	1,294418	0,233049	0,45	0,013182	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				541,9091	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				751,3724	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c^2/4 + c_1 \cdot c_2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi d c_2$										
	$B = u_1 / u_1^* + k \cdot u_1 / w_1 e_{par}$										
	ρ_y	0,013182									
	ρ_z	0,013182									
	$V_{rd,c} = V_{rd,c} \cdot u_1 \cdot d$				820,5588	kN					
	$V_{rd,m\acute{a}x} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²							
	$u = 0,6(1 - 25/250)$		0,54								
P3											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	e _{par}	k	ρ_l	d
	300,88	92,25	6,19	4,964	4,964	1,76818	1,387339	0,306601	0,45	0,009136	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				382,227	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				664,9484	kN/m ²					
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$										
	$\rho_l = (\rho_y \cdot \rho_z)^{1/2}$										
	$w_1 = c^2/4 + c_1 \cdot c_2 + 4c_1d + 8d^2 + 2\pi d c_2$										
	$B = u_1 / u_1^* + k \cdot u_1 / w_1 e_{par}$										
	ρ_y	0,009136									
	ρ_z	0,009136									
	$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot u_1 \cdot d$				726,1769	kN					
	$V_{rd,m\acute{a}x} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²							
	$u = 0,6(1 - 25/250)$		0,54								
P3											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	e _{par}	k	ρ_l	d
	420,65	99,23	2,21	4,964	4,964	1,76818	1,298016	0,235897	0,45	0,012953	0,22
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				499,973	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	$U = b + 2a + 2\pi \cdot 2d$										

	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				746,9908	kN/m ²					
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl=(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,013182									
	plz	0,012727									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				815,7737	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m ²						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P4											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	314,3	96,1	1,5	4,964	4,964	1,76818	1,386275	0,305759	0,45	0,008932	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				398,9692	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				659,9479	kN/m ²					
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl=(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008909									
	plz	0,008955									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				720,7159	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m ²						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P4											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	429,5	99	3,58	4,964	4,964	1,76818	1,291199	0,230501	0,45	0,012433	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				507,8107	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				736,8723	kN/m ²					
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl=(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,013182									

	plz	0,011727									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				804,7235	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P5											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	244,67	70,97	35,57	4,964	4,964	1,76818	1,366448	0,290064	0,45	0,008425	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				306,1394	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punção			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				647,221	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008455									
	plz	0,008395									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				706,8171	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P5											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	338,59	77,67	19,48	4,964	4,964	1,76818	1,289799	0,229392	0,45	0,012412	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				399,8911	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punção			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				736,4482	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,013136									
	plz	0,011727									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				804,2603	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								

P8											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	266,88	137,8	7,84	4,964	4,964	1,76818	1,652305	0,516337	0,45	0,008477	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				403,7866	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				648,5573	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008455									
	plz	0,0085									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				708,2765	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P8											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	341,74	104,41	3,74	4,964	4,964	1,76818	1,385979	0,305525	0,45	0,011046	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				433,7087	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				708,3725	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl=(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,011773									
	plz	0,010364									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				773,5995	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P9											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	318,44	122,16	9,47	4,964	4,964	1,76818	1,48464	0,38362	0,45	0,008477	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				432,9067	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			

	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}			648,5573	kN/m ²						
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl =(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008455									
	plz	0,0085									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d			708,2765	kN						
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m ²							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P9											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	298,31	26,56	12,32	4,964	4,964	1,76818	1,112481	0,089035	0,45	0,012197	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d			303,8826	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento				
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}			732,1724	kN/m ²						
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl =(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,011773									
	plz	0,012636									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d			799,5908	kN						
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m ²							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P10											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	191,59	179,61	75,63	4,964	4,964	1,76818	2,184338	0,937471	0,45	0,008023	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d			383,2111	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento				
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}			636,7519	kN/m ²						
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2										
	pl =(ply*plz) ^{1/2}										
	w1=c ² /4+c1*c ² +4c1d+8d ² +2πdc ²										

	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008									
	plz	0,008045									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				695,384	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P10											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	587,15	22,42	45,29	3,2	3,2	1,76818	1,031097	0,038184	0,45	0,015955	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				859,9556	kN/m2	> Vrd,c	Armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				800,7402	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,015955				Aswp	181,4386	mm2			
	plz	0,015955									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				563,7211	kN	uout,ef	5,033399		6 est φ8 4r	
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2		rout,ef	0,801497	n	3,214966952	
	u=0,6(1-25/250)			0,54							
P11											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	185,27	212,04	113,03	4,964	4,964	1,76818	2,445874	1,144492	0,45	0,008023	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				414,9395	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				636,7519	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,008									
	plz	0,008045									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				695,384	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd			4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)			0,54							

P11											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	362,86	94,91	8,52	4,964	4,964	1,76818	1,330439	0,261561	0,45	0,011464	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				442,0582	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				717,2091	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,012682									
	plz	0,010364									
	Vrd,c = Vrd,c*u1*d				783,2497	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P12											
Sup	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	336,9	158,73	13,82	4,964	4,964	1,76818	1,595218	0,471149	0,45	0,005177	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				492,1149	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			
	U=b+2a+2π2d										
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				550,2462	kN/m2					
	K=1+(200/d)^1/2 < 2										
	pl =(ply*plz)^1/2										
	w1=c2^2/4+c1*c2+4c1d+8d^2+2πdc2										
	B=u1/u1*+k*u1/w1epar										
	ply	0,012545									
	plz	0,002136									
	Vrd,c= Crd,c *u1*d				600,9129	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)		0,54								
P12											
1nf	Vsd	M2	M3	u1	u1*	w1	B	epar	k	pl	d
	457,96	141,51	13,06	4,964	4,964	1,76818	1,390371	0,309001	0,45	0,011975	0,22
	Vsd=B*Vsd/ui*d				583,0473	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento			

	$U=b+2a+2\pi d$									
	$Vrd,c=Crd,c K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$			727,6981	kN/m ²					
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$									
	$\rho_l=(\rho_{ly}\rho_{lz})^{1/2}$									
	$w_1=c^2/4+c_1^2+c_2+4c_1d+8d^2+2\pi dc^2$									
	$B=u_1/u_1^*+k^*u_1/w_1\epsilon_{par}$									
	ρ_{ly}	0,012227								
	ρ_{lz}	0,011727								
	$Vrd,c = Vrd,c^*u_1^*d$			794,7046	kN					
	$Vrd,máx=0,5^*u^*f_{cd}$	4509	kN/m ²							
	$u=0,6(1-25/250)$	0,54								

Dimensionamento ao Punçoamento de acordo com EC2 para Pilares Interiores Rectangulares.

P14										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	ρ_l	bz	by
	315,38	29,03	128,48	3,532	0,092048	0,407382	1,486716325	0,010350	1,13	1,580000
	$Vsd=B^*Vsd/ui^*d$				603,4189	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	$U=2b+2a+2\pi d$									
	d=0,22									
	$Vrd,c=Crd,c K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				693,1826	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$									
	$\rho_l=(\rho_{ly}\rho_{lz})^{1/2}$									
	$w_1=c_1^2/2+c_1^2+c_2+4c_2d+16d^2+2\pi dc_1$									
	$B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^{1/2}$									
	ρ_{ly}	0,009364								
	ρ_{lz}	0,011441								
	$Vrd, c = Vrd,c^*u_1^*d$				538,6306	kN				
	$Vrd,máx=0,5^*u^*f_{cd}$	4509	kN/m ²							
	$u=0,6(1-25/250)$	0,54								
P14										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	ρ_l	bz	by
	520,6	42,2	92,12	3,532	0,08106	0,17695	1,239396051	0,014630	1,13	1,580000
	$Vsd=B^*Vsd/ui^*d$				830,3686	kN/m ²	> Vrd,c	Armadura de punçoamento		

	$U=2b+2a+2\pi d$									
	$d=0,22$									
	$V_{rd,c}=C_{rd,c} K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				777,9456	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$									
	$\rho_l =(\rho_{ly} \rho_{lz})^{1/2}$									

	$w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2\pi dc1$									
	$B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^{1/2}$									
	ply	0,012727				Aswp	190,6194255	mm ²		
	plz	0,016818								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d		604,4948	kN	uout,ef	6,013248		6 est $\phi 8$ 6r	
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m ²			rout,ef	0,957524	n	5,025235299	
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P21										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	171,03	23,84	33,2	3,532	0,139391	0,194118	1,313380065	0,008000	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d			289,0809	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçãoamento			
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}			636,1509	kN/m ²					
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	$w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2\pi dc1$									
	$B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^{1/2}$									
	ply	0,008								
	plz	0,008								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d		494,3147	kN					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m ²							
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P21										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	328,1	32,96	18,19	3,532	0,100457	0,05544	1,172033928	0,012500	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d			494,8836	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçãoamento			
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}			738,1877	kN/m ²					
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	$w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2\pi dc1$									
	$B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^{1/2}$									

	ply	0,0125								
	plz	0,0125								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			573,6014	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P15										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	484,65	25,41	63,53	4,66	0,05243	0,131084	1,171103325	0,010082	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				553,6239	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				687,1477	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,011182								
	plz	0,009091								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			704,4639	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P15										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	644,5	35,82	43,36	4,66	0,055578	0,067277	1,117099048	0,013795	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				702,2731	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				762,8467	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,013909								
	plz	0,013682								

	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			782,0704	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P17										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	265,48	8,33	39,41	4,66	0,031377	0,148448	1,176349235	0,008811	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				304,6208	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				656,9603	kN/m2				
	K=1+(200/d)^1/2 < 2									
	pl =(ply*plz)^1/2									
	w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^1/2									
	ply	0,010227								
	plz	0,007591								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			673,5157	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2							
	u=0,6(1-25/250)	0,54								
P17										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	372,11	9,92	24,13	4,66	0,026659	0,064846	1,085211015	0,010828	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				393,8918	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				703,6936	kN/m2				
	K=1+(200/d)^1/2 < 2									
	pl =(ply*plz)^1/2									
	w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^1/2									
	ply	0,011364								
	plz	0,010318								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			721,4266	kN				

	$V_{rd,m\acute{a}x}=0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²							
	$u=0,6(1-25/250)$	0,54								
P19										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	421,02	9,15	61,61	4,66	0,021733	0,146335	1,170267365	0,009018	1,13	1,580000
	$V_{sd}=B \cdot V_{sd}/u \cdot d$				480,595	kN/m ²	< V _{rd,c}	Dispensa armadura de punçoamento		
	$U=2b+2a+2\pi d$									
	d=0,22									
	$V_{rd,c}=C_{rd,c} K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				662,0617	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$									
	$\rho_l=(\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}$									
	$w_1=c_1^2/2+c_1 \cdot c_2+4c_2d+16d^2+2\pi d c_1$									
	$B=1+1,8((e_y/b_z)^2+(e_z/b_z)^2)^{1/2}$									
	ρ_{ly}	0,011182								
	ρ_{lz}	0,007273								
	V _{rd,c} = V _{rd,c} x u1 x d	c*u1*d			678,7456	kN				
	$V_{rd,m\acute{a}x}=0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²							
	$u=0,6(1-25/250)$	0,54								
P19										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	377,93	9,53	36,73	4,66	0,025216	0,097187	1,117780688	0,010589	1,13	1,580000
	$V_{sd}=B \cdot V_{sd}/u \cdot d$				412,059	kN/m ²	< V _{rd,c}	Dispensa armadura de punçoamento		
	$U=2b+2a+2\pi d$									
	d=0,22									
	$V_{rd,c}=C_{rd,c} K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$				698,4767	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$									
	$\rho_l=(\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}$									
	$w_1=c_1^2/2+c_1 \cdot c_2+4c_2d+16d^2+2\pi d c_1$									
	$B=1+1,8((e_y/b_z)^2+(e_z/b_z)^2)^{1/2}$									
	ρ_{ly}	0,011636								
	ρ_{lz}	0,009636								
	V _{rd,c} = V _{rd,c} x u1 x d	c*u1*d			716,0783	kN				
	$V_{rd,m\acute{a}x}=0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²							
	$u=0,6(1-25/250)$	0,54								

P20										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	432,41	21,7	60,29	4,66	0,050184	0,139428	1,17782284	0,009757	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				496,7834	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				679,6855	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,011636								
	plz	0,008182								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			696,8136	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							
P20										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	526,02	25,45	31,4	4,66	0,048382	0,059694	1,102783019	0,012496	1,13	1,580000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				565,8271	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				738,1178	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,013909								
	plz	0,011227								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			756,7183	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							

P16										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	360,76	24,13	7,29	4,265	0,066887	0,020207	1,109756758	0,007846	1,13	1,380000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				426,6821	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				632,0463	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,007091								
	plz	0,008682								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			593,0491	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							
P16										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	497,92	36,45	3,8	4,265	0,073205	0,007632	1,117033102	0,010534	1,13	1,380000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				592,7668	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				697,253	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,008909								
	plz	0,012455								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			654,2325	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							

P18										
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	133,07	121,07	57,83	4,265	0,909822	0,434583	2,556184763	0,006316	1,13	1,380000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				362,5189	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				587,9427	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,005255								
	plz	0,007591								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			551,6666	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							
P18										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	173	74,47	10,89	4,265	0,430462	0,062948	1,690590632	0,007902	1,13	1,380000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				311,7043	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				633,5435	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,006636								
	plz	0,009409								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			594,4539	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							

P22										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	354,96	14,02	8,88	4,265	0,039497	0,025017	1,065131855	0,007485	1,3800	1,130000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				402,9406	kN/m2	< Vrd,c	dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				622,1917	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,006591								
	plz	0,0085								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			583,8025					
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							
P23										
sup	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	225,79	130,29	48,26	4,265	0,577041	0,213738	1,826086102	0,006594	1,38	1,130000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				439,4245	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck) ^{1/3}				596,445	kN/m2				
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2									
	pl =(ply*plz) ^{1/2}									
	w1=c1 ² /2+c1*c2+4c2d+16d ² +2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz) ² +(ez/bz) ²) ^{1/2}									
	ply	0,005727								
	plz	0,007591								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			559,6444	kN				
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)		0,54							

P23										
inf	Vsd	M2	M3	u1	ey	ez	B	pl	bz	by
	687,58	20,89	10	3,323	0,030382	0,014544	1,045903568	0,014627	1,38	1,130000
	Vsd=B*Vsd/ui*d				983,6982	kN/m2	> Vrd,c	Armadura de punçoamento		
	U=2b+2a+2π2d									
	d=0,22									
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				777,8895	kN/m2				
	K=1+(200/d)^1/2 < 2									
	pl =(ply*plz)^1/2									
	w1=c1^2/2+c1*c2+4c2d+16d^2+2πdc1									
	B=1+1,8((ey/bz)^2+(ez/bz)^2)^1/2									
	ply	0,012545				Aswp	290,7396368	mm2		
	plz	0,017055								
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			568,6839	kN	uout,ef	6,011916		6 est ø8 6r
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2			rout,ef	0,957311	n	4,773114673
	u=0,6(1-25/250)		0,54							

Dimensionamento ao Punçoamento de acordo com EC2 para Pilares Circulares.

P24									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	185,18	100,28	25,85	3,0160	0,5415	0,1396	1,8231	0,007811	0,5592
	Vsd=B*Vsd/ui*d				508,8087	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
									comb2
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				631,0882	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl =(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,006045							
	plz	0,010091							
	Vrd, c = Vrd,c x u1 x d	c*u1*d			418,7396	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2					
	u=0,6(1-25/250)		0,54						
P24									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	371,73	20,64	45,83	3,0160	0,0555	0,1233	1,1990	0,012426	0,1352
	Vsd=B*Vsd/ui*d				671,7375	kN/m2	< vrd,c	Dispensa armadura de punç	
									comb1
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				736,7343	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl =(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,009818							
	plz	0,015727							

	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			488,838	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)	0,54							
P29									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	129,05	93,89	86,26	3,0160	0,7275	0,6684	2,4542	0,007033	0,9880
	Vsd=B*Vsd/ui*d				477,3229	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
									comb2
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				609,4105	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl =(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,005727							
	plz	0,008636							
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			404,3561	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd	4509	kN/m2						
	u=0,6(1-25/250)	0,54							
P29									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	223,28	47,14	27,37	3,0160	0,2111	0,1226	1,3593	0,010890	0,2441
	Vsd=B*Vsd/ui*d				457,426	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
									comb2
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				705,0305	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl =(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,009091							
	plz	0,013045							
	Vrd, c = Vrd,c x u1x d	c*u1*d			467,8018	kN			

	$V_{rd, máx} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²						
	$u = 0,6(1 - 25/250)$	0,54							
P25									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	357,44	98,86	89,34	4,0210	0,2766	0,2499	1,5487	0,009768	0,3728
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				625,7646	kN/m ²	< V _{rd,c}	Dispensa armadura de punç comb2	
	$U = 2x\pi(dp + 2dl)$								
	d=0,22								
	$V_{rd,c} = Crd,c K(100 pl f_{ck})^{1/3}$				679,9213	kN/m ²			
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$								
	$pl = (p_{ly} \cdot p_{lz})^{1/2}$								
	$B = 1 + 0,6\pi e / (D + 4d)$								
	p _{ly}	0,009455							
	p _{lz}	0,010091							
	V _{rd,c} = V _{rd,c} x u ₁ x d	c * u ₁ * d			601,472	kN			
	$V_{rd, máx} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²						
	$u = 0,6(1 - 25/250)$	0,54							
P25									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	649,45	18,67	5,88	4,0210	0,0287	0,0091	1,0444	0,014084	0,0301
	$V_{sd} = B \cdot V_{sd} / u_i \cdot d$				766,7253	kN/m ²	< V _{rd,c}	Dispensa armadura de punç comb1	
	$U = 2x\pi(dp + 2dl)$								
	d=0,22								
	$V_{rd,c} = Crd,c K(100 pl f_{ck})^{1/3}$				768,1295	kN/m ²			
	$K = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$								
	$pl = (p_{ly} \cdot p_{lz})^{1/2}$								
	$B = 1 + 0,6\pi e / (D + 4d)$								
	p _{ly}	0,013636							
	p _{lz}	0,014545							
	V _{rd,c} = V _{rd,c} x u ₁ x d	c * u ₁ * d			679,5028	kN			
	$V_{rd, máx} = 0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$	4509	kN/m ²						
	$u = 0,6(1 - 25/250)$	0,54							

P26									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	344,15	88,24	83,32	4,0210	0,2564	0,2421	1,5190	0,008816	0,3526
	Vsd=B*Vsd/ui*d				590,9638	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
								comb2	
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				657,0913	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl=(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,009							
	plz	0,008636							
	Vrd, c = Vrd,c x u1 x d	c*u1*d			581,2761	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2					
	u=0,6(1-25/250)		0,54						
P26									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	612,53	19,88	5,29	4,0210	0,0325	0,0086	1,0494	0,013174	0,0336
	Vsd=B*Vsd/ui*d				726,65	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
								comb1	
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 pl fck)^1/3				751,2235	kN/m2			
	K=1+(200/d)^1/2 < 2								
	pl=(ply*plz)^1/2								
	B=1+0,6πε/(D+4d)								
	ply	0,012727							
	plz	0,013636							
	Vrd, c = Vrd,c x u1 x d	c*u1*d			664,5473	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2					
	u=0,6(1-25/250)		0,54						
P27									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	pl	e
	341,20	94,21	77,32	4,0210	0,2761	0,2266	1,5258	0,008841	0,3572

	Vsd=B*Vsd/ui*d				588,4867	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç	
									comb2
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 ρl fck) ^{1/3}				657,7012	kN/m2			
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2								
	ρl =(ρly*ρlz) ^{1/2}								
	B=1+0,6πe/(D+4d)								
	ρly	0,008864							
	ρlz	0,008818							
	Vrd, c = Vrd,c x u1 x d	c*u1*d			581,8157	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2					
	u=0,6(1-25/250)		0,54						
P27									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	ρl	e
	624,06	2,9	3,74	4,0210	0,0046	0,0060	1,0112	0,012953	0,0076
	Vsd=B*Vsd/ui*d				713,3298	kN/m2	< Vrd,c	Dispensa amadura de punç	
									comb1
	U=2xπ(dp+2dl)								
	d=0,22								
	Vrd,c=Crd,c K(100 ρl fck) ^{1/3}				746,9908	kN/m2			
	K=1+(200/d) ^{1/2} < 2								
	ρl =(ρly*ρlz) ^{1/2}								
	B=1+0,6πe/(D+4d)								
	ρly	0,012727							
	ρlz	0,013182							
	Vrd, c = Vrd,c x u1 x d	c*u1*d			660,803	kN			
	Vrd,máx=0,5*u*fcd		4509	kN/m2					
	u=0,6(1-25/250)		0,54						
P28									
Sup	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	ρl	e
	288,76	101,22	109,67	4,0210	0,3505	0,3798	1,7607	0,008180	0,5168
	Vsd=B*Vsd/ui*d				574,738	kN/m2	< Vrdc	Dispensa armadura de punç	
									comb2

	$U=2x\pi(dp+2dl)$								
	d=0,22								
	$Vrd,c=Crd,c K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$			640,8814	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$								
	$\rho_l = (\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}$								
	$B=1+0,6\pi e/(D+4d)$								
	ρ_{ly}	0,008							
	ρ_{lz}	0,008364							
	$Vrd, c = Vrd,c \times u \times d$	$c \cdot u \cdot d$		566,9365	kN				
	$Vrd,máx=0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²					
	$u=0,6(1-25/250)$		0,54						
P28									
1nf	Vsd	M2	M3	u1	ex	ey	B	ρ_l	e
	482,41	12,62	20,20	4,0210	0,0262	0,0419	1,0727	0,012170	0,0494
	$Vsd=B \cdot Vsd/ u_i \cdot d$				584,96	kN/m ²	< Vrd,c	Dispensa armadura de punç comb1	
	$U=2x\pi(dp+2dl)$								
	d=0,22								
	$Vrd,c=Crd,c K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$			731,6257	kN/m ²				
	$K=1+(200/d)^{1/2} < 2$								
	$\rho_l = (\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}$								
	$B=1+0,6\pi e/(D+4d)$								
	ρ_{ly}	0,011636							
	ρ_{lz}	0,012727							
	$Vrd, c = Vrd,c \times u \times d$	$c \cdot u \cdot d$		647,2107	kN				
	$Vrd,máx=0,5 \cdot u \cdot f_{cd}$		4509	kN/m ²					
	$u=0,6(1-25/250)$		0,54						

De acordo com o EC2 a verificação da segurança é bastante mais favorável pois aumenta o valor de tensão de corte máxima por punçoamento admissível, reduzindo-se assim a necessidade de capitel, e, no cálculo de armaduras passa a entrar-se com a contribuição das armaduras de tracção sobre o pilar (efeito de ferrolho).

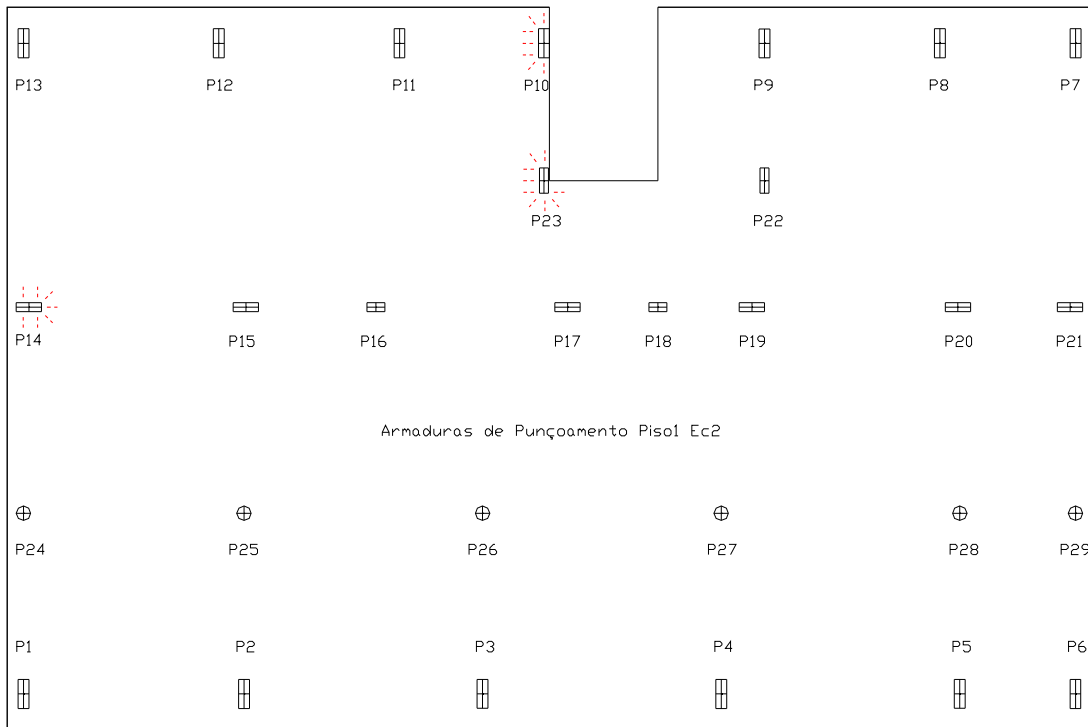


Figura 4.49
 Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso1

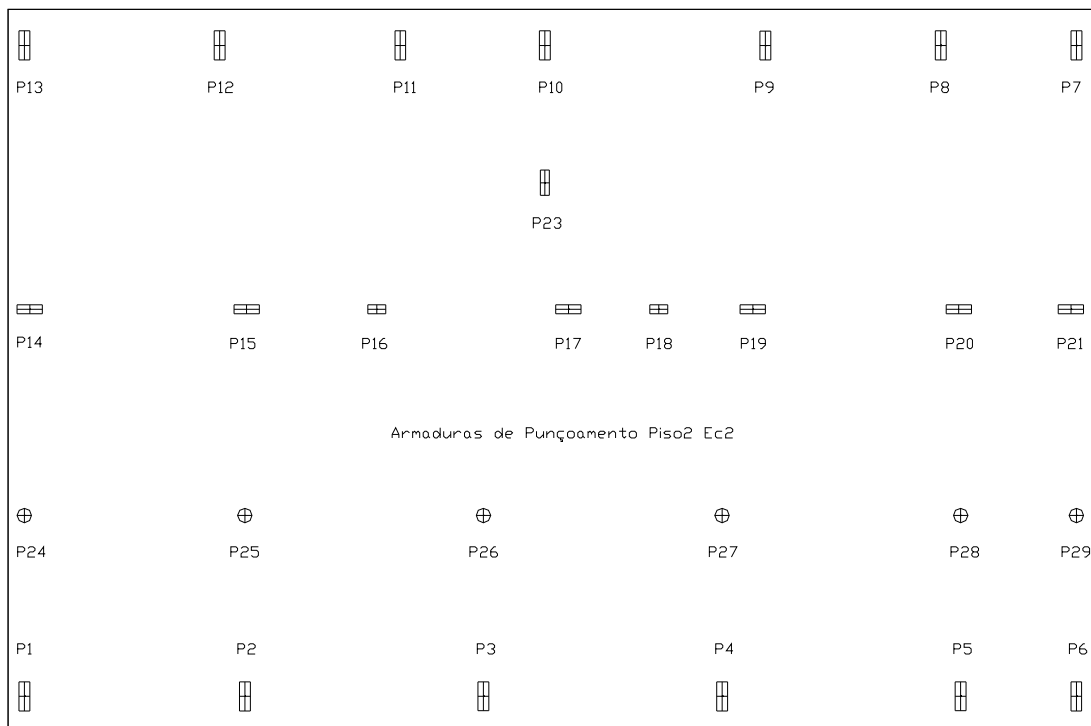


Figura 4.50
 Desenho das armaduras de punçoamento e capitéis piso 2

4.4.4 - Verificação da segurança ao estado limite de deformação

De acordo com o REBAP, o estado limite de deformação é verificado comparando o valor da flecha a tempo infinito considerando a combinação frequente de acções com o limite máximo de $L / 400$.

Relativamente ao EC2 o limite de deformação é verificado comparando o valor da flecha a tempo infinito devido à combinação quase permanente de acções com o limite máximo de $L / 250$.

Ambas as situações dizem respeito à formula geral, não considerando a existência de paredes de alvenaria, que é o caso do edifício em estudo.

Foi efectuada a verificação ao estado limite de deformação para os dois regulamentos.

O REBAP considera a combinação frequente ($cp+0,6$ sob).

O EC2 considera a combinação quase permanente ($cp + 0,3$ sob).

Observaram-se os valores das flechas elásticas instantâneas e multiplicaram-se por 4 de forma a obter o valor das flechas a longo prazo.

Considerou-se um agravamento de 4 vezes a flecha instantânea elástica para simplificarmente simular o efeito da retração, fluência e possível fendilhação do betão

Na verificação pelo REBAP, os deslocamentos obtidos são mais desfavoráveis, quer pelo valor $\psi_2 = 0,6$ quer pelo $L / 400$, valores mais conservadores que os apresentados no EC2 que considera um valor $\psi_2 = 0,3$ e permite um limite de $L / 250$.

DESLOCAMENTOS			
REBAP		EC2	
δ	δ_∞	δ	δ_∞
0.0040	0.0160	0.0038	0.0152
0.0031	0.0124	0.0029	0.0116
0.0018	0.0072	0.0016	0.0064
0.0004	0.0016	0.0004	0.0016
0.0030	0.0120	0.0027	0.0108
0.0041	0.0164	0.0038	0.0152
0.0050	0.0200	0.0046	0.0184
0.0045	0.0180	0.0042	0.0168

Quadro (4.4) Deslocamentos

4.4.5 - Verificação da segurança à limitação de danos segundo o EC8

De acordo com o EC8 os deslocamentos horizontais deverão ser avaliados cumprindo o requisito de limitação de danos associado à verificação de projecto para um estado limite de serviço. Este será verificado desde que as deformações globais (deslocamentos laterais) sejam limitadas a níveis aceitáveis para a manutenção da integridade de todos os elementos estruturais e não estruturais.

Para edifícios que são constituídos por elementos não estruturais com materiais frágeis fixos a estrutura (paredes de alvenaria, painéis de vidro), será necessário verificar o ponto 4.4.3.2 do EC8.

$$d_r v \leq 0,005 h; \quad (4.31-EN 1998-1)$$

d_r Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

h altura entre pisos;

v coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Para a classe de importância II, que é o caso em estudo o EC8 recomenda a utilização de um valor de 0,5 para o factor de redução v

Coeficiente de importância II		$q = 1,5$	$v = 0,5$	$h = 3$	
Sismo 1					
dru1	dru1v	0,005h	dru2	dru2v	0,005h
0,0139	0,0069 ≤	0,015	0,0155	0,0078 ≤	0,015
Sismo 2					
dru1	dru1v	0,005h	dru2	dru2v	0,005h
0,0098	0,0049 ≤	0,015	0,0116	0,0058 ≤	0,015

Quadro (4.5) limitação de danos

De acordo com a tabela apresentada pode-se concluir a verificação da segurança, após a análise de todos os valores apresentados conclui-se a verificação à limitação de danos, para ambas as direcções ortogonais.

Esta surge como garantia, face a eventualidade de ocorrência relativamente frequente, as construções não sofram danos significativos, minimizando o nível de perdas económicas. Um aspecto a destacar é o facto do RSA não fazer qualquer referência a

verificação associada a limitação de danos, constituindo este aspecto uma das grandes diferenças entre os dois regulamentos.

4.4.6 - Verificação dos efeitos globais de 2ª ordem segundo o EC8

Relativamente aos efeitos globais de 2ª ordem não é necessário considerar, se, a seguinte condição, for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28-1998-1)$$

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios (d_s) no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 4.3.4;

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

h altura entre pisos.

O modelo utilizado na referida análise estrutural, considerou o efeito da fendilhação do betão. Sendo a rigidez do betão reduzida a metade da considerada em regime elástico.

Relativamente às grandezas P_{tot} e V_{tot} considerou-se o valor do esforço axial, nos nós inferiores dos pilares, que coincidem com o piso em análise, o valor do esforço transversal é somatório de todos os esforços ao nível do referido piso.

Piso 2			
Sísmo 1			
$P_{tot} = 5250 \text{ kN}$	$dr_1 = 0,0069$	$V_{tot} = 1595,26 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_1 = 0,0075 \leq 0,10$			
$P_{tot} = 5250 \text{ kN}$	$dr_2 = 0,0078$	$V_{tot} = 2004,02 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_2 = 0,0068 \leq 0,10$			
Sísmo 2			
$P_{tot} = 5250 \text{ kN}$	$dr_1 = 0,0049$	$V_{tot} = 1217,69 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_1 = 0,0074 \leq 0,10$			
$P_{tot} = 5250 \text{ kN}$	$dr_2 = 0,0058$	$V_{tot} = 1557,98 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_2 = 0,0065 \leq 0,10$			
Piso 1			
Sísmo 1			
$P_{tot} = 12570 \text{ kN}$	$dr_1 = 0,0066$	$V_{tot} = 2007,12 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_1 = 0,0147 \leq 0,10$			
$P_{tot} = 12570 \text{ kN}$	$dr_2 = 0,0073$	$V_{tot} = 2069,61 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_2 = 0,0149 \leq 0,10$			
Sísmo 2			
$P_{tot} = 12570 \text{ kN}$	$dr_1 = 0,0047$	$V_{tot} = 1289,61 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_1 = 0,0152 \leq 0,10$			
$P_{tot} = 12570 \text{ kN}$	$dr_2 = 0,0073$	$V_{tot} = 1804,76 \text{ kN}$	$h = 3$
$\theta_2 = 0,019 \leq 0,10$			

Quadro (4.6) verificação dos efeitos globais de 2ª ordem

Deste modo conclui-se que não é necessário ter em consideração na presente análise os efeitos globais de 2º ordem (P- Δ), verificando-se que $\theta \leq 0,10$.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES

Ao longo da presente dissertação analisaram-se as prescrições da EN 1992, sobrepondo-as com as da EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado e comparando com a Regulamentação Portuguesa REBAP/ RSA.

No que diz respeito aos aspectos mais específicos, salienta-se o facto do EC8 definir a acção sísmica com base num zonamento do território nacional bastante distinto do apresentado no RSA, considerando dois tipos de zonamento diferentes consoante a acção sísmica em questão enquanto o RSA apresenta um único zonamento que foi elaborado com base na acção sísmica afastada. Desta forma, o EC8 define espectros de resposta que apresentam maiores acelerações espectrais, à medida que a rigidez dos solos vai diminuindo.

Relativamente ao caso em estudo, o EC8 só prevê este tipo de estrutura em laje fungiforme em zonas de baixa sismicidade, ou seja, para acelerações não superiores a $0,98\text{m/s}^2$, que não é o caso de Lisboa. No entanto o anexo nacional não exclui a sua utilização desde que se considere uma estrutura de baixa capacidade de dissipação de energia, com coeficiente de comportamento $q = 1,5$.

Comparando os resultados obtidos a partir das duas análises, pode concluir-se que o modelo analisado ao abrigo dos EC, apresenta claramente um agravamento nas taxas de armaduras, em vigas de fundação, pilares e lajes, à excepção do punçoamento, comparado com o modelo analisado ao abrigo do REBAP/RSA.

Nos pilares o agravamento é da ordem dos 50%, salientando-se no entanto, que houve necessidade de aumentar algumas secções do pilar que suporta a escada e nos pilares circulares. Nas armaduras das lajes o aumento ronda os 25%.

Quanto ao punçoamento, o modelo analisado através do EC2 é claramente mais vantajoso, quer ao nível das armaduras (apenas necessárias em três situações), quer quanto à exigência de capitéis (não necessários), contrariamente ao que acontece no modelo analisado pelo REBAP/RSA, em que é necessário o recurso a capitéis em seis situações, prejudicando claramente a arquitectura, obrigando ao aumento do pé direito, sendo também necessário o recurso a armaduras de punçoamento em 70% das situações.

Após a análise dos vários elementos que constituem a estrutura e efectuada a medição ao nível das armaduras, conclui-se que a estrutura analisada ao abrigo dos EC representa um acréscimo de custos de cerca de 30%.

Deste modo pode concluir-se que a implementação dos Eurocódigos introduzirá diferenças significativas, apresentando novos desafios no dimensionamento, assim como um agravamento de custos não desprezável, devido ao agravamento das dimensões dos elementos verticais resistentes.

Como já se referiu, dada a inexistência de prescrições específicas relativamente a este tipo de estrutura em laje fungiforme, será, mesmo assim, possível projectar um edifício com este tipo de estrutura, desde que se considere que este sistema estrutural não contribui para a dissipação de energia.

Assim, a estrutura é dimensionada, impondo uma classe de baixa ductilidade (DCL) e adoptando um coeficiente de comportamento de 1.5, valor inferior ao previsto no REBAP para o mesmo tipo de estrutura.

A adopção de um coeficiente de comportamento deste valor, obriga a que a concepção de estruturas em laje fungiforme, em zonas de maior sismicidade, deva ser revista. Nomeadamente, criando elementos resistentes verticais tipo parede, por forma a tornar as estruturas mais rígidas e adoptando vigas periféricas, de molde a constituir sistemas porticados periféricos que possam ser considerados no dimensionamento, como elementos primários, dada a sua capacidade de dissipação.

CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP);
- EN 1990 -Eurocódigo 0: Bases para o Projecto Estrutural;
- EN 1991-1-1 Eurocódigo 1: Acções em Estruturas Parte 1.1: Acções Gerais – Pesos Volúmicos, peso próprio, sobrecargas em Edifícios;
- EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão Parte 1.1: Regras Gerais e regras para Edifícios;
- EN 1998-1 Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas em Zonas sísmicas- Parte 1: Regras Gerais, acção sísmica e regras para Edifícios;
- Tabelas Técnicas J.S.Brazão Farinha e A. Correia dos Reis;
- Betão Armado Esforços Normais e de Flexão J.D'Arga e Lima, Vitor Monteiro, Mary Mun;
- Betão Estrutural II António Carlos Teles de Sousa Gorgulho – (Professor. Adjunto do ISEL, Mestre);
- Seminário de Estruturas Flexão Composta Desviada em Secções Genéricas de Betão Armado Segundo o EC2 Bruno Santos, Hélder Miranda Hélder Costa; -(Professor Alvaro Azevedo);
- Sap 2000- static and dynamic finite element analysis of structures (V.14),