U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO COMPARATIVO DO CUSTO DE DIFERENTES SOLUÇÕES DE LAJES DE PAVIMENTOS NUM EDIFÍCIO CORRENTE DE HABITAÇÃO

TIAGO JOSÉ PEREIRA COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JUNHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

"O fracasso jamais me surpreenderá,
se a minha decisão de vencer for suficientemente forte."
Ob Mandino

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar queria deixar uma palavra de profundo agradecimento e apreço ao Professor Jorge Chaves, por toda a disponibilidade, dedicação, estímulo e conhecimentos transmitidos na orientação desta dissertação. A boa disposição em cada reunião de trabalho facilitou de forma determinante a obtenção dos objectivos propostos.

Agradeço ao Eng. Carneiro de Sousa, pela sua disponibilidade no esclarecer de algumas dúvidas.

Aos meus amigos mais chegados, obrigado pelo constante incentivo, compreensão e companheirismo.

Agradeço a todos os amigos e familiares, que de uma forma ou de outra me apoiaram e me incentivaram na realização deste trabalho.

À Ana, um agradecimento especial pela ajuda, amizade, paciência e companheirismo durante as inúmeras horas de trabalho partilhadas.

À Helena agradeço a amizade e motivação transmitida durante as inúmeras horas de estudo partilhadas ao longo destes últimos anos.

Agradeço à minha irmã e avó pelo carinho e compreensão.

Finalmente, aos meus Pais, Lucília e Manuel, muito obrigado por tudo o que sempre fizeram por mim. Para vocês, uma palavra de profundo carinho e admiração.

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo dos custos de utilização de diferentes soluções construtivas em função do vão a vencer.

Em virtude de constituírem uma solução particularmente atractiva em edifícios, nomeadamente em termos arquitectónicos, e da economia que lhes está associada, procedeu-se ao estudo de lajes fungiformes.

Consideram-se lajes fungiformes maciças, aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis e aligeiradas com blocões.

Numa primeira fase efectua-se uma breve referência relativamente aos diferentes tipos de lajes e critérios para a sua selecção. Seguidamente realizam-se algumas considerações para a concepção e pré-dimensionamento.

O pré-dimensionamento das estruturas tem por base o Eurocódigo 0, 1 e 2 e a sua modelação realiza-se com o auxílio do programa Robot 2010. Este serviu de base no dimensionamento das estruturas.

Procede-se ao cálculo da armadura em vigas e lajes, bem como à medição de quantidades de betão, cofragem e aço em varão para diferentes gamas de vãos.

Com base em preços fornecidos por uma grande empresa de construção nacional, com uma posição sólida no mercado, efectuam-se análises de custos para as diferentes soluções construtivas consideradas, em função de um determinado vão a vencer.

Apresentam-se gráficos e tabelas que permitem compreender a evolução de custos decorrentes da análise acima referida.

Após a apreciação dos resultados, validam-se os mesmos, com a aplicação do estudo a um caso real de um edifício.

PALAVRAS-CHAVE: Custo, Laje fungiforme, Aço, Betão, Vão.

ABSTRACT

The present paper consists in the study of the costs of using different constructive solutions depending on the total span to win.

As they constitute a rather attractive solution in buildings, namely in architectural terms and in the economy associated to it, then proceeding to the study of fungiform slabs.

Will considered fungiform mass slabs, and fungiform relaxed slabs with plastic molds recoverable and precast concrete hollow blocks.

In a first stage takes place a brief reference to the different types of slabs and their selection criteria. Then we make some considerations concerning the design and pre-sizing.

The pre-sizing of the structures is based on the Eurocode 0, 1 and 2 and its modelling takes place with the help of the program Robot 2010. This served as base in the sizing of the structures.

Will proceeded the calculation of the armor in beams and slabs, as well as the measurement of concrete quantities, formwork and pole steel to different ranges of span.

Based in the provided prices by a large national construction company, with a solid position in the market, cost analysis for the different constructive solutions were made, according of a determined total span to win.

Graphics and tables that allow understanding the evolution of the costs of the analysis above are presented.

After the assessment of the results, the same are validated, with the implementation of a real case study of a building.

KEYWORDS: Cost, fungiform slab, steel, concrete, span.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1 INTRODUÇÃO 1
1.1 ENQUADRAMENTO 1
1.2 OBJECTIVOS 1
2 LAJES EM EDIFÍCIOS 3
2.1 INTRODUÇÃO 3
2.2 DESCRIÇÃO DOS TIPOS DE LAJES 3
2.2.1 QUANTO AO TIPO DE APOIO 3
2.2.2 QUANTO À CONSTITUIÇÃO 4
2.2.3 QUANTO AO MODO DE FLEXÃO DOMINANTE 5
2.2.4 QUANTO À CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO 5
2.2.5 QUANTO AO MODO DE FABRICO 6
2.3 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS 6
2.4 LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS 6
2.5 CRITÉRIOS DE SELECÇÃO DA LAJE 7
2.6 CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA LAJE 7
2.6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO 7
2.6.2 GAMA DE VÃOS A UTILIZAR EM FUNÇÃO DA ESBELTEZA 8
2.6.3 ESPESSURA MÍNIMA LIMITADA PELA DEFORMAÇÃO 9
2.6.4 ESPESSURA MÍNIMA CONDICIONADA PELOS ESFORÇOS 9
2.7 PARTICULARIDADES NO PROJECTO DE LAJES FUNGIFORMES 10
2.7.1 PUNÇOAMENTO 10
2.7.2 ABERTURAS EM LAJES 10
2.7.3 PILARES DE BORDO E PILARES DE CANTO 11
2.7.4 IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS 12
2.7.5 ACÇÕES HORIZONTAIS 12
2.8 MÉTODO DE ANÁLISE 13

2.8.1 MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES 13
2.8.2 MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISE 16
2.8.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 18
2.8.4 MÉTODO DAS GRELHAS 19
2.8.5 MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA 22
3 DESCRIÇÃO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DOS CASOS EM ESTUDO 25
3.1 INTRODUÇÃO 25
3.2 OBJECTO DE ESTUDO 25
3.2.1 INTRODUÇÃO 25
3.2.2 PAREDES DE FACHADA 25
3.2.3 PAREDES DE INTERIORES 26
3.2.4 PAVIMENTOS 26
3.2.5 COBERTURAS 26
3.2.6 PISO-TIPO 26
3.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL 26
3.3.1 INTRODUÇÃO 26
3.3.2 NORMAS E REGULAMENTOS 27
3.3.3 MATERIAIS 27
3.3.4 LAJES 27
3.3.5 VIGAS DE BORDADURA 27
3.3.6 PILARES 27
3.4 SEGURANÇA E ACÇÕES 27
3.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA 28
3.6 VARIÁVEIS BÁSICAS – ACÇÕES 28
3.6.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES 28
3.6.1.1 Acções permanentes 28
3.6.1.2 Acções variáveis 29
3.7 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 29
3.7.1 VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO ESTÁTICO E DA RESISTÊNCIA 30
3.7.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES 30
3.7.2.1 Combinações fundamentais 31

3.7.2.2 Combinações acidentais 31
3.8 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 31
3.8.1 VERIFICAÇÕES 31
3.8.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES 31
3.8.2.1 Combinação característica 32
3.8.2.2 Combinação frequente 32
3.8.2.3 Combinação quase-permanente 32
3.9 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA 32
4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO 33
4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO 33
4.2 LAJES 33
4.2.1 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS COM CAPITÉIS 33
4.2.1.1 Capitéis 33
4.2.1.2 Laje 34
4.3 VIGAS DE BORDO 35
4.4 PILARES 37
4.4.1 ACÇÕES CONSIDERADAS 39
4.4.2 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO 39
4.5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL 40
4.5.1 ELEMENTOS DE MODELAÇÃO 41
4.5.1.1 Pilares 41
4.5.1.2 Vigas 43
4.5.1.3 Capitéis 43
4.5.1.4 Lajes 44
4.5.1.5 Apoios 47
4.5.1.6 Elementos finitos 48
4.5.1.7 Acções 49
5 DIMENSIONAMENTO 51
5.1 INTRODUÇÃO 51
5.2 LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPITÉIS 51
5.2.1 ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS DE BORDADURA 51
5.2.1.1 Dimensionamento da armadura longitudinal nas vigas V1 a V3 53

5.2.2 ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA 55
5.2.2.1 Método geral de verificação ao esforço transverso 55
5.2.2.2 Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso 56
5.2.2.3 Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso 57
5.2.2.4 Cálculo de armadura de esforço transverso 58
5.2.2.5 Cálculo de armadura de esforço transverso das vigas V1 a V3 59
5.2.3 CÁLCULO DE ARMADURA EM LAJE FUNGIFORME MACIÇA 61
5.2.3.1 Armadura longitudinal mínima 62
5.2.3.2 Armadura longitudinal para momentos positivos (armadura inferior) 63
5.2.3.3 Armadura longitudinal para momentos negativos (armadura superior) 65
5.2.3.4 Verificação da resistência ao punçoamento 73
5.3 LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES RECUPERÁVEIS 76
5.3.1 DEFINIÇÃO DE ZONAS DE MACIÇAMENTO 76
5.3.2 CONSIDERAÇÕES 78
5.3.3 ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS DE BORDADURA 78
5.3.4 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGA DE BORDADURA 78
5.3.5 CÁLCULO DE ARMADURA NA LAJE 79
5.3.5.1 Armadura longitudinal mínima 79
5.3.5.2 Armadura longitudinal para momentos positivos (armadura inferior) 80
5.3.5.3 Armadura longitudinal para momentos negativos (armadura superior) 83
5.3.5.4 Verificação da resistência ao punçoamento 89
6 ANÁLISE DE CUSTOS 91
6.1 INTRODUÇÃO 91
6.2 MEDIÇÕES 91
6.2.1 BETÃO 91
6.2.1.1 Regras gerais 91
6.2.1.2 Lajes 92
6.2.1.3 Vigas 92
6.2.1.4 Resultados das medições da quantidade de betão 92
6.2.2 COFRAGENS 94
6.2.2.1 Regras gerais 94
6.2.2.2 Lajes e vigas 95

6.2.2.3 Resultados das medições de cofragens 95
6.2.3 ARMADURA 96
6.2.3.1 Regras gerais 96
6.2.3.2 Aço em varão 97
6.2.3.3 Massa nominal para Aço em varão 97
6.2.3.4 Resultados das medições do aço em varão 97
6.3 DETERMINAÇÃO DE CUSTOS 100
6.3.1 INTRODUÇÃO 100
6.3.1.1 Preços considerados 100
6.3.1.2 Cálculo de custos 101
6.3.1.3 Influência de cada item considerado no custo global da laje em percentagem. 102
6.4 ANÁLISE DE RESULTADOS 103
7 APLICAÇÃO DO ESTUDO A UM CASO REAL 105
7.1 INTRODUÇÃO 105
7.2 CONSIDERAÇÕES 106
7.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO 106
7.3.1 LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPITÉIS 106
7.3.1.1 Capitéis 106
7.3.1.2 Laje 107
7.3.2 VIGAS DE BORDADURA 107
7.3.3 PILARES 107
7.4 DIMENSIONAMENTO 107
7.5 ANÁLISE DE CUSTOS 107
7.5.1 MEDIÇÕES 107
7.5.1.1 Betão 107
7.5.1.2 Cofragens 108
7.5.1.3 Armadura 108
7.5.2 CUSTOS 108
7.5.2.1 Cálculo de custos 108
7.6 ANÁLISE DE RESULTADOS 109
8 CONCLUSÃO 113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Lajes Vigadas [2] 3
Figura 2 - Lajes fungiformes (sem e com capiteis) [2] 4
Figura 3 - Lajes maciça [2] 4
Figura 4 - Lajes aligeiradas [2] 4
Figura 5 - Lajes aligeiradas, de vigotas pré-esforçadas [2] 5
Figura 6 - Lajes mistas [2] 5
Figura 7 - Representação das zonas maciças em lajes fungiformes aligeiradas [3] 8
Figura 8- Largura efectiva, b_e, de uma laje fungiforme [1] 11
Figura 9 - Pórticos equivalentes para o cálculo dos esforços actuantes em lajes fungiformes [2] 14
Figura 10 - Divisão das faixas de cada pórtico equivalente e respectiva distribuição dos momentos (valores recomendados) [3] 15
Figura 11 - Distribuição aconselhada de armadura superior em pilares interiores [3] 16
Figura 12 - Coeficientes de momentos totais em lajes fungiformes dados pelo Método Directo [3] 17
Figura 13 - Comprimentos mínimos da armadura para lajes fungiformes, quando aplicado o método directo [3] 18
Figura 14 - Representação da secção transversal a considerar para o cálculo das inércias [6] 21
Figura 15 - Planta do piso-tipo 26
Figura 16 - Pormenorização da zona dos capitéis 33
Figura 17 - Área de influência dos pilares 39
Figura 18 - Resultado do pré-dimensionamento dos pilares 40
Figura 19 - Desenho AutoCad, base estrutural 41
Figura 20 - Quadro de selecção de secção 42
Figura 21 - Quadro de definição para secções 42
Figura 22 - Introdução dos pilares no programa Robot 42
Figura 23 - Introdução das vigas no programa Robot 43
Figura 24 - Definição do vector para cópia de nó 43
Figura 25 - Introdução dos capitéis na estrutura 44
Figura 26 - Definição da altura do capitel (Laje 10×10) 44
Figura 27 - Molde 0,80×0,80 45
Figura 28 - Molde 0,90×0,90 45
Figura 29 - Características geométricas da Laje 10×10 45

Figura 30 - Blocão de aligeiramento 46
Figura 31 – Definição de apoio inferior de pilares..... 47
Figura 32 – Definição de apoio superior de pilares..... 47
Figura 33 - Esquema de condições de apoio..... 48
Figura 34 - Definição do tamanho da malha..... 48
Figura 35 - Localização das vigas..... 51
Figura 36 - Diagrama de momentos para o estado limite último das vigas V1 a V3 respectivamente, Laje10×10..... 53
Figura 37 - Definição de A_{sl}..... 56
Figura 38 - Modelo de treliça..... 57
Figura 39 - Diagrama de esforços transversos para as vigas V1 a V3, Laje10×10..... 60
Figura 40 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último..... 64
Figura 41 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção “Y”, para o estado limite último..... 65
Figura 42 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último 66
Figura 43 - Painel cut na zona de momento máximo, P6 67
Figura 44 - Painel cut, P5..... 68
Figura 45 - Painel cut, P10..... 69
Figura 46 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção “Y”, para o estado limite último 70
Figura 47 - Painel cut na zona de momento máximo, P7 70
Figura 48 - Painel cut, P2..... 71
Figura 49 - Painel cut, P5..... 72
Figura 50 - Valores recomendados para β..... 74
Figura 51 - Primeiros perímetros de contorno 75
Figura 52 - Perímetros de controlo para pilares interiores..... 76
Figura 53 - Definição do contorno crítico 76
Figura 54 - Zona de maciçamento da Laje 10x10..... 77
Figura 55 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último..... 81
Figura 56 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção “Y”, para o estado limite último..... 82
Figura 57 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último 84
Figura 58 - Painel cut na zona de momento máximo, P6 84
Figura 59 - Painel cut, P5..... 85
Figura 60 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção “Y”, para o estado limite último 86
Figura 61 - Painel cut na zona de momento máximo, P6 87

Figura 62 - Painel cut, P2 88

Figura 63 - Apresentação dos custos calculados 103

Figura 64 - Influência de cada variável considerada no custo global da estrutura, Laje 10×10 104

Figura 65 – Alçado do edifício considerado 105

Figura 66 - Piso tipo considerado na aplicação do estudo a um caso real 106

Figura 67 – Comparação da influência de cada variável no custo global, laje fungiforme maciça com capitéis. 110

Figura 68 - Comparação da influência de cada variável no custo global, laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis. 111

Figura 69 - Custo associado aos vãos estudados 114

Figura 70 – Influência dos custos associados ao volume de betão utilizado no custo global da obra 115

Figura 71 – Influência dos custos associados à utilização de aço no custo global da obra 115

Figura 72 – Influência dos custos associados à cofragem e escoramentos no custo global da obra 116

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Tipo de laje e espessura h tendo em conta o maior vão L [3] 8
Quadro 2 - Distribuição simplificada dos momentos flectores no caso de uma laje fungiforme [1] 15
Quadro 3 - Valores do coeficiente β em função das dimensões da secção. 21
Quadro 4 - Casos estudados 25
Quadro 5 - Peso específico de materiais construtivos. 29
Quadro 6 - Sobrecargas em edifícios domésticos e residenciais 29
Quadro 7 - Extensão das zonas dos capitéis e laje 34
Quadro 8 - Pré-dimensionamento dos capitéis 34
Quadro 9 - Pré-dimensionamento da espessura da laje 35
Quadro 10 - Pré-dimensionamento da secção das vigas 37
Quadro 11 - Dimensões geométricas dos moldes plásticos recuperáveis 46
Quadro 12 - Dimensões geométricas dos blocões 46
Quadro 13 - Carga a considerar devido ao peso próprio dos blocões 49
Quadro 15 - Armadura longitudinal nas vigas V1 a V3, Laje10×10 55
Quadro 16 - Cálculo da armadura de esforço transverso nas vigas V1 a V3, Laje10×10 61
Quadro 17 - Síntese da armadura calculada, solução aligeirada maciça com capitéis, Laje 10×10 ... 73
Quadro 18 - Síntese da armadura da armadura de reforço sobre os pilares, solução fungiforme maciça com capitéis, Laje 10×10 73
Quadro 19 - Cálculo da extensão total do contorno crítico 77
Quadro 20 - Cálculo da extensão total das zonas de maciçamento, capitéis 78
Quadro 21 - Síntese da armadura calculada, solução fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis, Laje 10×10 89
Quadro 22 - Síntese da armadura da armadura de reforço sobre os pilares, solução fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis, Laje 10×10 89
Quadro 23 - Medição do volume de betão para laje fungiforme maciça em função do respectivo vão 93
Quadro 24 - Medição do volume de betão para laje fungiforme aligeirada com moldes 93
Quadro 25 - Medição do volume de betão para laje fungiforme aligeirada com blocões 94
Quadro 26 - Cofragens para laje fungiforme maciça em função do respectivo vão 95
Quadro 27 - Cofragens em laje fungiforme aligeirada com moldes / blocões 96
Quadro 28 - Massa nominal para Aço em varão [12] 97
Quadro 29 - Quantidade de aço nas Lajes 97

Quadro 30 - Quantidade de aço em vigas 98
Quadro 31 - Quantidade de aço para laje fungiforme aligeirada com moldes 98
Quadro 32 - Quantidade de aço em vigas 99
Quadro 33 - Quantidade de aço para laje fungiforme aligeirada com blocões 99
Quadro 34 - Quantidade de aço em vigas 100
Quadro 35 - Cálculo de custos para lajes fungiformes maciças, em euros 101
Quadro 36 - Cálculo de custos para lajes fungiformes aligeirada com moldes, em euros 101
Quadro 37 - Cálculo de custos para lajes fungiformes aligeirada com blocões, em euros 102
Quadro 38 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes maciças com capitéis 102
Quadro 39 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes aligeiradas com moldes 102
Quadro 40 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes aligeiradas com blocões 103
Quadro 41 - Pré-dimensionamento da secção das vigas 107
Quadro 42 - Medição do volume de betão 107
Quadro 43 - Cofragens em laje 108
Quadro 44 - Quantidade de aço nas Lajes 108
Quadro 45 - Quantidade de aço em vigas 108
Quadro 46 - Cálculo de custos da estrutura, aplicação a um caso real 109
Quadro 47 - Influência no custo global da estrutura, aplicação a um caso real 109
Quadro 48 - Comparação de custos entre dois vãos e a aplicação do estudo a um caso real 116
Quadro 49 – Custo por m^2 de laje para cada variável considerada para o cálculo do valor global da estrutura 117
Quadro 50 – Previsão de custo realizada por interpolação linear 117

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Correntemente, aquando do projecto de um edifício em betão armado, uma das dúvidas que surge com relativa frequência incide na escolha da solução construtiva a adoptar.

Em Portugal, a construção de edifícios em betão armado com sistemas de lajes vigadas, tem sido prática corrente nos últimos anos. Contudo a eleição deste tipo de solução, tem com o passar dos tempos vindo a diminuir, dando lugar a sistemas de lajes fungiformes, com evidentes vantagens em termos económicos a empreiteiros munidos de sistemas de cofragem e escoramento modernos, reduzindo os custos para estas soluções.

Com a evolução arquitectónica, têm surgido vãos em edifícios cada vez maiores, superando com frequência os 7 metros. Desta forma, justifica-se cada vez mais a utilização de lajes fungiformes em detrimento das vigadas.

É de salientar que este tipo de soluções construtivas, não apresenta apenas vantagens para os maiores vãos, uma vez que para vãos menores, a nível funcional e económico, se revelam igualmente excelentes soluções.

Perante isto, e uma vez que este tipo de solução construtiva tem vindo, cada vez mais, a ser utilizado tanto em escritórios como em edifícios residenciais, é espectável que se realizem estudos económicos para lajes fungiformes.

1.2 OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como objectivo estabelecer uma comparação de preços entre algumas soluções de lajes fungiformes em função do vão a vencer.

Para isso serão considerados três tipos de lajes fungiformes:

- Laje fungiforme maciça;
- Laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis;
- Laje fungiforme aligeirada com blocões perdidos.

Considerando vãos de 6, 7, 8, 9, 10 e 11 metros, serão efectuados cálculos para o dimensionamento de armaduras em vigas e lajes, com o auxílio de um software de cálculo automático, Robot Millenium.

Tendo em conta à armadura calculada, bem como preços de materiais e mão-de-obra fornecidos por uma grande empresa de construção portuguesa, obter-se-ão custos finais por m^2 para as soluções construtivas elegidas em função do respectivo vão.

Por fim procurar-se-á correlacionar os resultados obtidos no estudo, com a aplicação do estudo a um caso real de um edifício.

2
LAJES EM EDIFÍCIOS

2.1 INTRODUÇÃO

De uma forma genérica as lajes são elementos laminares, onde actuam acções normalmente distribuídas e com uma direcção perpendicular ao seu plano médio.

O Eurocódigo 2, define como condição essencial para determinado elemento ser considerado como laje, que o seu vão mínimo não seja inferior a quatro vezes a sua espessura total.

2.2 DESCRIÇÃO DOS TIPOS DE LAJES

2.2.1 QUANTO AO TIPO DE APOIO

Laje vigada – Utiliza-se esta designação para lajes apoiadas em vigas:

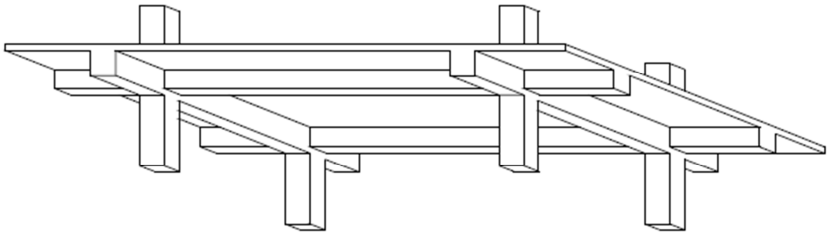


Figura 1 - Lajes Vigadas [2]

Lajes fungiformes – são lajes que apoiam directamente em pilares, podendo, ou não, ser munidas de capitéis:

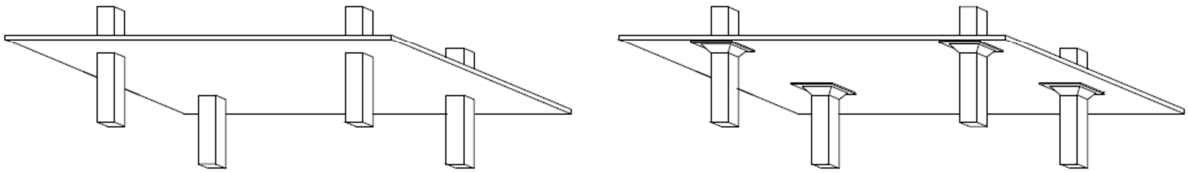


Figura 2 - Lajes fungiformes (sem e com capiteis) [2]

Lajes apoiadas em superfícies deformáveis – são aquelas cujo meio de suporte possuí características elásticas, como é o caso de lajes de pavimentos apoiadas em solo de fundação [2]

2.2.2 QUANTO À CONSTITUIÇÃO

Lajes maciças – são aquelas que mantêm constante a sua espessura, ou que a variação desta é consumada de uma forma contínua, sendo o betão armado ou pré-esforçado o único material constituinte.

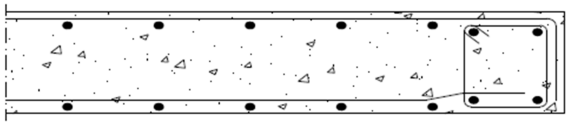


Figura 3 - Lajes maciça [2]

Lajes aligeiradas – caracterizam-se pela redução de peso relativamente a uma laje maciça com espessura idêntica. Esta redução de peso deve-se à introdução de elementos específicos de cofragem ou enchimento, podendo estes ser recuperáveis ou perdidos. Entre estes aligeiramentos formam-se nervuras, que podem ser dispostas em uma ou duas direcções perpendiculares, sendo as mesmas solidarizadas por uma lâmina de compressão.

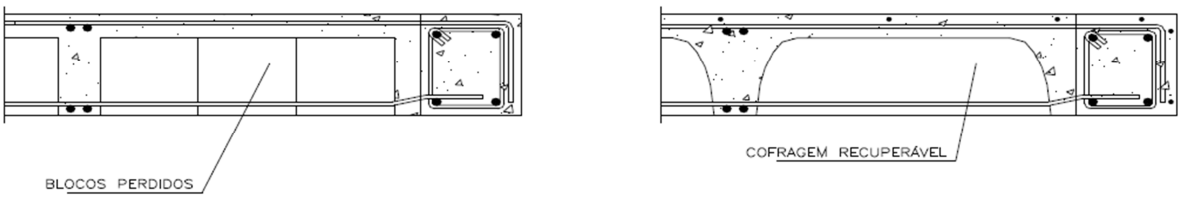


Figura 4 - Lajes aligeiradas [2]

Lajes de vigotas pré-esforçadas – neste tipo de solução de laje, as abobadilhas cerâmicas, de argamassa de cimento, de betão leve ou mesmo outros materiais leves assentam em vigotas pré-esforçadas, sendo solidarizadas por uma lâmina de compressão, ou lajeta, em betão

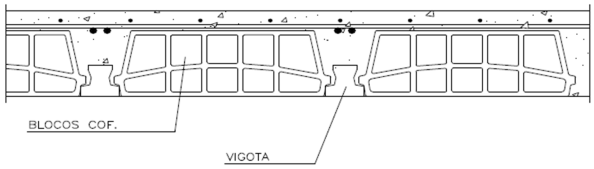


Figura 5 - Lajes aligeiradas, de vigotas pré-esforçadas [2]

Lajes mistas – são aquelas em que as nervuras de betão armado ou pré-esforçado podem ser substituídas por perfis metálicos solidarizados, através de dispositivos metálicos, a uma lâmina de compressão, ou lajeta em betão [2].

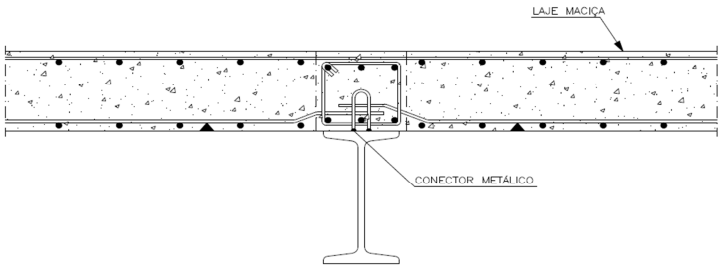


Figura 6 - Lajes mistas [2]

2.2.3 QUANTO AO MODO DE FLEXÃO DOMINANTE

Lajes armadas numa só direcção – são aquelas em que numa determinada direcção actuam esforços superiores ao que se desenvolvem na direcção perpendicular. Segundo o Eurocódigo 2, em condições correntes, tal situação ocorre para relações entre o maior e o menor vão superiores a dois.

Lajes armadas em duas direcções, ou armada em cruz – quando os esforços nas duas direcções principais de flexão são da mesma ordem de grandeza. Para situações correntes, quando a relação anteriormente referida toma valores inferiores a dois [2].

2.2.4 QUANTO À CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO

Lajes finas – quando a sua espessura é inferior a 1/10 do vão, desprezando-se, neste caso, a contribuição do esforço transverso para a deformação da laje. Admite-se ainda a hipótese de as fibras normais ao seu plano médio se manterem rectas e normais aquele, após a deformação.

Lajes espessas – quando não se verifica a condição anterior, não sendo as simplificações referidas válidas para este caso.

Lajes isotrópicas – quando formadas por material homogéneo e de comportamento elástico linear, com igual comportamento nas direcções principais [2]

2.2.5 QUANTO AO MODO DE FABRICO

Lajes betonada "in situ" – toda a composição e execução da laje é preparada e realizada no local de aplicação da mesma.

Lajes com pré-fabricação total – toda a laje é previamente executada, sendo posteriormente colocada sobre as vigas, com a solidarização realizada apenas no local.

Lajes com pré-fabricação parcial – quando uma parte da laje é pré-fabricada, constituindo uma lajeta inferior armada que aquando da sua colocação em obra serve de cofragem à parte a betonar "in situ" [2]

2.3 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

As lajes fungiformes maciças de espessura constante são habitualmente utilizadas para vãos da ordem dos 4,5 a 6 metros, considerando cargas de utilização com valores moderados.

Para vãos mais elevados, ou cargas maiores, surgem problemas ao nível da transmissão de acções verticais entre a laje e o pilar. De forma a resolver este problema procede-se ao aumento da espessura da laje junto do pilar, formando um capitel.

Este aumento de espessura, habitualmente um sexto do vão para cada lado do pilar, promove um aumento da rigidez na região do pilar.

A introdução de capitéis em lajes fungiformes maciças verifica-se, por norma, em vãos entre os 6 e os 10 metros.

2.4 LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS

As lajes fungiformes aligeiradas possuem um sistema de nervuras conjugado com zonas de maciçamento junto dos pilares, sendo o seu comportamento idêntico ao da laje fungiforme maciça com aumento da espessura na região dos pilares.

Por vezes, utilizam-se bandas maciças formando vigas nos alinhamentos dos pilares, o que permite uma maior resistência para transmitir esforços transversos e momentos aos mesmos, proporcionando uma maior rigidez e resistência às acções horizontais.

As lajes fungiformes aligeiradas são, habitualmente, utilizadas para vãos compreendidos entre os 6 a 12 metros.

O aligeiramento das lajes pode ser realizado pela utilização de moldes de dimensões estandardizadas reutilizáveis, por blocos maciços ou vazados de betão leve, ou blocos de poliestireno expandido, obedecendo também a dimensões standard.

2.5 CRITÉRIOS DE SELECÇÃO DA LAJE

A escolha de determinado tipo de laje está muitas vezes relacionada com os hábitos construtivos de uma determinada região geográfica, sendo que, dos vários tipos e classificações de lajes apresentadas, existem umas com maior tradição de utilização em projectos de obras correntes.

Essencialmente, o tipo e a grandeza das acções a que a estrutura estará sujeita ao longo do seu período de vida útil, bem como as características arquitectónicas condicionantes da mesma, são os principais critérios de escolha de uma solução de laje.

Com vista à rentabilização do processo construtivo, têm-se verificado a tendências da utilização de certos tipos de lajes, em detrimento de outras. Como é o caso das lajes fungiformes, aligeiradas ou maciças, em determinadas regiões do país.

Esta tendência deve-se à grande evolução existente nos programas de cálculo automático, bem como ao facto de cada vez mais se tornar preponderante no custo global de uma obra, o peso do factor mão-de-obra.

No entanto, dever-se-á referir que este tipo de lajes é frequentemente condicionado no seu comportamento pelo punçoamento nas secções adjacentes aos pilares, destacando-se ainda ser um sistema estrutural menos vocacionado para a resistência às acções horizontais, com uma maior tendência a registarem deformações significativas e serem mais sensíveis à existência de aberturas.

2.6 CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA LAJE

A espessura de uma laje é condicionada por inúmeros factores, entre os quais [3]:

- Resistência à flexão e ao esforço transverso;
- Características de utilização – deformabilidade, isolamento sonoro, vibrações, protecção contra incêndios, etc.

A espessura de qualquer laje varia em função do respectivo vão. Em lajes fungiformes, genericamente, este varia entre 0,10 m e 0,60 m.

2.6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento da laje é elaborado tendo em conta o estipulado no Eurocódigo 2 para controlo de deformação e esforços transversos. Utiliza-se o maior vão livre existente na estrutura, aquele que possivelmente será o mais deformável.

Para fazer face às acções horizontais incidentes na estrutura, as lajes devem ligar-se a paredes resistentes e/ou pórticos pilar-viga na periferia, sendo dotados de bandas maciças entre pilares (nas lajes nervuradas) [3].

Atendendo às grandezas indicadas na figura que se segue, podemos tecer ainda outras considerações relativamente ao pré-dimensionamento destes elementos:

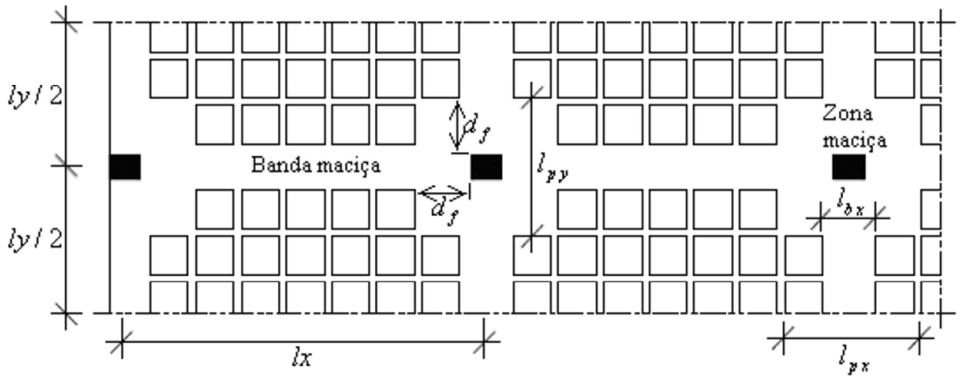


Figura 7 - Representação das zonas maciças em lajes fungiformes aligeiradas [3]

- Lx / ly ≤ 2, sendo lx o maior vão, para evitar o funcionamento apenas numa das direcções [3].

No caso de lajes nervuradas deve ainda atender-se às seguintes considerações [3]:

- Zonas maciça deve respeitar a condição $0.3 \leq l_p / l \leq 0.5$;
- Banda maciça deve respeitar a condição $0 \leq l_p / l \leq 0.25$;
- $d_f \geq 2.5 \times d$, para que a laje tenha um comportamento adequado em relação ao punçoamento.

2.6.2 GAMA DE VÃOS A UTILIZAR EM FUNÇÃO DA ESBELTEZA

De uma forma expedita é possível em função da esbelteza, ou seja, a relação vão/espessura, eleger uma solução tipo aproximada de laje fungiforme, sendo esta meramente indicativa.

Quadro 1 - Tipo de laje e espessura h tendo em conta o maior vão L [3]

Laje fungiforme tipo	Esbelteza	L (m) - Vão									
	(L / h)	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20
Laje Maciça	30	0.15		0.20							
Laje maciça com capitel	35	0.15			0.20						
Laje aligeirada	30			0.25		0.30	0.35	0.45			
Laje maciça pré-esforçada	40					0.20		0.25	0.30		
Laje aligeirada pré-esforçada	35					0.225	0.25	0.30	0.35	0.45	0.60

Deve-se ter sempre presente que:

- h ≥ 0.15 caso não seja necessário armadura de punçoamento;
- h ≥ 0.20 caso seja necessário armadura transversal para resistência ao punçoamento.

2.6.3 ESPESSURA MÍNIMA LIMITADA PELA DEFORMAÇÃO

O controlo indirecto da deformação em lajes fungiforme é difícil de quantificar, não sendo simples o estabelecer de regras com base a esse fim. Normalmente, neste tipo de soluções construtivas, a deformação esperada é superior à das lajes vigadas. Como tal, é necessário o controlo directo da deformabilidade.

Contudo, segundo o eurocódigo 2, na generalidade não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficientes regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura para evitar problemas de flechas, bem como os seguintes critérios [1]:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_0 \times k_{\sigma s} \times \sigma_T \times k_l \qquad (2.1.)$$

No caso de lajes fungiformes o valor de k_T toma o valor de 1.

Em que:

$K_{\sigma s}$ – coeficiente que depende do nível de tensão instalado na armadura traccionada em condições de serviço dado por $K_{\sigma s} = 310 / \sigma s$, em que, σs é a tenção no aço a meio vão para as acções de cálculo no estado limite de utilização.

K_l – coeficiente a aplicar quando, em lajes fungiformes, o maior vão é superior a 8,5 m, $K_l = 8,5 / l_{eff}$.

$\left(\frac{l}{d}\right)_0$ - a relação vão/altura útil que pode tomar os seguintes valores no caso de lajes fungiformes:

- $\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 17$ – Betão fortemente solicitado, percentagem de armadura elevada $\rho = 1,5\%$
- $\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 24$ – Betão levemente solicitado, percentagem de armadura moderada $\rho = 0,5\%$

2.6.4 ESPESSURA MÍNIMA CONDICIONADA PELOS ESFORÇOS

Em lajes cuja existência de capitéis ou de espessamento da mesma junto dos pilares não é pretendida, a espessura mínima da laje pode ser condicionada pelos esforços nas imediações destes. Em especial, a verificação ao punçoamento condiciona muitas das vezes a espessura a atribuir a lajes fungiformes.

A resistência ao punçoamento depende essencialmente das seguintes condições [3]:

- Perímetro do pilar;
- Altura útil da laje;
- Acções na laje;
- Classe de betão utilizada;
- Armaduras específicas de punçoamento.

A verificação da segurança em relação ao punçoamento condiciona normalmente a espessura da laje na ligação aos pilares, conduzindo nas situações de maiores vãos e cargas mais elevadas, à necessidade de se aumentar a espessura nesta zona.

2.7 PARTICULARIDADES NO PROJECTO DE LAJES FUNGIFORMES

Neste tipo de projectos devem ser tidos em conta determinadas considerações, que, para outro tipo de soluções de lajes não são tão evidentes. Em seguida, enumeram-se algumas dessas considerações, tais como o punçoamento, as aberturas, os pilares de bordo e de canto, as irregularidades geométricas da laje e as acções horizontais, com uma breve alusão às suas implicações no projecto [3].

2.7.1 PUNÇOAMENTO

Este tipo de lajes faz a transmissão directa das cargas da laje para o pilar, uma vez que se apoiam directamente sobre estes, criando desta forma problemas de rotura por punçoamento.

A rotura por punçoamento poderá ocorrer em pontos de carregamento concentrado. No caso das lajes fungiformes a zona crítica está situada na ligação laje-pilar.

Importa referir que a verificação da segurança em relação ao punçoamento assume uma especial importância no projecto, condicionando de uma forma geral a solução de laje a adoptar e a respectiva espessura ou a espessura dos capitéis. Assim sendo, em virtude das condicionantes e relevância do modo de rotura associado ao punçoamento, este aspecto deve ser cuidadosamente considerado em qualquer projecto de lajes fungiformes.

2.7.2 ABERTURAS EM LAJES

Nas lajes fungiformes podem existir aberturas com variadas dimensões, desde que seja verificado através de cálculo específico que a capacidade da laje é superior aos esforços actuantes e que sejam verificadas as condições de serviço.

O EC2 não especifica dimensões máximas para aberturas, desta forma, caso não se pretenda efectuar uma análise específica nas zonas de aberturas, devem ser cumpridas as seguintes recomendações (Normas Canadianas CAN3-A23.3-M84) [3]:

- Aberturas de qualquer dimensão podem ser localizadas na área comum à intercepção de faixas centrais desde que a quantidade total de armadura necessária para o painel sem abertura seja mantida;
- Na área comum à intercepção de faixas sobre os pilares, não mais de 1/8 da largura da faixa sobre os pilares em cada direcção deve ser interrompida pela abertura. A quantidade de armadura equivalente à que se disporia na zona da abertura deve ser adicionada aos lados da abertura;
- Na área comum a uma faixa central e uma faixa lateral, não mais que 1/4 da armadura em cada faixa deve ser interrompida por aberturas. Uma quantidade de armadura equivalente à que foi interrompida pela abertura deve ser adicionada aos lados da abertura;
- As aberturas junto aos pilares, devem ser evitadas sempre que possível, devido à grande redução da capacidade de transmissão de esforços ao pilar e consequente aumento da probabilidade de rotura por punçoamento.

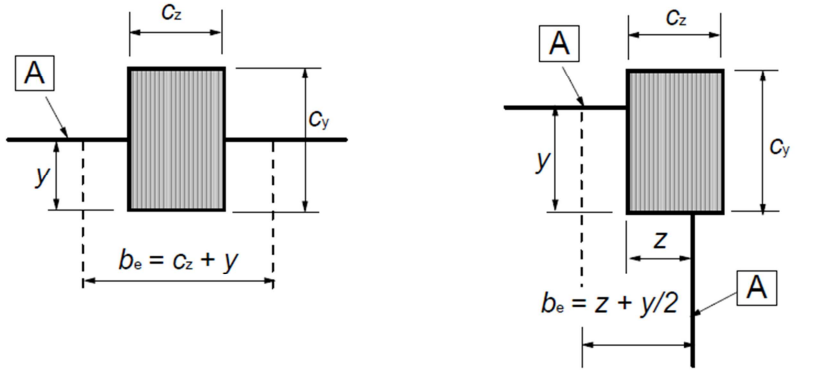
Os efeitos da existência de aberturas com dimensões significativas face aos vãos de laje devem ser avaliados através da sua consideração na modelação da laje em particular ao nível das deformações. Pode resultar, desta análise, a necessidade de introdução de vigas de maior rigidez nos alinhamentos dos pilares próximos da abertura para prevenir uma deformação excessiva dos painéis adjacentes à abertura.

2.7.3 PILARES DE BORDO E PILARES DE CANTO

A não ser que os bordos das lajes sejam apoiados em paredes de betão armada, a existência de pilares de bordo e pilares centrais são muito dificilmente evitáveis.

As larguras efectivas de transmissão de momentos flectores da laje a pilares de bordo ou de canto dependem da posição e dimensões da secção do pilar.

Na Figura 2.8, estão representadas as larguras efectivas da laje a considerar na transmissão de momentos para pilares de bordo e de canto de acordo com o EC2.



A Bordo da laje

NOTA: y pode ser > c_y

a) Pilar de bordo

NOTA: z pode ser > c_z e y pode ser > c_y

b) Pilar de canto

NOTA: y é a distância entre o bordo da laje e a face mais interior do pilar.

Figura 8- Largura efectiva, b_e, de uma laje fungiforme [1]

As armaduras perpendiculares a um bordo livre, necessárias à transmissão de momentos flectores da laje para um pilar de bordo ou de canto, devem ser colocadas na largura efectiva.

Uma especial atenção é requerida na transferência dos momentos aos pilares de bordo ou de canto. Esta deve ser limitada ao momento resistente máximo de uma secção rectangular [1]:

$$M_{Rd,max} = 0{,}17 \times b_e \times d^2 \times f_{ck} \qquad (2.2.)$$

Em que:

f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias;

d - altura útil da laje.

Quando existir necessidade de reduzir o momento actuante, para o valor de $M_{Rd,max}$, deve aumentar-se o momento positivo em conformidade, no vão do tramo de extremidade.

Se esta redução conduzir à necessidade de uma redução de mais de 50% do momento actuante quando a análise é feita por pórticos equivalentes, ou de mais de 30% quando a análise é feita com o método das grelhas ou método dos elementos finitos, deve-se proceder a uma das alterações:

- Introduzir uma viga de bordo devidamente dimensionada à torção;
- Mudar a posição do pilar de forma a aumentar a largura efectiva, b_e;
- Aumentar a espessura da laje;
- Aumentar a classe de betão.

Refira-se que do ponto de vista de projecto, estes aspectos resultam numa necessidade de se analisar estas zonas das lajes de um modo particular, principalmente quando se utiliza o método dos elementos finitos na avaliação dos esforços.

2.7.4 IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS

Com a difusão das lajes fungiformes no mercado cresceu a diversidade de aplicação deste tipo de lajes. Por sua vez, as crescentes exigências arquitectónicas, levaram a que surgissem geometrias bastante irregulares.

A principal dificuldade em projecto, associada a esta situação, resulta no facto de, em geral, não serem aplicáveis os métodos simplificados de cálculo, obrigando à necessidade de recorrer a programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos. Embora os programas de cálculo comerciais facilitem este tipo de análise, a sua utilização para situações particulares exige cuidados especiais, quer do ponto de vista de análise, quer no dimensionamento de armadura.

Estes casos devem ser avaliados com particular atenção, sendo recomendável a utilização de modelos mais simples destas zonas particulares, em complemento aos modelos completos de elementos finitos que permitam uma interpretação e validação de resultados.

2.7.5 ACÇÕES HORIZONTAIS

Para projectos de edifícios com pavimentos constituídos por lajes fungiformes as acções horizontais devem ser consideradas e atendidas na fase de concepção. Estas acções bem como os efeitos de 2ª ordem devem ser predominantemente equilibrados por elementos de grande rigidez, ou seja, núcleos ou paredes de contraventamento. Desta forma, atende-se à maior deformabilidade horizontal do sistema laje fungiforme-pilares garantindo-se rigidez suficiente com os elementos de contraventamento. Com esta atitude, reduzem-se os efeitos das acções horizontais (e efeitos de 2ª ordem) nas ligações laje-pilar.

Deste modo uma estratégia normalmente utilizada em projecto, consiste na utilização de modelos globais simplificados para a avaliação de esforços resultantes das acções horizontais, vento e sismo.

Nestes modelos apoiados no método dos pórticos equivalentes que será referido neste mesmo capítulo, recorre-se a elemento de barra para a modelação dos pilares e da laje. Complementarmente podem utilizar-se modelos parcelares com a utilização de elementos finitos na modelação das lajes para uma avaliação mais detalhada das deformações e esforços resultantes das cargas verticais. Normalmente estes modelos são estabelecidos separadamente para os vários pisos do edifício [5].

No presente trabalho, a metodologia de análise proposta enquadra-se na perspectiva destes modelos parcelares que visam unicamente a avaliação para cargas verticais.

2.8 MÉTODO DE ANÁLISE

Nas lajes fungiformes, os maiores esforços devidos às acções verticais desenvolvem-se segundo o maior vão, uma vez que as faixas entre pilares, no menor vão, são mais rígidas. Assim, a carga que é transmitida numa direcção é depois conduzida aos pilares através de bandas perpendiculares a essa direcção, que desempenham entre os pilares o mesmo papel das vigas nas lajes vigadas [2].

São vários os métodos de cálculo de lajes fungiformes que permitem a obtenção de bons resultados nas situações mais comuns, sendo fácil a sua aplicação. Quando são consideradas situações irregulares, cada vez mais habituais em projectos de edifícios, alguns dos métodos deixam de ser aplicáveis, outros começaram a revelar-se de difícil utilização.

São apresentados os métodos mais difundidos e de fácil utilização em projectos de lajes fungiformes, nomeadamente o método directo do ACI e o método dos elementos finitos. É feita ainda uma referência breve a outros métodos, menos utilizáveis em situações correntes de projecto, mas que podem ser úteis em determinadas situações particulares.

2.8.1 MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES

Trata-se de um processo simplificado adequado para lajes sujeitas, predominantemente, a cargas uniformemente distribuídas e, em que seja possível considerar um sistema regular de pórticos ortogonais.

Assim, na determinação dos esforços, pode a estrutura, constituída pela laje e seus pilares de apoio, ser considerada dividida em 2 conjuntos independentes de pórticos ortogonais. [2]

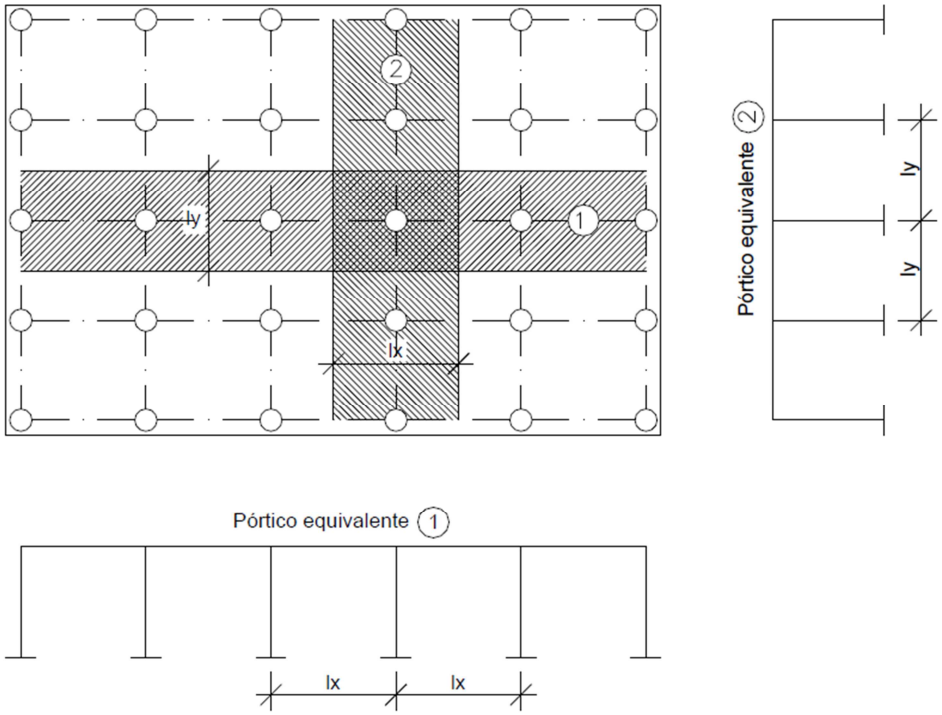


Figura 9 - Pórticos equivalentes para o cálculo dos esforços actuantes em lajes fungiformes [2]

A rigidez dos elementos do pórtico equivalente pode ser calculada a partir das secções transversais brutas. Para as acções verticais, a rigidez pode basear-se na largura total dos painéis.

Para cargas horizontais, deve utilizar-se 40% deste valor para traduzir a maior flexibilidade das ligações entre os pilares e as lajes das estruturas de lajes fungiformes quando comparada com a das ligações pilares-vigas.

Os esforços actuantes devidos às cargas verticais devem ser calculados em ambas as direcções para a carga total correspondente à largura *lx* ou *ly* e considerada na posição mais desfavorável.

Os momentos flectores totais obtidos na análise devem ser distribuídos por toda a largura da laje. Na análise elástica, os momentos negativos tendem a concentrar-se na vizinhança dos eixos dos pilares.

Para o dimensionamento e a distribuição das armaduras na laje, considera-se em cada pórtico uma faixa sobre os pilares de largura $a1 + a2$ e duas faixas centrais de larguras b_1 e 2 b_2, identificadas na Figura 9.

A distribuição dos momentos flectores totais do pórtico pela faixa sobre os pilares e pela faixa central é obtida a partir das percentagens indicadas no Quadro 2 correspondentes aos valores limite definidos no EC2 [1] e os valores recomendados no REBAP [4].

Quadro 2 - Distribuição simplificada dos momentos flectores no caso de uma laje fungiforme [1]

Distribuição	Limites	Recomendável	Limites	Recomendável
Faixa	Faixa sobre os pilares		Faixa central	
Pórtico extremo	a2		b2	
Pórtico intermédio	a1 + a2		b1 + b2	
Momentos positivos	50 a 70%	55%	50 a 30 %	45%
Momentos negativos	60 a 80%	75%	40 a 20 %	25%

A distribuição dos momentos flectores nas faixas é esquematizada na Figura 10, para os valores recomendados (REBAP).

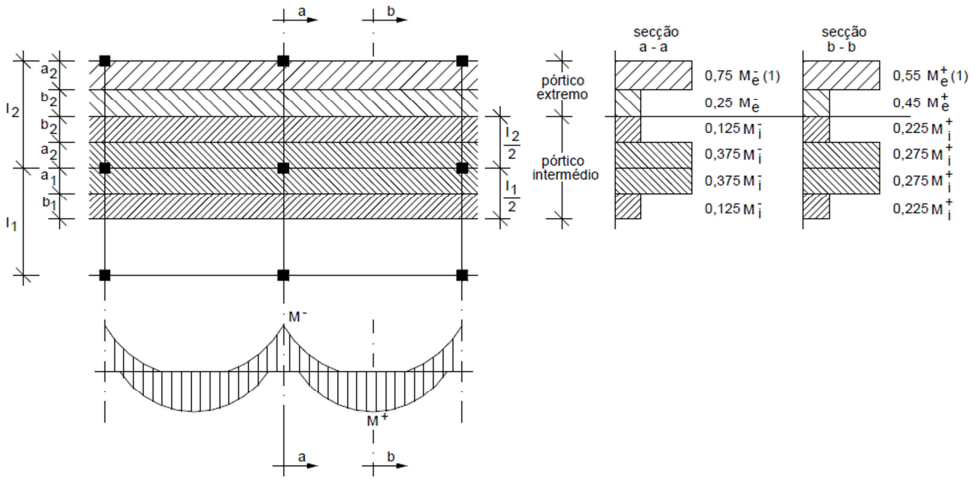


Figura 10 - Divisão das faixas de cada pórtico equivalente e respectiva distribuição dos momentos (valores recomendados) [3]

De forma a se contabilizar as acções verticais na utilização do método dos pórticos equivalentes, devem considerar-se hipóteses mais desfavoráveis de sobrecargas alternadas nos vários tramos, de forma a obter a envolvente de esforços. Porém, quando a sobrecarga tomar valores inferiores a três quartos da secção permanente, pode de uma forma simplificada utilizar-se apenas um caso de carga, tomando a carga total em todos os vãos. Nos apoios, aplicando as regras gerais de redistribuição prescritas no EC2, os momentos podem ser redistribuídos em cerca de 20%, o que leva ao consequente aumento dos momentos positivos no vão.

No caso de existirem consolas com comprimento igual ou superior a um terço do vão adjacente da laje, deve ser considerado um caso de carga total na consola e apenas a acção permanente no tramo adjacente.

Para as lajes aligeiradas com zonas maciças (ou lajes maciças com espessamento) a armadura necessária para resistir ao momento negativo da faixa sobre os pilares interiores deve ser distribuída da seguinte forma [5]:

- Cerca de 2/3 da armadura da faixa sobre os pilares dentro da metade central desta faixa;
- 1/3 restante nas zonas laterais dessa mesma faixa.

Este critério corresponde ainda à recomendação do EC2 para a distribuição da armadura superior na faixa sobre os pilares de forma a melhor controlar a fendilhação nas zonas sobre os pilares, uma vez que esta distribuição se aproxima melhor da distribuição de momentos obtida numa análise elástica.

Na figura que se segue, será ilustrado o esquema de distribuição, expresso pela percentagem de armadura superior necessária para resistir ao momento total no apoio que deve ser colocado nas zonas da faixa sobre os pilares e faixa central.

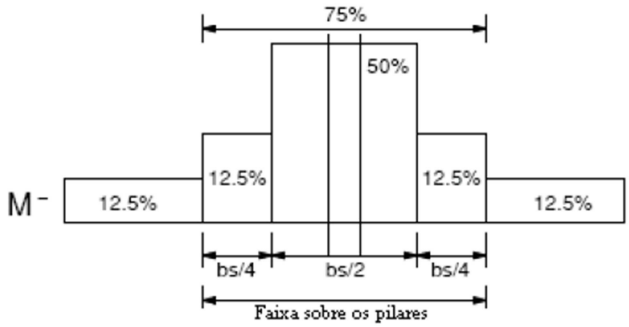


Figura 11 - Distribuição aconselhada de armadura superior em pilares interiores [3]

Quando existem bandas maciças na faixa sobre os pilares de lajes aligeiradas, os momentos no vão desta faixa devem ser distribuídos pela banda maciça e pelas nervuras proporcionalmente à respectiva rigidez.

2.8.2 MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISE

O método directo é um método de atribuição de coeficientes, mais simples que o método dos pórticos equivalentes, mas deve apenas ser aplicado a lajes com características geométricas regulares e tendo em conta as condições específicas [3]:

- Deve haver um mínimo de 3 vãos em cada direcção. Se houver só dois vãos, os momentos negativos no apoio interior dados pelo método directo são menores que os mais prováveis;
- Os painéis devem ser rectangulares com uma relação de vãos limitada por $0.5 \leq lx/ly \leq 2.0$;
- Vãos adjacentes em cada direcção não devem diferir mais que 1/3 do vão maior (l_1 =1,33×l_2, sendo l_2 o menor vão). Este limite tem em vista manter válidas as regras simplificadas de dispensa de varões;
- Os pilares podem estar desviados no máximo 10% do vão em relação a qualquer dos alinhamentos;
- As acções devem ser apenas acções verticais. A estrutura da laje fungiforme deve estar contraventada;
- A sobrecarga não deve ultrapassar duas vezes as acções permanentes. Apenas é considerado um caso de carga com a carga total de estados limites últimos (1,35×G +1,5×Q), em todos os vãos;

- Não deve ser aplicada redistribuição de momentos aos valores dados pelo método directo. Os coeficientes já contemplam de alguma forma as alternâncias de sobrecarga e redistribuição de esforços.

Os valores dos momentos flectores a considerar para a largura do pórtico equivalente são dados pelos coeficientes apresentados na figura seguinte:

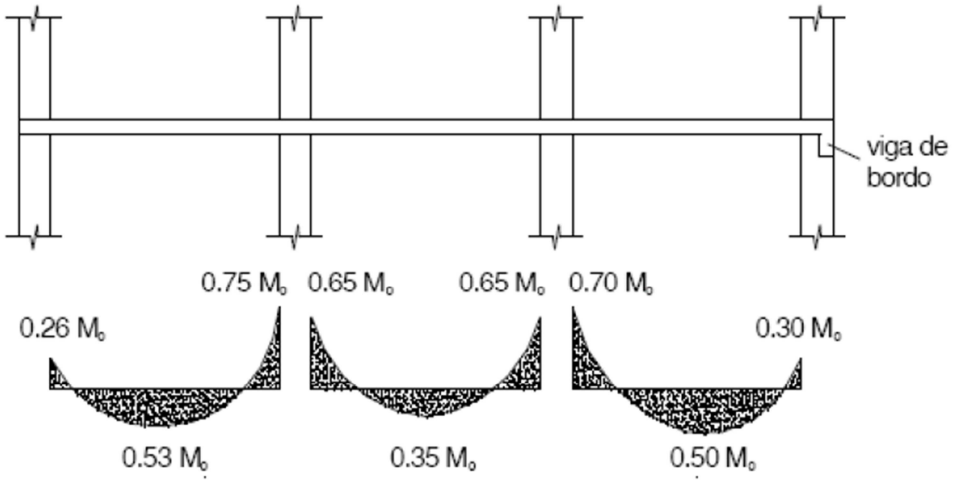


Figura 12 - Coeficientes de momentos totais em lajes fungiformes dados pelo Método Directo [3]

O momento M_0, é tomado como o momento isostático de cálculo em cada um dos vãos (painéis), dado por:

$$M_0 = \frac{P_{sd} \times l_2 \times l_n^2}{8} \qquad (2.3.)$$

Em que:

Psd =1.35×G +1.5×Q

l_2 - largura do pórtico equivalente;

l_n - é o vão de cálculo, tomado como o vão livre entre faces de apoios.

Sendo l_1 o vão teórico entre os apoios deve verificar-se que $l_n \geq 0{,}65 \times l_1$.

A distribuição dos momentos pela faixa sobre os pilares e faixa central é feita de acordo com as recomendações do EC2.

Os momentos dos apoios exteriores e os momentos não equilibrados nos apoios interiores devem ser recebidos pelos pilares.

Os esforços transversos na laje e os esforços axiais nos pilares, podem ser conhecidos a partir dos momentos.

As dispensas de armadura em lajes fungiformes, em que este método é aplicável, podem ser efectuadas de acordo com o representado na figura seguinte:

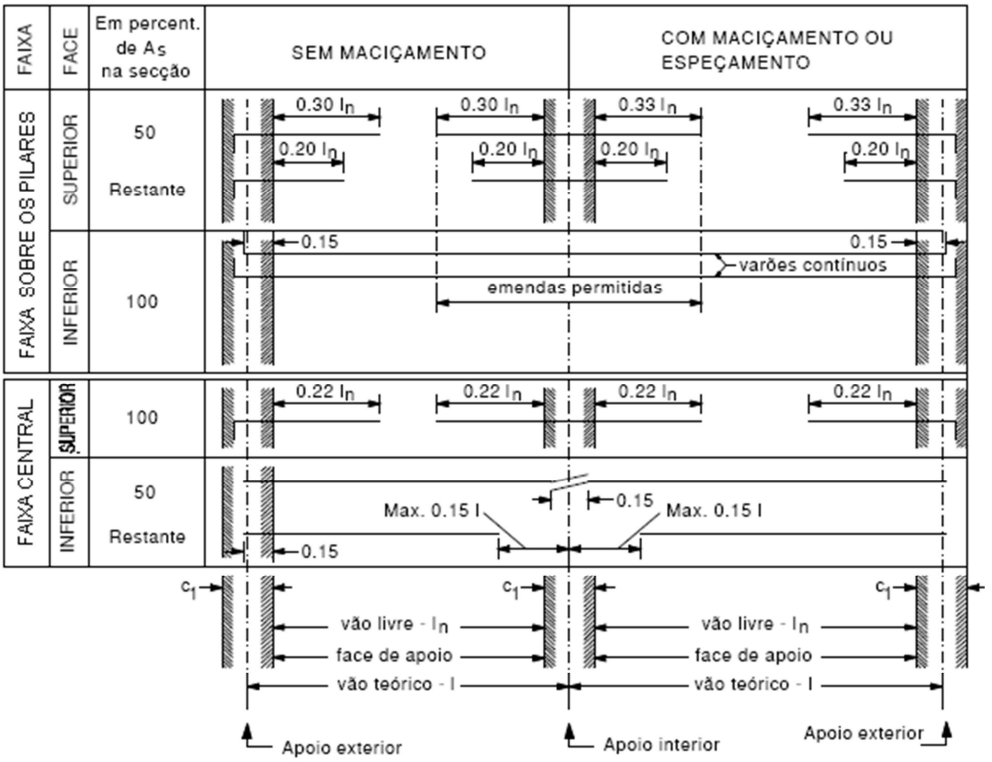


Figura 13 - Comprimentos mínimos da armadura para lajes fungiformes, quando aplicado o método directo [3]

No contexto actual, em que os computadores têm uma utilização crescente na análise de estruturas de lajes fungiformes, o interesse de um método simplificado, como é o caso do método directo, é crescente. No entanto, este método auxilia apenas no pré-dimensionamento e na aferição de resultados obtidos em programas de cálculo.

Para as lajes que cumpram as condições de aplicação enunciadas no presente método, este é utilizado no seu dimensionamento definitivo.

2.8.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos revela-se actualmente um método geral de análise estrutural que pode ser utilizado na análise de lajes, paredes ou outros tipos estruturais mais complexos. A estrutura pode ser analisada na globalidade, isto é, associando pilares, vigas, lajes e paredes, ou pode ser utilizado o presente método apenas para analisar partes da estrutura de comportamento menos simples, como são os casos das paredes e lajes.

Actualmente, os programas comerciais de cálculo utilizados correntemente em projecto, permitem a utilização prática de elementos finitos na análise estrutural. As facilidades incorporadas nestes

programas ao nível do pré e pós processamento facilitam a utilização deste método em situações correntes de projecto.

Os meios de cálculo actuais permitem resolver estruturas cada vez mais complexas e de maior dimensão, com tempos de cálculo aceitáveis, mesmo tendo em consideração um conjunto vasto de acções e combinações. No entanto, o projectista confronta-se com algumas dificuldades na utilização dos elementos finitos com programas comerciais, que se prendem fundamentalmente com: *i*) dificuldade de se conhecerem os tipos de elementos finitos utilizados, nomeadamente os graus de liberdade associados e as respectivas funções de forma; *ii*) dificuldade de se identificar a matriz de rigidez considerada, nomeadamente identificar se são ou não consideradas as deformações de corte; e ainda *iii*) dificuldade na adopção de uma discretização adequada ao problema a resolver tendo em conta, o esforço de cálculo, as características do elemento e o campo de deformações que se pretende reproduzir.

Na análise de lajes fungiformes, muitas vezes, procede-se apenas à análise detalhada com utilização de elementos finitos de cada um dos pisos isolados, devendo nesse caso ser introduzidos nos apoios, os momentos (ou forças) devidos às acções horizontais que são determinados por uma análise global simplificada da estrutura.

Os programas de cálculo podem fornecer deslocamentos, esforços e tensões. Alguns programas permitem ainda o cálculo de forma automática das armaduras necessárias em cada região da laje, fornecendo um mapa com áreas de armadura a colocar em cada direcção. Em alguns casos é necessário ter estratégias de modelação para que se possam definir modelos, o mais próximo possível da realidade em termos de comportamento estrutural [6].

É este o método de cálculo utilizado neste trabalho.

2.8.4 MÉTODO DAS GRELHAS

Este método consiste na representação da laje de um edifício através de uma grelha equivalente, de modo a que as rigidezes longitudinais da laje sejam concentradas nas barras dessa direcção e as rigidezes transversais nas barras da direcção ortogonal a ela.

Na aplicação desta técnica deve-se garantir que as rigidezes das barras sejam tais que, ao submeterem-se as duas estruturas ao mesmo carregamento, elas se deformam de maneira idêntica e que os esforços solicitantes em qualquer barra da grelha sejam iguais às resultantes de tensões na secção transversal da parte da laje que a barra representa.

Para que um elemento infinitesimal de laje esteja em equilíbrio, de acordo com a teoria clássica de placas, é necessário que os momentos torsores em duas direcções ortogonais sejam iguais. Na grelha equivalente obtida no desenvolvimento desta técnica, não há princípios matemáticos ou físicos que garantam tal condição. No entanto, se a malha da grelha for suficientemente fechada, a grelha deforma-se formando uma superfície lisa e apresentará distorções aproximadamente iguais nas direcções ortogonais, bem como momentos torsores aproximadamente iguais se as rigidezes à torção forem as mesmas nas duas direcções.

É possível relacionar os esforços necessários para a caracterização do comportamento das lajes com os esforços que surgem em elementos de grelha dispostos em duas direcções ortogonais.

Com a definição da malha a usar, dividindo a laje num número adequado de elementos (barras da grelha equivalente), é possível obter por este processo soluções para praticamente qualquer geometria [5].

Para uma correcta aplicação deste método em lajes fungiformes, são enunciadas as seguintes considerações [7]:

- As barras da grelha devem estar localizadas em posições pré-determinadas pelo projecto, tais como linhas de apoio ao longo das vigas de extremidade, bem como de outras linhas que existam, ou linhas de pontos que contenham uma acção específica;
- Em lajes ortotrópicas, cada barra deve ter no máximo uma largura igual a 1/4 do vão transversal ao seu eixo;
- Quanto mais densa a malha, melhores serão os resultados obtidos. No entanto, essa melhoria deixa de acontecer quando a largura das barras for menor que 2 a 3 vezes a espessura da laje;
- Nas regiões de grande concentração de esforços, tais como apoios ou cargas concentradas, recomenda-se dispor uma malha cuja largura das barras não seja superior a 3 a 4 vezes a espessura da laje;
- No caso de existência de consolas na laje, é necessário colocar-se pelo menos duas barras transversais ao vão em consola;
- Deve colocar-se uma linha de barras no contorno livre da laje, cuja largura para cálculo do momento de inércia à torção deve ser diminuída de 0.3*h*, por ser aí que passa a resultante das tensões de corte devido à torção;
- Não devem ser consideradas as aberturas na laje desde que a sua maior dimensão não exceda 3 vezes a espessura da laje, a não ser que sejam localizados muito próximos dos pilares. Existindo aberturas maiores, devem ser aplicados os mesmos critérios válidos para bordos livres.

Definidos os critérios para a definição da grelha, é necessário estabelecerem-se critérios para a definição da inércia à flexão e à torção de todas as barras da grelha. Com a utilização de rigidezes apropriadas, consegue-se obter valores razoáveis para os esforços solicitantes e deslocamentos transversais dos elementos que compõem a laje.

Para lajes fungiformes maciças de espessura constante *h* o momento de inércia à flexão das barras longitudinais e transversais da grelha são calculados considerando que cada elemento representa uma largura *b* de laje igual à distância entre os centros dos vãos adjacentes ao elemento. O valor do momento de inércia à flexão é dado pela expressão:

$$I_f = \frac{b \times h^3}{12} \qquad (2.4.)$$

O momento de inércia à torção do elemento de barra de secção rectangular $b \times h$ pode obter-se através da expressão [8]:

$$I_t = \beta \times b \times h^3 \qquad (2.5.)$$

Em que:

b - o maior lado da secção, ou seja $b \geq h$ (caso contrário os termos b e h devem ser trocados na expressão 3.4;

h - o menor lado da secção;

β - coeficiente obtido através do Quadro 3, em função da relação b / h

Quadro 3 - Valores do coeficiente β em função das dimensões da secção.

b / h	1,00	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	4,00	6,00	8,00	10,00	∞
β	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

O método da grelha equivalente é especialmente utilizado em lajes nervuradas de betão armado na determinação dos esforços solicitantes e dos deslocamentos transversais. É essencialmente usado em lajes com nervuras nas duas direcções, mas também pode ser aplicado na análise de lajes nervuradas apenas numa direcção.

Para aplicar o processo de grelha equivalente na análise das lajes nervuradas, é necessário que as nervuras e as vigas (se existirem), sejam substituídas por elementos estruturais de barras exactamente nos seus eixos obtendo-se assim uma grelha equivalente que passa a representar a laje. As características geométricas que devem ser consideradas para os elementos que representam as nervuras são as indicadas na Figura 14, sendo b_f a largura definida pela distância entre os centros dos vãos adjacentes da nervura, h_f a altura da lajeta de betão, b_w a largura da nervura.

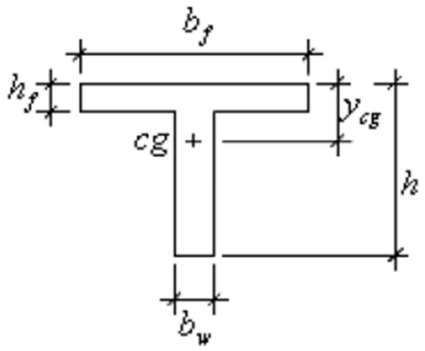


Figura 14 - Representação da secção transversal a considerar para o cálculo das inércias [6]

As características geométricas dos elementos que representam as vigas, são definidas considerando unicamente a secção destas.

Relativamente às acções, considera-se que as acções actuantes distribuídas na laje se dividem entre os elementos da grelha equivalente de acordo com a área de influência de cada elemento. As acções podem ser consideradas distribuídas (carga triangular ou trapezoidal) ao longo dos elementos ou então concentradas nos nós. No caso de existirem acções concentradas actuantes na laje, estas devem ser aplicadas aos nós da malha. Quando a posição dessas acções não coincidir com um nó, deve-se adequar a malha ou adoptar valores equivalentes da acção nos nós mais próximos.

Para finalizar, outro aspecto importante que merece destaque na aplicação da analogia de grelha, é a consideração dos pilares na grelha equivalente, de modo a simular a influência de suas rigidezes no comportamento da laje. Esta influência é simulada através da colocação de barras, que representam os pilares adjacentes ao nível analisado (nível da laje), com metade do comprimento e inércias correspondentes à do respectivo pilar e com as extremidades articuladas.

Outro procedimento de simulação dos pilares é a colocação de um apoio no nó correspondente e a restrição do movimento transversal desse nó. O apoio colocado deve ter uma rigidez vertical igual à rigidez axial do pilar, ou seja deverá ser simulado como uma mola vertical [9].

2.8.5 MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA

O método das linhas de rotura é um método de análise plástica aplicável no dimensionamento de lajes de betão armado e de elementos similares. Usa-se a teoria das linhas de rotura para investigar mecanismos de rotura em estados limites últimos. Esta teoria apresenta-se muito bem desenvolvida por Kennedy e Goodchild [10], reproduzindo-se em seguida, de forma sucinta, os seus aspectos mais relevantes [5]:

- O colapso acontece quando as linhas de rotura formam um mecanismo;
- Este mecanismo divide a laje em regiões rígidas;
- Considerando que as deformações elásticas são negligenciadas, estas regiões rígidas permanecem como áreas planas;
- Estas áreas planas rodam em torno dos eixos de rotação localizados nos seus apoios;
- Toda a deformação é concentrada nas linhas de rotura, comportando-se as linhas de rotura como linhas plásticas (espécie de dobradiças).

Como qualquer método, este também é dotado de algumas regras padrão:

- Os eixos de rotação geralmente localizam-se ao longo das linhas dos apoios e passam ao lado de qualquer pilar;
- As linhas de rotura são rectas;
- Linhas de rotura entre regiões rígidas adjacentes devem passar nos pontos de intersecção dos eixos de rotação das duas regiões;
- As linhas de rotura devem terminar nos contornos da laje;
- Apoios contínuos “repelem” e apoios simples “atraem” possíveis linhas de rotura.

Para deslocamentos infinitesimais associados a um mecanismo de rotura a diminuição da energia potencial das cargas aplicadas à laje, contabilizado pelo trabalho virtual dessas cargas, é igual à energia dissipada, ou seja ao trabalho virtual associado às rotações plásticas ao longo das linhas de rotura. Assim:

$$\text{Energia externa} = \text{Energia interna}$$

$$\text{Energia consumida} = \text{Energia Dissipada}$$

$$\sum(N \times \delta)_{para\ todas\ as\ linhas\ de\ roptura} = \sum(M \times l_r \times \theta)_{para\ todas\ as\ linhas\ re\ roptura} \quad (2.6.)$$

Em que:

N - Carga vertical actuante;

δ - Deslocamento vertical das cargas *N* em cada região da laje;

M - Momento resistente da laje por unidade de comprimento, representado pela armadura na secção da linha de rotura;

l_r - Comprimento da linha de rotura ou o seu comprimento projectado sobre o eixo de rotação da região;

θ - Rotação da região em torno do eixo de rotação.

Para um mecanismo de rotura válido, pode ser aplicada a equação 2.6. aos momentos *M* associados às linhas de rotura e às cargas N que actuam nas diferentes regiões da laje.

A energia externa é calculada fazendo a resultante de cada tipo de carga (uniformemente distribuída, carga sobre uma linha ou força pontual) actuante na região e multiplicando-a pelo deslocamento vertical, medido como a proporção do maior deslocamento implícito na linha de rotura do modelo. Para simplificação, o máximo valor do deslocamento é tomado como unitário, e o deslocamento vertical de cada carga é usualmente expresso como fracção da unidade. A energia total para toda a laje é a soma das energias em todas as regiões.

A energia interna dissipada calcula-se por projecção do comprimento de cada linha de rotura sobre o eixo de rotações, multiplicando-o pelo momento actuante e pelo ângulo de rotação. A energia total dissipada para toda a laje é a soma das energias dissipadas em todas as linhas de rotura.

O ângulo de rotação da região é assumido como pequeno e expresso como sendo $\delta_{máx} / l$, sendo *l* o comprimento medido perpendicularmente ao eixo de rotação até ao ponto de máxima deformação da região.

A aplicação deste método é especialmente recomendada para lajes fungiformes maciças, devido à possibilidade de prever as linhas de rotura e mesmo da aplicação do método.

Em lajes fungiformes regulares considera-se cada uma das duas direcções independentemente para a análise dos mecanismos de rotura. Nos casos de lajes fungiformes irregulares, deve ser verificada crítica e detalhadamente, cada uma das direcções por aplicação do método dos trabalhos virtuais em cada caso de linha de rotura.

O uso deste método conduz a um dimensionamento económico das secções e resultam lajes com distribuições de armadura muito racional e optimizada, no entanto é um método de difícil aplicação em situações de contorno e apoios mais complexas [5].

3 DESCRIÇÃO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DOS CASOS EM ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo visa apresentar os sistemas estruturais utilizados para a aplicação do estudo.

Serão definidos os vários elementos arquitectónicos, nomeadamente paredes, pavimentos, vãos envidraçados e coberturas, bem como os elementos estruturais, lajes, vigas e pilares.

3.2 OBJECTO DE ESTUDO

3.2.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho, tem como base de aplicação prática uma série de estruturas simples com determinados vãos.

Serão estudados 6 casos semelhantes, cuja única variação se reflectirá no valor do respectivo vão:

Quadro 4 - Casos estudados

Caso em estudo	Valor do vão (m)
Caso A	6×6
Caso B	7×7
Caso C	8×8
Caso D	9×9
Caso E	10×10
Caso F	11×11

3.2.2 PAREDES DE FACHADA

As paredes de fachada, em tijolo furado leve, são duplas com isolamento térmico colado no pano interior.

3.2.3 PAREDES DE INTERIORES

Serão consideradas paredes interiores simples, constituídas por tijolo furado leve.

3.2.4 PAVIMENTOS

Será considerado um revestimento de 0,08 cm de espessura em betão corrente.

3.2.5 COBERTURAS

De forma a facilitar o processo de cálculo e por uma questão de simplificação, a cobertura considerada não foi pormenorizada, adoptando-se esta para efeito de cálculos como sendo semelhante ao piso tipo.

3.2.6 PISO-TIPO

Na figura seguinte será apresentado o piso-tipo para o Caso de estudo E (Laje 10×10).

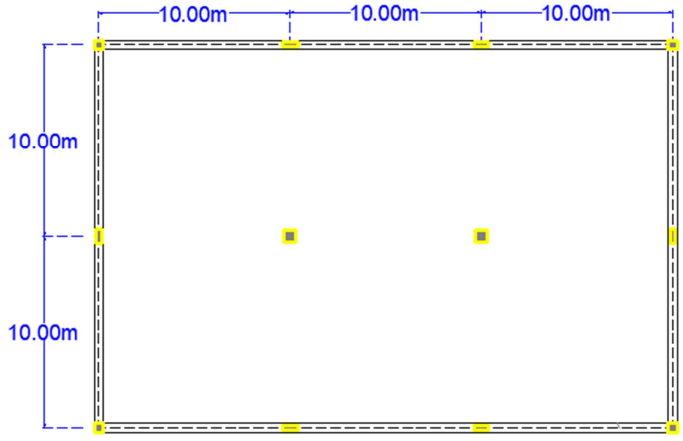


Figura 15 - Planta do piso-tipo

3.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.3.1 INTRODUÇÃO

Estruturalmente o edifício é constituído por uma laje apoiada em vigas de bordadura, dez pilares de bordo e por dois pilares centrais. O apoio da laje efectuado directamente nos pilares localizados no interior do edifício evita a existência de vigas no interior do mesmo.

3.3.2 NORMAS E REGULAMENTOS

O dimensionamento dos elementos estruturais será realizado com base no REBAP, Eurocódigo 0, Eurocódigo 1 e Eurocódigo 2.

3.3.3 MATERIAIS

Neste estudo foi utilizado betão da classe C30/37 e aço A500.

3.3.4 LAJES

Foram consideradas em cada caso de estudo três soluções de lajes fungiformes:

- Laje fungiforme maciça;
- Laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis;
- Laje fungiforme aligeirada com blocões perdidos.

3.3.5 VIGAS DE BORDADURA

Pelo facto de as lajes fungiformes apresentam um comportamento pouco satisfatório do ponto de vista da deformação ao nível dos seus bordos, a estrutura irá ser constituída por vigas de bordadura no contorno exterior, garantindo uma maior rigidez nestas zonas, promovendo desta forma a diminuição da deformação.

Na *figura 14* é possível a visualização do sistema de vigas adoptado.

3.3.6 PILARES

Na *figura 14* é apresentado o esquema de distribuição dos pilares considerados.

3.4 SEGURANÇA E ACÇÕES

A segurança é um atributo inerente a qualquer estrutura, esta deve ser garantida para todo o período de vida útil do elemento. As estruturas devem ser dimensionadas de forma a ser garantida a sua durabilidade, minimizando-se tanto quanto possível as necessidades de manutenção, reparação e intervenção.

Para que os pressupostos anteriores sejam garantidos, as estruturas devem ser dimensionadas para estados limites.

Estados limites, são estados a partir dos quais a estrutura ficará total ou parcialmente afectada na sua capacidade de desempenho funcional, deixando de cumprir os pressupostos com os quais esta foi concebida.

3.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

O eurocódigo 0 considera dois estados limites na verificação da segurança:

- Estados limites últimos – associados ao colapso da estrutura e referentes à segurança das pessoas e / ou à segurança da estrutura;
- Estados limites de utilização – referentes ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e à aparência da construção.

3.6 VARIÁVEIS BÁSICAS – ACÇÕES

No processo de dimensionamento de um edifício, as acções a que este se encontra submetido podem ser diversas e actuar simultaneamente, umas de forma permanente e outras variando no espaço e no tempo. Por esta razão, surge a necessidade de caracterização destas mesmas acções, quantificando e combinando as mesmas.

3.6.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Segundo o Eurocódigo 0 as acções devem ser classificadas, de acordo com a sua variação no tempo, da seguinte forma [11]:

- Acções permanentes (G), como, por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários, e as suas acções indirectas causadas por retracção e assentamentos diferenciais;
- Acções variáveis (Q), como, por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas do edifício, a acção vento ou a acção neve;
- Acções de acidente (A), como, por exemplo, explosões ou choque provocado por veículos.

As acções também devem ser classificadas [11]:

- De acordo com a sua origem, como directas ou indirectas;
- De acordo com a sua variação no espaço, como fixas ou livres;
- De acordo com a sua natureza e / ou com a resposta estrutural, como estática ou dinâmica.

3.6.1.1 Acções permanentes

Segundo o Eurocódigo 1, o peso próprio dos elementos constituintes da estrutura devem ser classificados como acções fixas permanentes, bem como os elementos não estruturais.

No presente trabalho têm-se como elementos não estruturais as paredes exteriores, as divisórias e os materiais de revestimento.

Na maioria dos casos o peso próprio pode, para cada elemento, ser representado por um único valor característico, podendo ser calculado com base nas dimensões nominais e nos valores característicos dos pesos específicos correspondentes.

No quadro 5 são referidos o peso específico dos diversos elementos considerados, de acordo com as tabelas técnicas [12]:

Quadro 5 - Peso específico de materiais construtivos.

	Betão Armado	Betão Corrente	Paredes de tijolo furado leve para enchimento de painéis de estrutura incluindo argamassa de assentamento e reboco em ambas as faces 0,15m / 0,18m de espessura
Peso específico	25 kN/m^3	24 kN/m^3	1.80 / 2.30 kN/m^2

3.6.1.2 Acções variáveis

O Eurocódigo 1 define as sobrecargas em edifícios sendo as que resultam da ocupação do mesmo, nomeadamente [13]:

- Utilização normal por pessoas;
- Mobiliário e objectos móveis (por exemplo, divisórias amovíveis, artigos armazenados);
- Veículos;
- Eventos raros previsíveis, como concentrações de pessoas ou mobiliário, ou a movimentação ou o empilhamento de objectos que pode verificar-se durante um rearranjo ou redecoração.

Para a determinação das sobrecargas, as áreas dos pavimentos e coberturas devem ser classificadas em categorias, conforme a sua utilização.

No Eurocódigo 1 são estabelecidos valores característicos para este tipo de acções, conforme a sua utilização específica. Considerando uma actividade doméstica e residencial estão definidos no Anexo A do EC1 os seguintes valores em território nacional:

Quadro 6 - Sobrecargas em edifícios domésticos e residenciais

Zona carregada	Sobrecarga (kN/m^3)
Pavimentos	2,0
Escadas	3,0
Varandas	5,0

3.7 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A ocorrência destes estados corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência pode implicar prejuízos muito elevados que podem por em causa a capacidade de suporte da estrutura.

Importa realçar que os estados limites a considerar em cada caso, assim como a sua definição e caracterização, são objecto dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

Devem ser verificados, quando pertinentes, os seguintes estados limites últimos [11]:

- EQU: perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido, em que sejam significativamente pequenas as variações no valor ou na

distribuição espacial das acções com uma mesma origem e na sejam, em geral, condicionantes as resistências dos materiais de construção ou do terreno;

- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muro de caves, etc., em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT: rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

3.7.1 VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO ESTÁTICO E DA RESISTÊNCIA

Quando se considera um estado limite de equilíbrio estático da estrutura (EQU), deve verificar-se que [11]:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad (3.1.)$$

Em que:

$E_{d,dst}$ – valor de cálculo do efeito das acções não estabilizantes;

$E_{d,stb}$ – valor de cálculo do efeito das acções estabilizantes.

Quando se considera um estado limite de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de ligação (STR e /ou GEO), deve verificar-se que [11]:

$$E_d \leq R_d \qquad (3.2.)$$

Em que:

E_d - valor de cálculo do efeito das acções, tal como um esforço ou um vector representando vários esforços;

R_d - valor de cálculo da resistência correspondente.

3.7.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Para determinada situação de carga, os valores de cálculo dos efeitos das acções (E_d) devem determinar-se através da combinação de valores das acções que se considerem poder ocorrer em simultâneo.

3.7.2.1 Combinações fundamentais

Em combinações de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias o formato geral dos efeitos das acções deverá ser [11]:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma G_{,j}G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\right\} \qquad (3.3.)$$

3.7.2.2 Combinações acidentais

O formato geral dos efeitos das acções deverá ser [11]:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \left(\psi_{1,1}\text{ou}\,\psi_{2,1}\right)Q_{k,1} + \sum_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}\right\} \qquad (3.4.)$$

3.8 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Os estados limites de utilização são definidos pela sua duração na estrutura, ou seja, estão relacionados com a permanência nesta. Estes podem afectar o funcionamento da estrutura, o aspecto da construção e o conforto dos utilizadores.

Segundo o Eurocódigo 2, podem-se ter três estados limites de utilização correntes:

- Limitação de tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação.

3.8.1 VERIFICAÇÕES

Deve verificar-se [1]:

$$E_d \leq C_d \qquad (3.5.)$$

Em que:

C_d - valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

E_d - valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

3.8.2 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

As combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto a considerar devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar.

3.8.2.1 Combinação característica

A combinação característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis [11]:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{o,i} Q_{k,i}\right\} \qquad (3.6.)$$

3.8.2.2 Combinação frequente

A combinação frequente é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis [11]:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \qquad (3.7.)$$

3.8.2.3 Combinação quase-permanente

A combinação quase-permanente é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo para o aspecto da estrutura [11]:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \qquad (3.8.)$$

3.9 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

Os valores para os coeficientes parciais de segurança relativos às acções e aos materiais podem ser consultados no Anexo A do Eurocódigo 0 e no Eurocódigo 2 respectivamente.

4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Um dos pontos fulcrais na concepção estrutural de um edifício é, o seu pré-dimensionamento. A correcta execução desta tarefa irá facilitar o processo de cálculo, minimizando desta forma a necessidade de posteriores correcções, quer no projecto de estruturas, bem como no projecto de arquitectura.

4.2 LAJES

4.2.1 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS COM CAPITÉIS

4.2.1.1 Capitéis

Com vista ao cálculo da extensão da zona do capitel, foi utilizada uma técnica expedita. Esta consiste na consideração de 60 % a 70 % do vão na definição de um comprimento L3, ou seja, a largura do capitel:

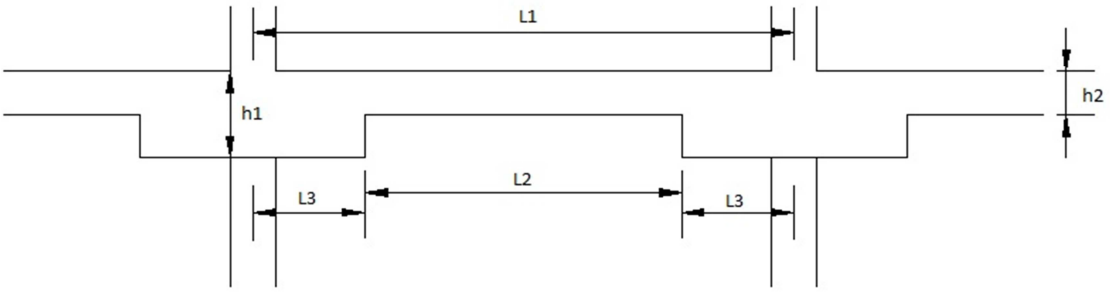


Figura 16 - Pormenorização da zona dos capitéis

Tomando como exemplo o Caso E (Laje 10x10), têm-se:

- L2 = 65 % × 10 m = 6,50 m → $L3 = \frac{\mathrm{L1}-\mathrm{L2}}{2} = \frac{10{,}00-6{,}50}{2} = 1{,}75$ m

Procedendo da mesma forma para todos os vãos considerados, à excepção do Caso A (Laje 6x6) para o qual não foi considerado qualquer capitel, obtém-se o seguinte conjunto de resultados:

Quadro 7 - Extensão das zonas dos capitéis e laje

Gama de vãos	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)
Caso B (Laje 7x7)	7,00	4,55	1,225
Caso C (Laje 8x8)	8,00	5,20	1,400
Caso D (Laje 9x9)	9,00	5,85	1,575
Caso E (Laje 10x10)	10,00	6,50	1,750
Caso F (Laje 11x11)	11,00	7,15	1,925

No pré-dimensionamento da altura h1, foi tido em conta o estipulado no eurocódigo 2 para o controlo indirecto da deformação, tal como enunciado em 2.6.3:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_0 \times k_{\sigma s} \times \sigma_T \times k_l \qquad (2.1.)$$

Após a aplicação da fórmula enunciada e considerando um recobrimento de 3 cm, chegou-se ao conjunto de resultados enunciados na tabela que se segue:

Quadro 8 - Pré-dimensionamento dos capitéis

Gama de vãos	L1 (m)	$\left(\frac{l}{d}\right)_0$	$k_{\sigma s}$	σ_T	k_l	d (m)	h1 (m)
Caso B (Laje 7x7)	7,0	24,0	1,25	1,0	1,0	≥ 0,24	0,27
Caso C (Laje 8x8)	8,0	24,0	1,25	1,0	1,0	≥ 0,27	0,30
Caso D (Laje 9x9)	9,0	24,0	1,25	1,0	8,5/9	≥ 0,32	0,35
Caso E (Laje 10x10)	10,0	24,0	1,25	1,0	8,5/10	≥ 0,40	0,43
Caso F (Laje 11x11)	11,0	24,0	1,25	1,0	8,5/11	≥ 0,48	0,51

4.2.1.2 Laje

Para o pré-dimensionamento da altura h2, espessura da laje, foi igualmente tida em conta a expressão do controlo indirecto da deformação, obtendo-se o seguinte conjunto de resultados:

Quadro 9 - Pré-dimensionamento da espessura da laje

Gama de vãos	L2 (m)	$\left(\frac{l}{d}\right)_0$	$k_{\sigma s}$	σ_T	k_l	d (m)	h2 (m)
Caso A (Laje 6x6)	6,0	24,0	1,25	1,0	1,0	≥ 0,20	0,23
Caso B (Laje 7x7)	4,55	24,0	1,25	1,0	1,0	≥ 0,16	0,19
Caso C (Laje 8x8)	5,20	24,0	1,25	1,0	1,0	≥ 0,18	0,21
Caso D (Laje 9x9)	5,85	24,0	1,25	1,0	8,5/9	≥ 0,20	0,23
Caso E (Laje 10x10)	6,50	24,0	1,25	1,0	8,5/10	≥ 0,22	0,25
Caso F (Laje 11x11)	7,15	24,0	1,25	1,0	8,5/11	≥ 0,24	0,27

4.3 VIGAS DE BORDO

A secção das vigas será pré-dimensionada em função das cargas actuantes e do vão a vender.

Por norma, tendo por base a zona de momento flector máximo, é calculado o momento reduzido, procurando que o valor deste se situe nas proximidades de 0,20 a 0,25 de forma a obter-se uma solução adequada do ponto de vista económico.

A expressão que nos permite calcular o momento reduzido (μ) é:

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 f_{cd}} \qquad (4.1.)$$

Em que:

μ - Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente;

Msd - Valor de cálculo do momento flector actuante (*kN.m*);

b - Largura da secção (*m*);

d - Altura útil da secção (*m*);

*f*cd - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão (*kPa*);

Tendo em conta o revestimento da laje bem como as paredes divisórias e exteriores, enunciadas no capítulo anterior, consideram-se para o Caso E (Laje 10x10), as seguintes acções verticais permanentes:

- Peso Próprio (Betão armado): 0,25 × 25 = 6,25 kN/m^2
- Revestimentos: 0,08 × 24 = 1,92 kN/m^2
- Divisórias: 0,40 × (3,55 - 0,25) × 1,8 = 2,38 kN/m^2
- Paredes exteriores: 2,30 + 1,80 = 4,10 kN/m^2

As sobrecargas verticais:

- Habitação: 2,00 kN/m^2

Utilizando os valores dos esforços anteriormente apresentados tem-se:

$$P_{\text{sd(Laje)}} = 1{,}35 \times (6{,}25 + 4{,}30) + 1{,}50 \times (2{,}00) = 17{,}25 kN/\text{m2}$$

$$P_{sd(\text{Viga})} = 17{,}25 \times \frac{10}{2} + 1{,}35 \times (4{,}1 \times 2) = 97{,}32\ kN/\text{m2}$$

Dado as vigas possuírem continuidade, uma vez que têm continuidade com um tramo adjacente, o momento flector máximo é inferior a *pl^2/8*, admitindo-se pelo lado da segurança *pl^2/10*. Desta forma o momento flector na viga será:

$$Msd_{(\text{Viga})} = \frac{P \times L^2}{10} = \frac{97{,}32 \times 10^2}{10} = 973{,}20\ kN/\text{m2}$$

Admitindo que:

- f_{cd} (C30/37) = 20.0 MPa
- b = 0.45 m

Aplicando (4.1), têm-se:

$$\mu = \frac{M_{\text{sd}}}{b.d^2.f_{\text{cd}}} = \frac{973{,}20}{1 \times 0{,}72^2 \times 20{,}0 \times 10^3} = 0.209$$

Desta forma, é definida para a viga uma secção de 0,45x0,75m.

No quadro que se segue, serão apresentados os resultados do pré-dimensionamento para os restantes casos estudados:

Quadro 10 - Pré-dimensionamento da secção das vigas

Gama de vãos	$P_{sd\ (Laje)}$ (kN/m^2)	$P_{sd\ (Viga)}$ (kN/m^2)	$M_{sd\ (Viga)}$ (kN.m)	b (m)	d (m)	Secção (m^2)	μ
Caso A (Laje 6x6)	16,58	60,86	219,10	0,30	0,42	0,30x0,45	0,207
Caso B (Laje 7x7)	15,28	64,55	316,30	0,35	0,47	0,35x0,50	0,205
Caso C (Laje 8x8)	15,95	74,83	478,90	0,35	0,57	0,35x0,60	0,210
Caso D (Laje 9x9)	16,54	85,50	692,55	0,45	0,62	0,45x0,65	0,200
Caso E (Laje 10x10)	17,25	97,32	973,20	0,45	0,72	0,45x0,75	0,209
Caso F (Laje 11x11)	17,89	109,57	1325,80	0,45	0,82	0,45x0,85	0,214

4.4 PILARES

Os pilares serão pré-dimensionados considerando apenas o valor da carga axial, apesar da existência de momentos nos pilares que pode levar a um aumento de área destes elementos.

A estimativa da área de influência dos pilares teve por base a área de influência de cada um deles, como podemos observar na *figura 17*.

Estes elementos foram dimensionados para um piso tipo de um edifício, constituído por rés-do-chão e 4 pisos.

Para peças sujeitas a compressão simples, a verificação de segurança é realizada através da comparação entre os esforços actuantes (N_{sd}) e os esforços resistentes (N_{rd}).

$$N_{sd} \leq N_{sd} \qquad (4.2.)$$

O esforço resistente (N_{rd}) pode ser calculado tendo em conta a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão, considerando-se no cálculo, uma percentagem de aço igual a 1% da área de betão. A classe de betão utilizada foi C30/37.

$$N_{sd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \qquad (4.3.)$$

Em que:

A_c - Área da secção do pilar (m^2);

A_s - Área de aço (m^2);

N_{sd} -Valor de cálculo do esforço normal actuante (*kN*);

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura de do betão à compressão (*kPa*);

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias (*kPa*);

Através da expressão anterior (4.3.), é possível determinar a área de betão a considerar na secção do pilar:

Considerando:

$A_s = 0.01 \times A_c$

$f_{cd} = 20000$ kPa

$f_{syd} = 435000$ kPa

$$N_{sd} = 20000 \times A_c + 435000 \times 0.01 \times A_c \leftrightarrow A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \qquad (4.4.)$$

O esforços actuantes podem ser calculados por:

$$N_{sd} = P_{sd\ Laje} \times A_{\inf Laje} \times nºPisos + L_{Viga} \times \left(PP_{Viga} + RCP_{Viga}\right) \times 1{,}35 \times nºPisos + \\ + P_{sd\ capitel} \times A_{\inf \mathrm{Capitel}} \times nºPisos \qquad (5.5.)$$

Em que:

N_{sd} - Valor de cálculo do esforço normal actuante (*kN*);

$P_{sd\ Laje}$ – Carga de cálculo na laje (kN/m^2);

$A_{inf\ (Laje)}$ – Área de influência da laje, no pilar (m^2);

nºPisos – Número de pisos acima da cota considerada para o dimensionamento;

L_{Viga} – Extensão da viga (*m*);

PP_{Viga} – Peso próprio da viga (*kN/m*);

RCP_{viga} – Restante carga permanente da viga, constituído pelo peso próprio das paredes exteriores (kN/m);

$Psd_{Capitel}$ – Carga de cálculo no capitel (kN/m^2);

$A_{inf(Capitel)}$ - Área de influência do capitel, no pilar (m^2);

O peso próprio do pilar foi desprezado.

A planta com as áreas de influência para o Caso E (Laje 10x10) é exemplificada na *figura 17*.

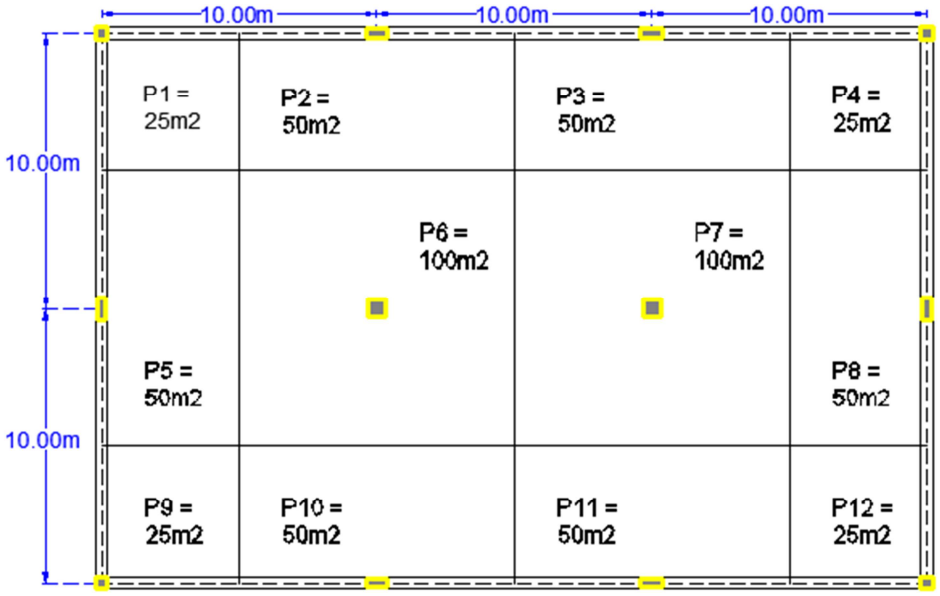


Figura 17 - Área de influência dos pilares

4.4.1 ACÇÕES CONSIDERADAS

Tomando como exemplo o Caso E (Laje 10x10), foram consideradas para o cálculo dos esforços actuantes as seguintes acções:

Rés-do-chão a 4º Piso:

- Peso Próprio da laje = 25×0,25 = 6,25 kN/m^2
- Peso Próprio das Vigas = 0,45×0,75×25 = 8,50 kN/m
- Peso Próprio da Parede exterior (linear) = 2,0×[1,8+2,3] = 2,0×4,1 = 8,20 kN/m
- Revestimentos e divisórias apoiadas em laje = 4,30 kN/m^2
- Revestimentos e divisórias apoiadas em capitel = 4,17 kN/m^2
- Sobrecarga Habitação = 2,00 kN/m^2

Cobertura:

Por motivo de simplificação, sabendo que se está pelo lado da segurança, consideraram-se as acções da cobertura como sendo as mesmas de um piso de habitação.

4.4.2 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Uma vez que o processo de cálculo é semelhante para todos os pilares, apenas será exemplificado o procedimento de cálculo para o pilar 6 pertencente ao Caso E (Laje10x10). Todos os outros valores do pré-dimensionamento de pilares para cada um dos casos estudados serão exibidos no Anexo 2.

Aplicando a expressão (4.4.), obtemos o valor da área de uma secção transversal do pilar:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} = \frac{9046{,}9}{24350} = 0{,}372\ m^2$$

Através da área da secção do pilar calculada acima, é possível a definição das dimensões do elemento:

$$A_c = b \times h \leftrightarrow h = \frac{A_c}{b}$$

Tendo em conta razões arquitectónicas, temos então um pilar com as dimensões de 0,65x0,65m.

Após a realização deste processo de cálculo para todos os pilares, cuja aplicação poderá ser consultada no Anexo 2, chega-se ao seguinte conjunto de resultados apresentados na *figura 18*.

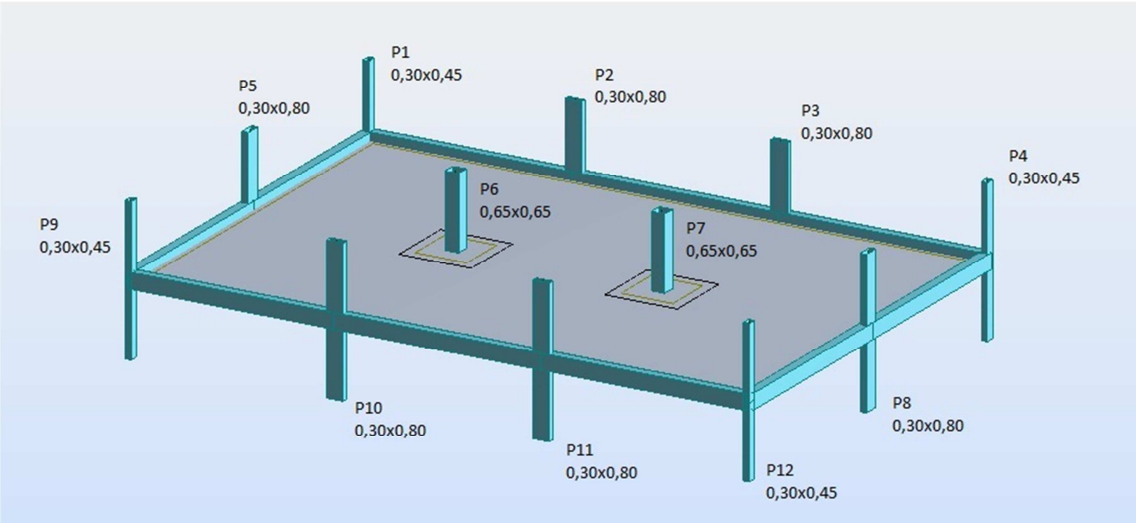


Figura 18 - Resultado do pré-dimensionamento dos pilares

4.5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Para o estudo das diferentes estruturas foi utilizado o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.* Com um interface simples e de fácil apreensão, este software de engenharia de estruturas é suficientemente versátil para cobrir a análise de elementos finitos da situação mais simples à mais complexa, projectos de betão armado e de aço estrutural e oferece uma interoperabilidade contínua com outros produtos Autodesk de engenharia de estruturas ou outro tipo de programas.

De entre as várias funcionalidades do Autodesk Robot Structural Analysis Professional podem-se destacar:

- Ligações bidireccionais contínuas com o Autodesk Revit Structure;
- Capacidades avançadas de elaboração automática de malhas de elementos finitos;
- Vasto leque de capacidades de análise;

- Sistemas de análise avançados;
- Vasta disponibilização de resultados de análise;
- Idiomas múltiplos e diferentes sistemas de unidades para os mercados globais;
- Especificidades e Códigos de Projecto localizados por país;
- Solução de projecto integrado para betão armado e aço;
- Fluxo de trabalho integrado desde a análise e projecto de estruturas até aos desenhos de produção;
- API (interface de programação de aplicações) aberta e flexível;

Numa primeira fase, foi desenhado em AutoCad a base estrutural de cada modelo que posteriormente, servirá de base no programa Robot, *figura 19*.

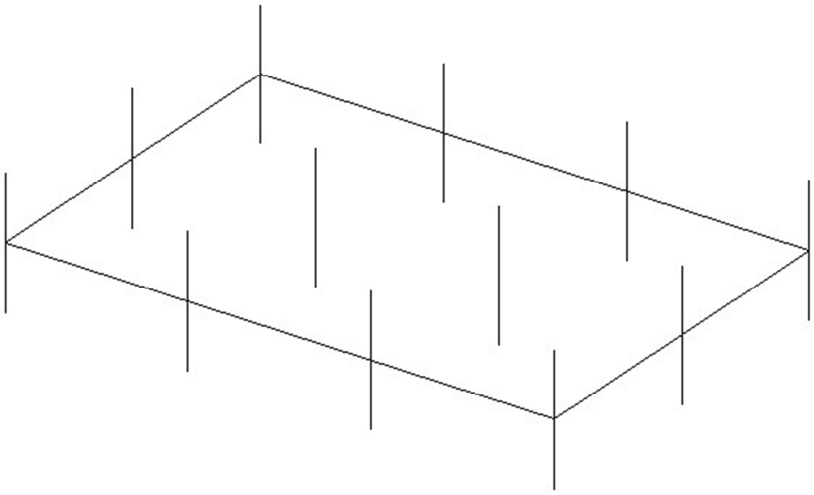


Figura 19 - Desenho AutoCad, base estrutural

4.5.1 ELEMENTOS DE MODELAÇÃO

A construção dos modelos estruturais no Robot teve por base os resultados obtidos no pré-dimensionamento.

4.5.1.1 Pilares

Os pilares foram introduzidos com uma altura de 3,55 metros acima e abaixo do piso referência. A introdução das secções obtidas no pré-dimensionamento é extremamente simples, fazendo-se com o recurso aos dois quadros representados nas figuras seguintes.

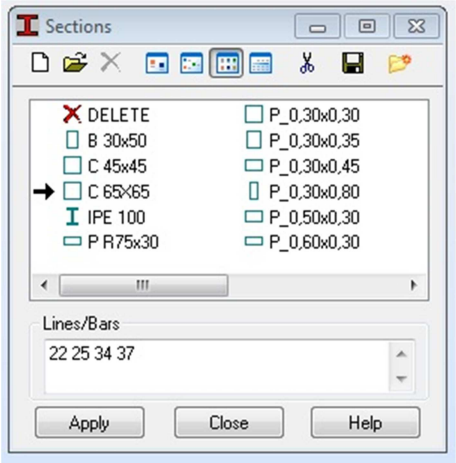


Figura 20 - Quadro de selecção de secção

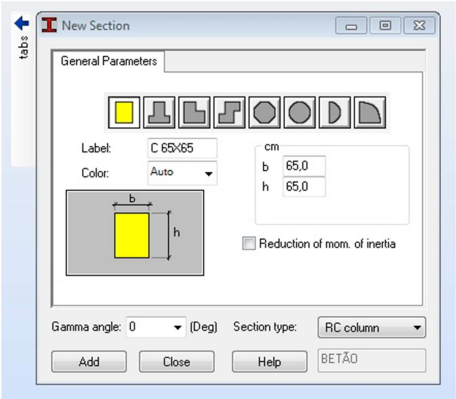


Figura 21 - Quadro de definição para secções

Após a introdução destes elementos, chega-se ao seguinte resultado:

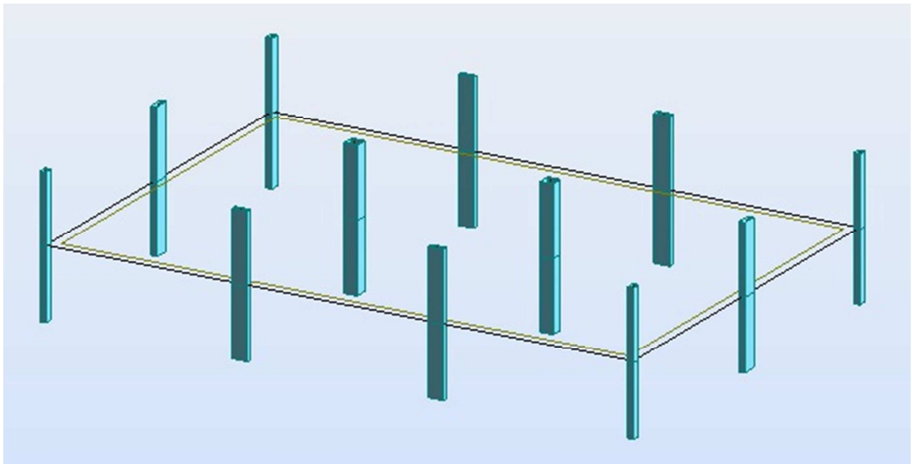


Figura 22 - Introdução dos pilares no programa Robot

4.5.1.2 Vigas

O processo de definição das vigas no Robot é o mesmo utilizado na definição dos pilares, tendo a sua única divergência no que diz respeito ao "Section type" na janela "New section", onde esta deverá ser definida como sendo "RC beam" para o caso das vigas.

Após a definição deste elemento chega-se então ao resultado que podemos visualizar na *figura 23*.

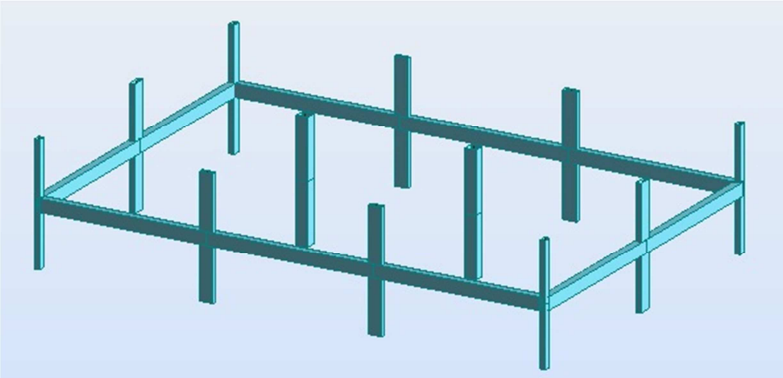


Figura 23 - Introdução das vigas no programa Robot

4.5.1.3 Capitéis

O passo que se segue é a introdução dos capitéis, cujas dimensões foram determinadas em 5.2.1.1. A definição deste elemento, tem como base a cópia do nó que define o pilar numa determinada extensão através da definição de um vector com recurso à janela "translation". Este passo poderá ser observado na *figura 24*.

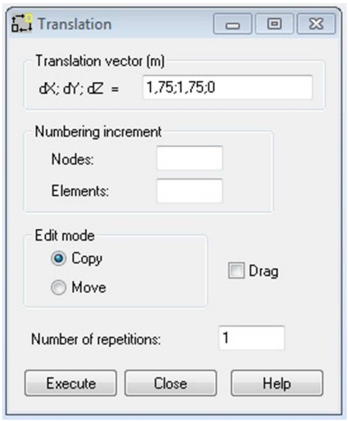


Figura 24 - Definição do vector para cópia de nó

Após a realização desta tarefa para ambos os pilares centrais, obtemos dois capitéis em volta dos dois elementos referidos, tendo para cada um deles, no caso exemplificado (Laje10x10), uma área de 12,25 m^2.

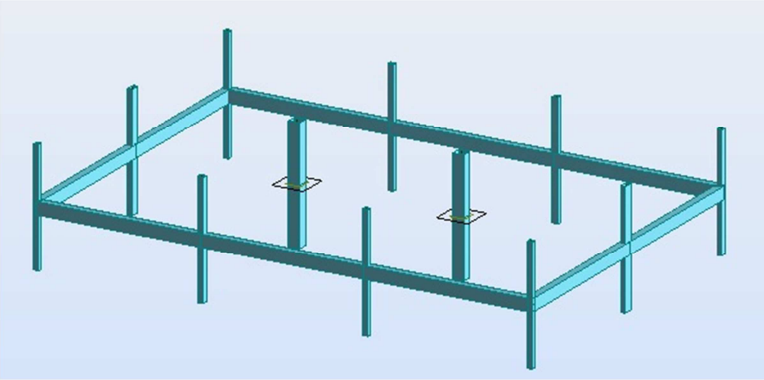


Figura 25 - Introdução dos capitéis na estrutura

4.5.1.4 Lajes

Dado que o objectivo deste trabalho é o estudo económico de algumas soluções construtivas, optou-se por utilizar três tipos distintos de soluções para lajes. Deste modo foram estudadas lajes maciças e aligeiradas, as segundas com recurso a moldes plásticos recuperáveis e a blocões de aligeiramento perdidos.

Inicialmente foi estudada uma solução maciça com capitéis através do recurso a laje maciça. O cálculo da espessura da zona do capitel bem como da laje encontra-se referido em 4.2.1.1. e 4.2.1.2. respectivamente.

A definição da laje no programa Robot realiza-se com recurso à janela “FE Thickness”, opção “New Thickness Definition”, onde se define a espessura do elemento maciço considerado, 0,43m na zona dos capitéis e 0,25m na zona da laje. Na *figura 26* pode ser observada a definição a altura para o capitel (Laje 10×19).

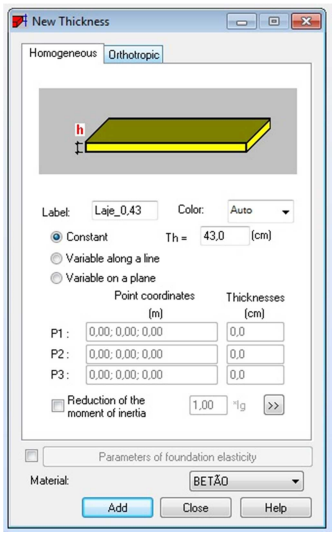


Figura 26 - Definição da altura do capitel (Laje 10×10)

Relativamente às lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, o processo de definição das características obtêm-se de uma forma um pouco diferente. Numa primeira fase, é eleito um molde adequado à espessura da laje pré-dimensionada em 4.2.1.2., através do recurso a um catálogo de um determinado fabricante de moldes.

Neste caso utilizaram-se moldes plásticos recuperáveis com 0,90×0,90m^2 e 0,80×0,80m^2. O critério de selecção teve por base a obtenção da escolha mais económica, ou seja, a que levasse a um menor volume de betão face à altura imposta no pré-dimensionamento referido.

Para o exemplo que tem vindo a ser referido (Laje 10×10) o molde eleito foi o de 0,90×0,90m^2, uma vez que conduzia à maior economia.

Nas figuras seguintes, é possível visualizar as características dimensionais dos moldes eleitos neste trabalho, bem como, a forma de introdução destas mesmas características no programa Robot.

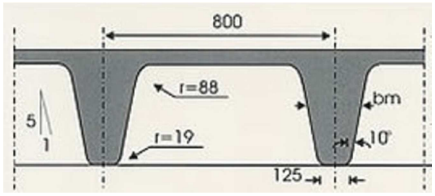


Figura 27 - Molde 0,80×0,80

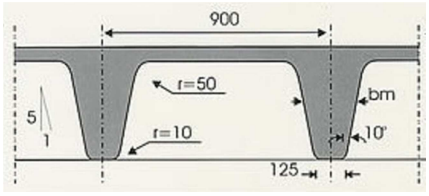


Figura 28 - Molde 0,90×0,90

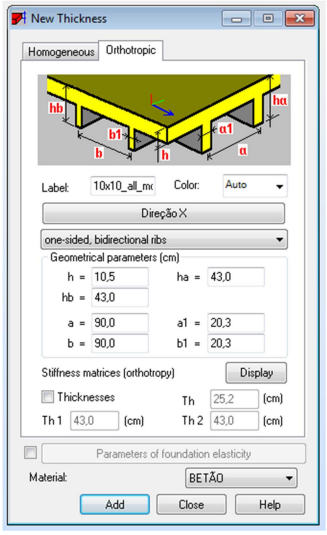


Figura 29 - Características geométricas da Laje 10×10

As dimensões geométricas a introduzir variam de caso para caso. No *quadro 11* é possível visualizar as características a introduzir para cada gama de vãos considerados.

Quadro 11 - Dimensões geométricas dos moldes plásticos recuperáveis

	h (cm)	ha (cm)	hb (cm)	a (cm)	b (cm)	a1 (cm)	b1 (cm)
Caso A (Laje 6x6)	7,5	27,5	27,5	80,0	80,0	16,9	16,9
Caso B (Laje 7x7)	7,5	27,5	27,5	80,0	80,0	16,9	16,9
Caso C (Laje 8x8)	7,5	30,0	30,0	90,0	90,0	17,6	17,6
Caso D (Laje 9x9)	10,0	35,0	35,0	80,0	80,0	18,2	18,2
Caso E (Laje 10x10)	10,5	43,0	43,0	90,0	90,0	20,3	20,3
Caso F (Laje 11x11)	8,5	51,0	51,0	90,0	90,0	21,2	21,2

No que se refere às lajes fungiformes aligeiradas com blocões perdidos a forma de introdução de dimensões é a mesma que a de moldes plásticos recuperáveis, "New Thickness – Orthotropic", diferindo contudo os valores destas mesmas dimensões. Na *figura 30* é possível a visualização deste elemento de aligeiramento.

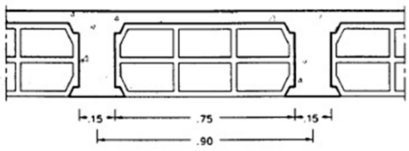


Figura 30 - Blocão de aligeiramento

No quadro seguinte, é possível observar as dimensões geométricas a introduzir na definição das lajes fungiformes aligeiradas com blocões no programa Robot.

Quadro 12 - Dimensões geométricas dos blocões

	h (cm)	ha (cm)	hb (cm)	a (cm)	b (cm)	a1 (cm)	b1 (cm)
Caso A (Laje 6x6)	7,5	27,5	27,5	90,0	90,0	15,0	15,0
Caso B (Laje 7x7)	7,5	27,5	27,5	80,0	80,0	15,0	15,0
Caso C (Laje 8x8)	10,0	30,0	30,0	90,0	90,0	15,0	15,0
Caso D (Laje 9x9)	10,0	35,0	35,0	80,0	80,0	15,0	15,0
Caso E (Laje 10x10)	9,0	43,0	43,0	90,0	90,0	15,0	15,0
Caso F (Laje 11x11)	11,0	51,0	51,0	90,0	90,0	15,0	15,0

Para este tipo de solução, será considerado em 4.5.1.7. um acréscimo de carga devido ao peso próprio dos blocões.

Todas as lajes são de betão armado, betão de classe C30/37 e aço A500.

4.5.1.5 Apoios

Relativamente às condições de apoio, consideraram-se pilares encastrados na extremidade inferior e na extremidade superior foram restringidos todos os deslocamentos e rotações à excepção do deslocamento vertical (encastramento deslizante).

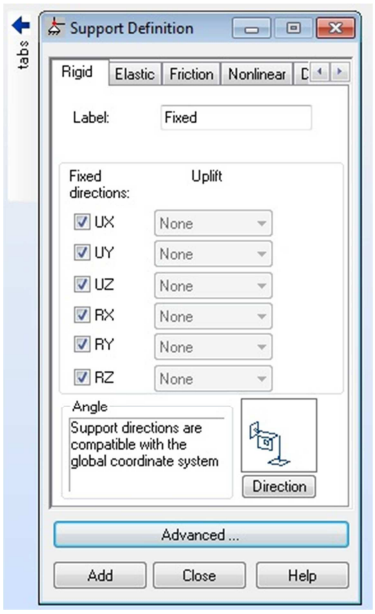


Figura 31 – Definição de apoio inferior de pilares

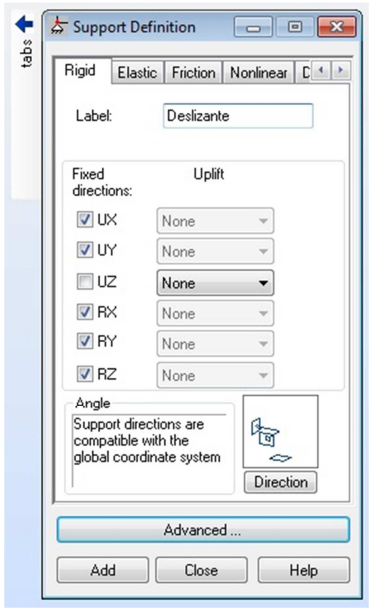


Figura 32 – Definição de apoio superior de pilares

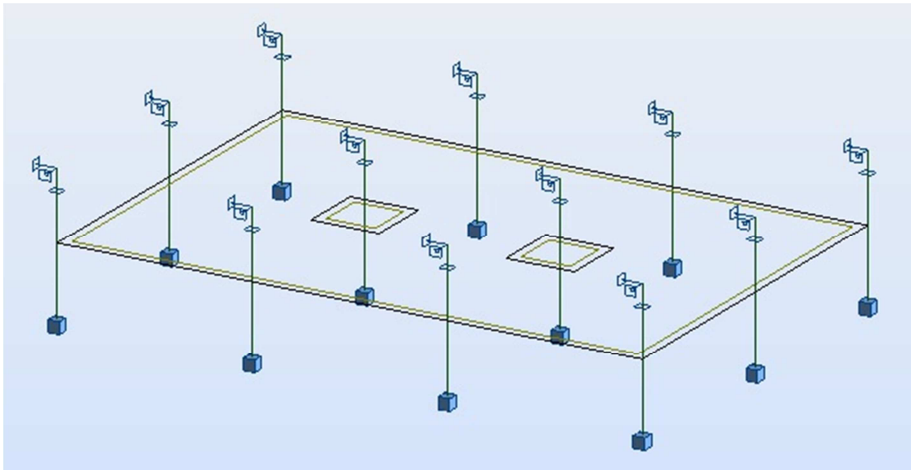


Figura 33 - Esquema de condições de apoio

4.5.1.6 Elementos finitos

A definição de malhas de elementos finitos pode realizar-se de forma automática ou manual, podendo os parâmetros das malhas serem manuseados de forma independente para cada painel. Desta forma, torna-se mais fácil a obtenção de resultados rigorosos.

A definição manual do tamanho das malhas pode ser efectuada através da opção “Meshing Options”, como podemos visualizar na imagem 34.

Para os vãos em estudo, foi adoptada uma dimensão de 0,30m para todas as malhas de lajes e capitéis.

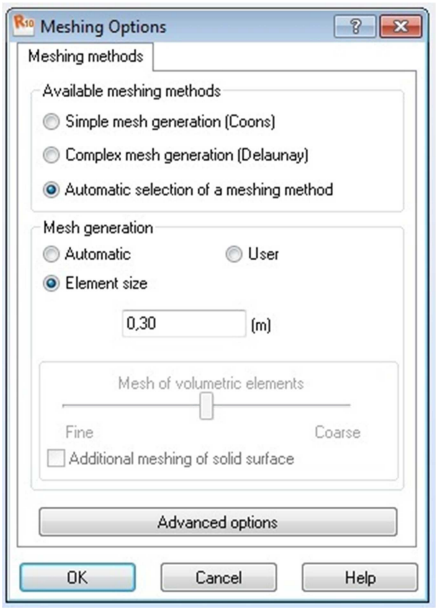


Figura 34 - Definição do tamanho da malha

4.5.1.7 Acções

Por fim, antes de ser efectuado o cálculo dos esforços na estrutura, foram introduzidas as acções actuantes na mesma. Estas correspondem às acções actuantes num piso-tipo de habitação caracterizado anteriormente, sendo as cargas idênticas para todos os vãos em estudo.

As cargas consideradas foram as seguintes:

- Peso Próprio da Parede exterior (linear) = 2,0×[1,8+2,3] = 2,0×4,1 = 8,20 *kN/m*
- Revestimentos e divisórias apoiadas em laje = 4,30 kN/m^2
- Revestimentos e divisórias apoiadas em capitel = 4,17 kN/m^2
- Sobrecarga Habitação = 2,00 kN/m^2

O peso próprio dos elementos estruturais (Vigas, Pilares e Lajes) é automaticamente considerado pelo programa.

No processo de dimensionamento da armadura, foi considerada a combinação fundamental relativa aos estados limites últimos:

$$Sd = 1{,}35 \times PP + 1{,}35 \times RCP + 1{,}50 \times Sobrecarga \qquad (4.6.)$$

Em que:

PP - Peso próprio dos elementos estruturais;

RCP - Restante carga permanente;

Sobrecarga - Sobrecarga a considerar em função do tipo de utilização do espaço.

Para as soluções aligeiradas com blocões será necessário definir o acréscimo de carga devido a estes elementos de aligeiramento, uma vez que o programa não o faz de forma automática. No quando seguinte, observa-se o valor do acréscimo de carga a considerar para cada um dos casos em estudo:

Quadro 13 - Carga a considerar devido ao peso próprio dos blocões

	Acréscimo de Carga kN/m^2
Caso A (Laje 6x6)	0,703
Caso B (Laje 7x7)	0,703
Caso C (Laje 8x8)	0,703
Caso D (Laje 9x9)	0,815
Caso E (Laje 10x10)	0,926
Caso F (Laje 11x11)	1,410

5 DIMENSIONAMENTO

5.1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento da armadura terá como base o estipulado no Eurocódigo 2.

As dimensões dos elementos estruturais considerados foram pré-dimensionadas no capítulo anterior.

Todo o dimensionamento presente neste capítulo será realizado para o vão de 10×10m. O dimensionamento dos restantes casos em estudo poderá ser consultado em Anexo.

5.2 LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPITÉIS

5.2.1 ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS DE BORDADURA

O cálculo das armaduras longitudinais para estes elementos terá por base o diagrama de momentos obtido no programa Robot.

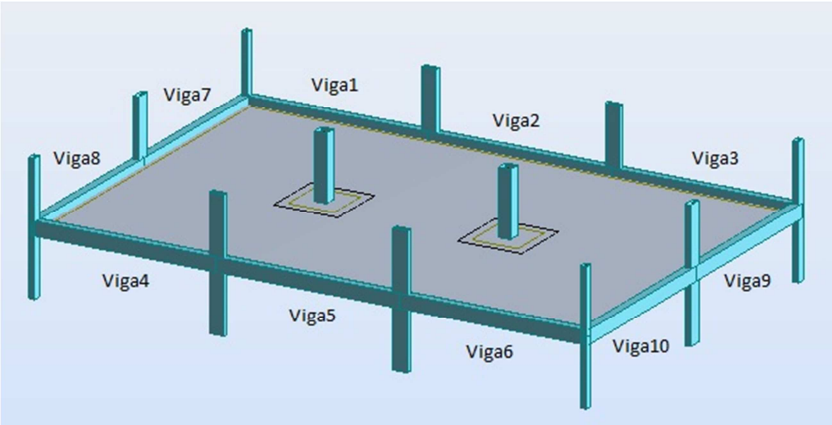


Figura 35 - Localização das vigas

No cálculo da armadura foram utilizadas fórmulas práticas com uma margem de erro diminuto para momentos reduzidos inferiores a 0,30:

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 f_{cd}} \qquad (4.1.)$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \qquad (5.1.)$$

Para a realização do cálculo é necessária a definição da altura útil da secção "d". Dessa forma considerou-se um recobrimento de 3cm.

Tendo em conta o Eurocódigo 2, a área da armadura longitudinal de tracção não deve ser inferior a As_{min}. O valor de As_{min} recomendado é dado pela expressão que se segue:

$$As_{min} = 0{,}26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ mas não inferior a } 0{,}0013 b_t d \qquad (5.2.)$$

Em que:

b_t – largura média da zona traccionada;

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

Para o Caso E (Laje 10x10), foi obtido no capítulo anterior um pré-dimensionamento de 0,45×0,75m para a dimensão da viga, desta forma tem-se:

$$As_{min} = 0{,}26 \times \frac{2{,}9}{435} \times 0{,}45 \times 0{,}72 = 0{,}0004886 m^2 = 4{,}89 cm^2$$

$$0{,}0013 \times 0{,}45 \times 0{,}72 = 0{,}0004212 m^2 = 4{,}21 cm^2 < 4{,}89 cm^2$$

O Eurocódigo 2 impõe ainda que a área das secções de armadura, quer de tracção quer de compressão, não seja superior a As_{max}, excluindo zonas de sobreposição.

Este valor é dado por:

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac = 0{,}04 \times 0{,}45 \times 0{,}75 = 0{,}0135 m^2 = 135 cm^2$$

No cálculo da secção de armadura longitudinal superior consideram-se os momentos negativos, nomeadamente os mais gravosos. É feita uma análise para cada um destes máximos negativos, que no caso das vigas, se situa na zona dos apoios.

Uma vez que a secção das vigas é constante ao longo da estrutura, o valor das áreas mínimas e máximas de armadura é o mesmo para todos estes elementos.

5.2.1.1 Dimensionamento da armadura longitudinal nas vigas V1 a V3

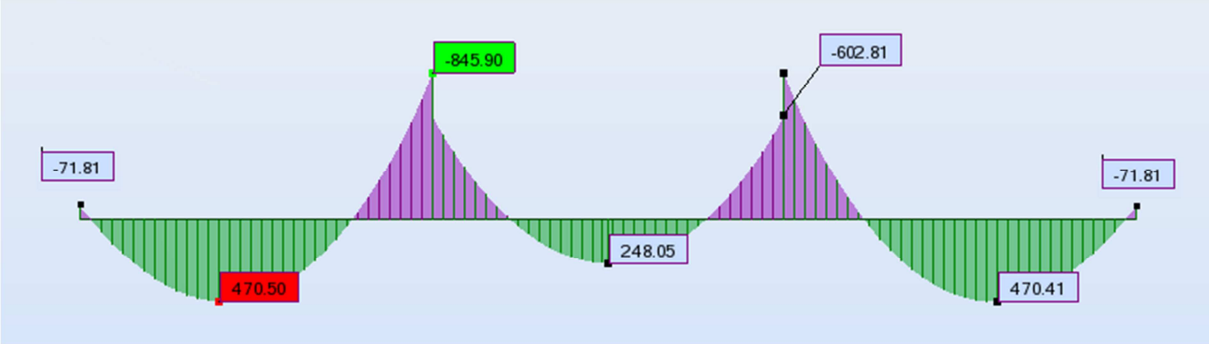


Figura 36 - Diagrama de momentos para o estado limite último das vigas V1 a V3 respectivamente, Laje10×10

Considerando a secção das vigas,0,45×0,75m, f_{cd}=20,0MPa e f_{syd}=435MPa, tem-se para o momento negativo do primeiro apoio (Pilar P1):

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{71{,}81}{0{,}45 \times 0{,}72^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}015$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}015 \times (1+0{,}015) \times 0{,}45 \times 0{,}72 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000233m^2 = 2{,}33cm^2$$

Uma vez que esta armadura é inferior à mínima, cobriu-se o valor desta para o momento negativo do primeiro apoio.

$$\rightarrow 3\ \phi 20 \rightarrow As_{eff} = 9{,}42cm^2$$

Por uma questão de segurança e por forma a contemplar-se uma alternância de cargas, em momentos positivos, o valor deste é incrementado em 15%.

Para o momento positivo do primeiro trama (Viga V1) tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{470{,}50 \times 1{,}15}{0{,}45 \times 0{,}72^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}116$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}116 \times (1+0{,}116) \times 0{,}45 \times 0{,}72 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}001928m^2 = 19{,}28cm^2$$

$$\rightarrow 4\ \phi 25 \rightarrow As_{eff} = 19{,}63cm^2$$

Para o momento negativo no segundo apoio (Pilar P2) tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{845{,}90}{0{,}45 \times 0{,}72^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}181$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}181 \times (1+0{,}181) \times 0{,}45 \times 0{,}72 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}003191m^2 = 31{,}91cm^2$$

$$\rightarrow 3\ \phi 32 + 3\ \phi 20 \rightarrow As_{eff} = 33{,}45cm^2$$

Para o momento positivo do segundo trama (Viga V2) tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{248{,}05 \times 1{,}15}{0{,}45 \times 0{,}72^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}061$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}061 \times (1+0{,}061) \times 0{,}45 \times 0{,}72 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000967m^2 = 9{,}67cm^2$$

$$\rightarrow 2\phi 25 \rightarrow As_{eff} = 9{,}82cm^2$$

Uma vez que os momentos negativos no terceiro e quarto apoio (Pilar P3 e P4), são sensivelmente os mesmos do segundo e primeiro apoio respectivamente (Pilar P2 e P3), é arbitrada a mesma taxa de armadura para estes elementos. Para o terceiro tramo (Viga V3), admite-se a mesma taxa de armadura do primeiro tramo, uma vez que os momentos máximos são bastante semelhantes.

O quadro que se segue resume o dimensionamento das vigas referidas anteriormente.

Quadro 14 - Armadura longitudinal nas vigas V1 a V3, Laje10×10

	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	71,81	470,50	845,90	248,05	845,77	470,41	71,81
Msd´		541,08		285,26		540,97	
μ	0,015	0,116	0,181	0,061	0,181	0,116	0,015
Asc (cm^2/m)	2,33	19,28	31,91	9,66	31,91	19,28	2,33
Armadura	3ϕ20	4ϕ25	3ϕ32+3ϕ20	2ϕ25	3ϕ32+3ϕ20	4ϕ25	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	9,42	19,63	33,45	9,82	33,45	19,63	9,42

Para as restantes vigas todo o procedimento de cálculo anterior será realizado de forma análoga, sendo que os resultados poderão ser consultados em Anexos.

5.2.2 ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA

5.2.2.1 Método geral de verificação ao esforço transverso

Para a verificação da resistência em relação ao esforço transverso, definem-se os seguintes valores [1]:

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso;

$V_{Rd,s}$ – valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência;

$V_{Rd,max}$ – valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;

Em regiões do elemento em que $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, não é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso. V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transverso na secção considerada resultante das acções exteriores e do pré-esforço (aderente ou não aderente).

Quando, com base na verificação do esforço transverso, não for necessária armadura deverá prever-se uma armadura mínima de esforço transverso. Esta armadura mínima poderá ser omitida em elementos como lajes (maciças, nervuradas ou vazadas) em que é possível a redistribuição transversal das acções. A armadura mínima também poderá ser omitida em elementos de pequena importância (por exemplo, lintéis com vão ≤ 2m) que não contribuam de modo significativo para a resistência e estabilidade globais da estrutura.

Nas zonas em que $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ deverá adoptar-se uma armadura de esforço transverso suficiente de forma a que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

Em qualquer ponto do elemento, a soma do valor de cálculo do esforço transverso com as contribuições dos banzos, não deverá exceder o valor máximo admissível $V_{Rd,max}$.

5.2.2.2 Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso

O valor de cálculo do esforço transverso resistente $V_{Rd,c}$ é obtido por [1]:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}K(100\rho_1 f_{ck})^{1/3}\right]b_w d \qquad (5.3.)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (V_{min})b_w d \qquad (5.4.)$$

Em que:

f_{ck} – em Mpa

K = $1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ com d em mm

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$

A_{sl} – área da armadura de tracção prolongada de um comprimento ≥ (lbd + d) para além da secção considerada

b_w – menor largura da secção transversal na área traccionada

$V_{Rd,c}$ – em [N]

Nota: Os valores de $C_{Rd,c}$, V_{min} e k_1 a utilizar num determinado país são dados no respectivo Anexo nacional. O valor recomendado de $C_{Rd,c}$ é $0{,}18/\gamma_c$, o de v_{min} é dado pela expressão 6.5. e o de k_1 é 0,15.

$$v_{min} = 0{,}035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \qquad (5.5.)$$

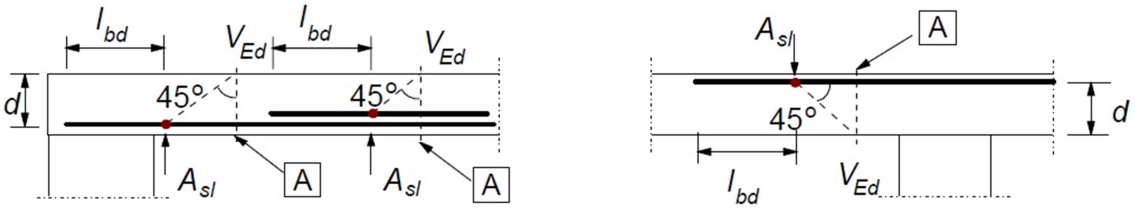


Figura 37 - Definição de A_{sl}

Sendo A a secção considerada.

O esforço transverso V_{Ed}, calculado sem aplicar o factor de redução β, deve, no entanto, satisfazer sempre a condição:

$$V_{Ed} \leq 0{,}5 b_w d\, \nu\, f_{cd} \qquad (5.6.)$$

Em que ν é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$\nu = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \qquad \text{(fck em MPa)} \quad (5.7.)$$

5.2.2.3 Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso

O cálculo de elementos com armadura de esforço transverso baseia-se num modelo de treliça (*figura 38*). Os valores limite para o ângulo θ das escoras inclinadas na alma são limitados por [1]:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2{,}5$$

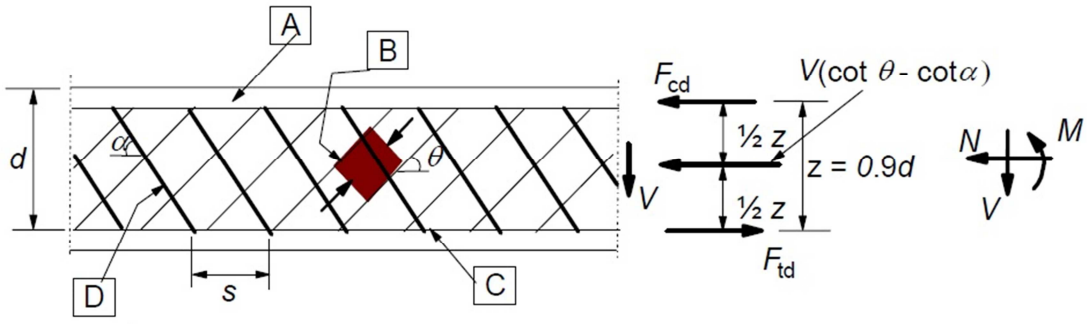


Figura 38 - Modelo de treliça

Em que:

α – ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga;

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

Ftd – valor de cálculo da força de tracção na armadura longitudinal;

Fcd – valor de cálculo da força de compressão no betão na direcção do eixo longitudinal do elemento;

bw – menor largura da secção entre os banzos traccionados e comprimidos;

z – braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao esforço transverso numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente utilizar-se o valor aproximado

z = 0,9d.

A – banzo comprimido

B – escoras

C – banzo traccionado

D – armadura de esforço transverso

No caso de elementos com armadura de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente, V_{Rd}, é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \qquad (5.8.)$$

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \qquad (5.9.)$$

em que:

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

s – espaçamento dos estribos;

f_{ywd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

ν_1 – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

NOTA: O valor de ν_1 e de α_{cw} a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de ν1 é ν (ver a expressão (5.7.))

5.2.2.4 Cálculo de armadura de esforço transverso

A armadura de esforço transverso deve formar um ângulo α entre 45º e 90º com o eixo longitudinal do elemento estrutural.

A taxa de armadura de esforço transverso é dada pela expressão [1]:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times sin\alpha} \qquad (5.10.)$$

Em que:

ρ_w – taxa de armadura de esforço transverso;

Asw – área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento *s*;

s – espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

bw – largura da alma do elemento;

α – ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

O valor de ρw,min recomendado para vigas é dado pela expressão:

$$\rho_{w,min} = \frac{0{,}08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (5.11.)$$

Tendo em conta um tipo de aço A500 e betão classe C30/37, tem-se:

$$\rho_{w,min} = \frac{0{,}08 \times \sqrt{30}}{500} = 0{,}000877$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras do esforço transverso não deve ser superior a $S_{l,max}$. O valor de $S_{l,max}$ é dado pela expressão:

$$S_{l,max} = 0{,}75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \qquad (5.12.)$$

Para α=90º tem-se:

$$S_{l,max} = 0{,}75 \times 0{,}72 \times (1 + \cot 90) = 0{,}54m$$

O espaçamento transversal entre ramos de estribos não deve ser superior a $S_{t,max}$. O valor de $S_{t,max}$ é dado pela expressão:

$$S_{t,max} = 0{,}75 \times d \leq 600mm \qquad (5.13.)$$

Aplicando a expressão tem-se:

$$S_{t,max} = 0{,}75 \times 0{,}72 = 540mm \leq 600mm$$

5.2.2.5 Cálculo de armadura de esforço transverso das vigas V1 a V3

O esquema de cálculo que será especificado para as vigas V1 a V3 será o utilizado nas restantes vigas. Todos estes restantes cálculos podem ser consultados em Anexo.

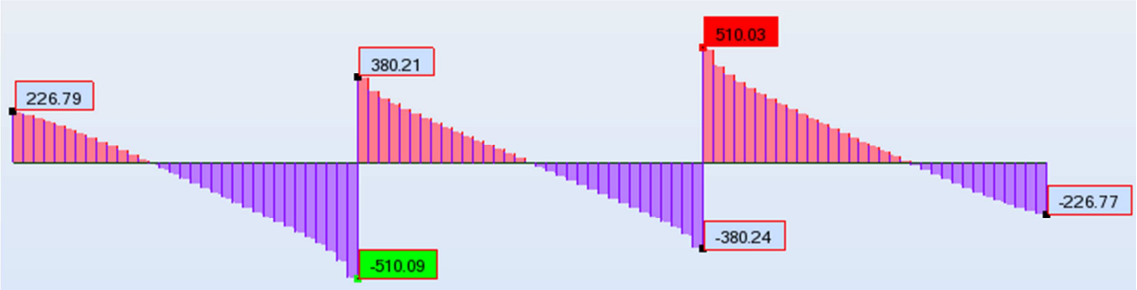


Figura 39 - Diagrama de esforços transversos para as vigas V1 a V3, Laje10×10

Aplicando (5.10.):

$$0{,}000877 = \frac{A_{sw}}{s \times 0{,}45 \times 1} \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0{,}000394 \text{ m}^2/\text{m} = 3{,}95\text{cm}^2/\text{m}$$

Para ϕ8 (2R) $\rightarrow \frac{1{,}01}{s} \geq 3{,}94 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow s \leq 0{,}256\text{m}$

Desta forma, a armadura mínima de esforço transverso será:

ϕ8 (2R) //.25 → $A_{seff} = 4{,}08\text{cm}^2/\text{m}$

Para o valor de cot(θ), adopta-se um valor de 2,50.

Desta forma, aplicando a expressão (5.9.) tem-se um $V_{rd,Max}$ de:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0{,}45 \times 0{,}9 \times 0{,}72 \times 0{,}528 \times 20 \times 10^3}{2{,}0 + \frac{1}{2{,}0}} = 1399{,}68\ kN$$

De forma a encontrar o valor do esforço transverso resistente para a armadura mínima recorre-se à expressão (5.8.):

$$V_{Rd,s} = \frac{1{,}01 \times 10^{-4}}{0{,}25} \times 0{,}9 \times 0{,}72 \times 435 \times 10^3 \times 2{,}5 = 284{,}69\ kN$$

O valor de 284,69 kN será usado como valor referência. Para esforços transversos inferiores ao referido valor será usada a armadura mínima ϕ8 (2R) //.25.

Nos restantes casos em que o esforço transverso é superior ao esforço resistente da armadura mínima, o valor da armadura de esforço transverso será calculada pela expressão (5.8.).

Para um esforço transverso de 510,09 kN, valor máximo na estrutura, tem-se:

$$510{,}09 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0{,}9 \times 0{,}72 \times 435 \times 10^3 \times 2{,}5 \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 7{,}24\text{cm}^2/\text{m}$$

Para ϕ10 (2R) $\rightarrow \frac{1{,}57}{s} \geq 7{,}24$ cm^2/m $\rightarrow$ s $\leq$ 0,216m

Desta forma, a armadura de esforço transverso será:

ϕ10 (2R) //.20 $\rightarrow$ A_{seff} = 7,85cm^2/m

Para os restantes locais onde é necessária armadura de esforço transverso superior à armadura mínima, será usado o procedimento acima descrito. Na tabela seguinte será possível a visualização do resumo de tal procedimento:

Quadro 15 - Cálculo da armadura de esforço transverso nas vigas V1 a V3, Laje10×10

	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,225m – 7,9m	7,9m – 9,6m	0,4m – 2,1m	2,1m – 7,9m	7,9m – 9,6m	0,4m – 2,1m	2,1m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	510,09	380,21	< 284,69	380,24	510,03	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,24	5,40	Aswmin	5,40	7,24	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

5.2.3 CÁLCULO DE ARMADURA EM LAJE FUNGIFORME MACIÇA

No presente trabalho estudam-se lajes fungiformes armadas em duas direcções, sendo as disposições construtivas das mesmas baseadas no Eurocódigo 2.

O processo de dimensionamento deverá respeitar quantidades mínimas de armadura, bem como valores máximos de momento reduzido.

Na análise das figuras ilustradas neste trabalho relativamente aos momentos em lajes, é de referir que os sinais dos mesmos se encontram trocados. No programa Robot 2010, os mapas de momentos relativos aos momentos positivos aparecem com o sinal negativo, o mesmo acontece relativamente aos momentos negativos que no programa são ilustrados com sinal positivo.

Os valores retirados do programa Robot 2010 devem ser analisados em módulo.

5.2.3.1 Armadura longitudinal mínima

Para as percentagens mínima e máxima de armaduras na direcção principal, aplicam-se os mesmos pressupostos que nas vigas, desta forma:

$$As_{min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ mas não inferior a } 0{,}0013 b_t d \qquad (5.2.)$$

Para a classe de betão e tipo de aço já referenciados, C30/37 e A500 respectivamente, tem-se:

$$As_{min} = 0{,}26 \times \frac{2{,}9}{500} \times 1 \times 0{,}22 = 0{,}000332\ m^2 = 3{,}32 cm^2$$

$$0{,}0013 \times b_t \times d = 0{,}0013 \times 1 \times 0{,}22 = 0{,}000286\ m^2 = 2{,}86\ cm^2 < 3{,}32 cm^2$$

Segundo o Eurocódigo 2, a área das secções da armadura de tracção e compressão não devem exceder o valor de $A_{s,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

O valor recomendado para $A_{s,max}$, é dado por:

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac \qquad (5.14.)$$

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac = 0{,}04 \times 1 \times 0{,}22 = 0{,}0088\ m^2 = 88 cm^2$$

O espaçamento entre varões é igualmente limitado, não devendo o seu valor exceder $S_{max,slabs}$, cuja recomendação é:

- Para as armaduras principais, $3h \leq 400mm$, e que h representa a altura total da laje;
- Para as armaduras de distribuição, $3{,}5h \leq 450mm$;

Em zonas de cargas concentradas ou momentos máximos, essas disposições passam a ser:

- Para as armaduras principais, $2h \leq 250mm$
- Para as armaduras de distribuição, $3h \leq 400mm$

De forma a não prejudicar a durabilidade da estrutura ou o funcionamento da mesma é necessário o controlo da fendilhação. Esta pode ser efectuada com o recurso à limitação dos espaçamentos máximos a utilizar entre varões, bem como definindo armaduras mínimas de controlo a esta patologia.

Assim sendo, foi estabelecido o afastamento máximo entre varões de 200mm para armaduras principais.

A armadura mínima de controlo da fendilhação é estipulada no Eurocódigo 2 pela fórmula seguinte:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \qquad (5.15.)$$

Em que:

A_{ct} – área de betão traccionado;

σ_s – valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda;

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas; $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ caso se preveja a ocorrência de fendilhação antes dos 28 dias;

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção:

= 1,0 para almas com h ≤ 300mm ou para banzos com larguras inferiores a 300mm

= 0,65 para almas com h ≥ 800mm ou para banzos com larguras superiores a 800mm

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário. Para tracção simples $k_c = 1,0$;

Aplicando a expressão (6.15.), tem-se:

$$A_{s,min} = 1 \times 1 \times 0,25 \times \frac{2,9}{500} = 14,5\text{cm}^2/\text{m}$$

5.2.3.2 Armadura longitudinal para momentos positivos (armadura inferior)

No cálculo desta armadura, por razões construtivas, de forma a evitar erros de colocação em obra não se procedeu à dispensa de armadura.

Assim, o cálculo desta armadura foi efectuado para o momento máximo na secção retirado do programa Robot, varrendo toda a secção com esta mesma armadura.

Por questão de segurança e por forma a contemplar-se uma alternância de cargas, o momento anteriormente mencionado será incrementado em 15%.

Na figura que se segue é ilustrado o mapa de momentos flectores positivos, segundo a direcção “X”, em estado limite último.

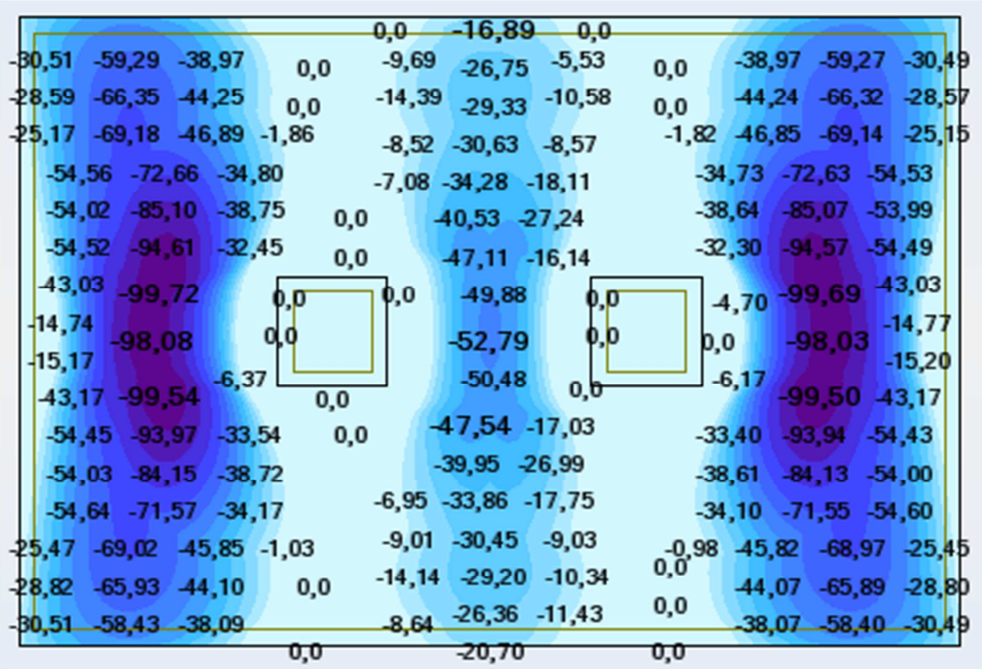


Figura 40 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último

Para o valor máximo de momento negativo efectuou-se então o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M'_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 99{,}72}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}118$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}118 \times (1+0{,}118) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00134 m^2 = 13{,}4 cm^2$$

Tem-se então:

$$\rightarrow \phi 16 // .15 \rightarrow As_{eff} = 13{,}4 cm^2/m$$

Os momentos flectores positivos, segundo a direcção “Y”, em estado limite último são indicados na *figura 41*:

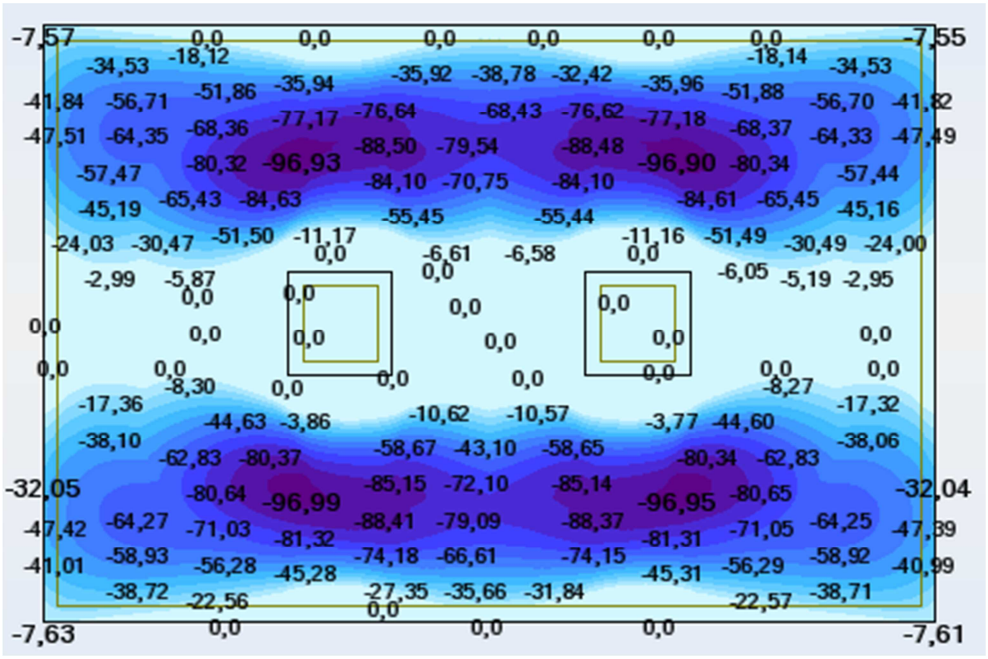


Figura 41 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção "Y", para o estado limite último

Para o valor máximo de momento negativo efectuou-se então o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 96{,}99}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}111$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}111 \times (1+0{,}111) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00130 m^2 = 13{,}0 cm^2$$

Para fazer face a este momento, definiu-se:

$$\rightarrow \phi 16 // .15 \rightarrow As_{eff} = 13{,}4 cm^2/m$$

5.2.3.3 Armadura longitudinal para momentos negativos (armadura superior)

No que respeita à armadura superior, optou-se por colocar uma armadura mínima em toda a laje na direcção "X" e "Y", reforçando as zonas de momentos máximos característicos, que normalmente se dão por cima dos pilares centrais.

Na definição desta armadura mínima deve ter-se em conta o valor de armadura necessário para o controlo indirecto da fendilhação, a soma de ambas as armaduras, superior e inferior, em cada direcção, terá de ser superior ao valor da armadura mínima de controlo indirecto de fendilhação calculada em 5.2.3.1., cujo valor é 14,5cm^2/m.

Desta forma, visto ter-se para os momentos positivos na direcção "X" uma armadura efectiva de ϕ16//.15, As_{eff} = 13,4cm^2/m, é necessário pelo menos 1,1cm^2 de armadura para satisfazer a condição de verificação indirecta à fendilhação. Optou-se desta forma por colocar uma armadura que garantisse a existência de uma armadura longitudinal mínima.

Será considerada para momentos negativos segundo a direcção "X" a seguinte armadura:

$$\rightarrow \phi 10//.20 \rightarrow As_{eff} = 3{,}93 cm^2/m$$

Assim sendo, tem-se para a direcção "X":

$$13{,}4 cm^2/m + 3{,}93 cm^2/m = 17{,}33 cm^2/m > 14{,}5 cm^2/m$$

Relativamente aos momentos negativos na direcção "Y", o pressuposto utilizado será o mesmo, sendo adoptada a armadura que se segue:

$$\rightarrow \phi 10//.20 \rightarrow As_{eff} = 3{,}93 cm^2/m$$

Para a direcção "Y", o somatório da armadura nas duas faces da laje é:

$$13{,}4 cm^2/m + 3{,}93 cm^2/m = 17{,}33 cm^2/m > 14{,}5 cm^2/m$$

Na figura seguinte são ilustrados os momentos negativos na direcção "X", para estado limite último.

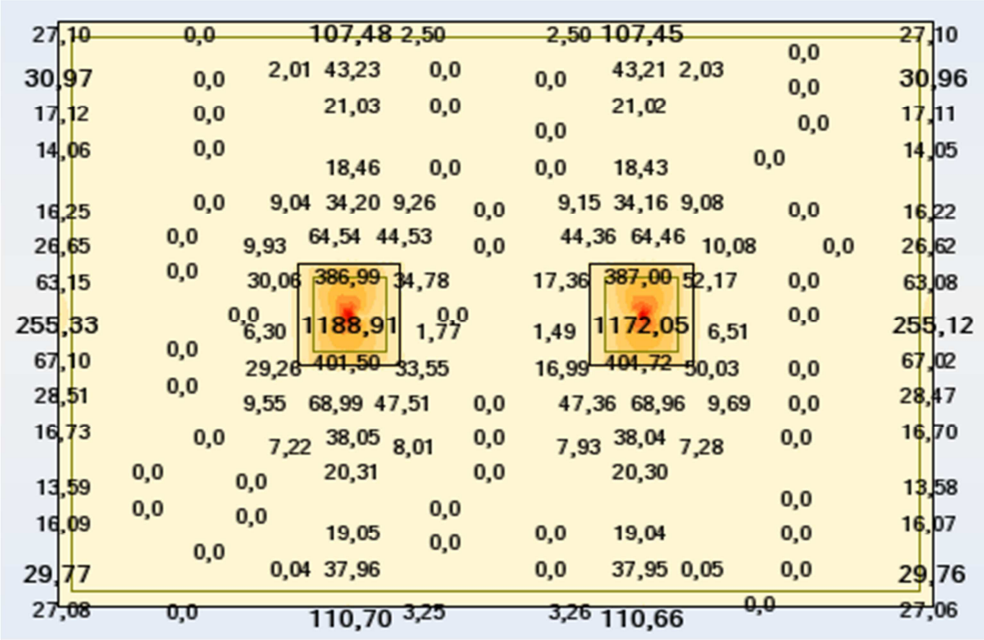


Figura 42 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção "X", para o estado limite último

Analisando a figura, verifica-se que a ocorrência de valores mais acentuados na zona dos pilares, especialmente os centrais, podendo identificar-se quatro escalões de valores. Para estes locais, foram efectuados cálculos específicos com a finalidade de reforçar estas zonas de momentos negativos.

Desta forma, foram efectuados cortes, com a extensão do capitel, 3,5m, a partir do centro dos pilares segundo as duas direcções.

Para o pilar central de momento mais gravoso, segundo a direcção "X", tem-se:

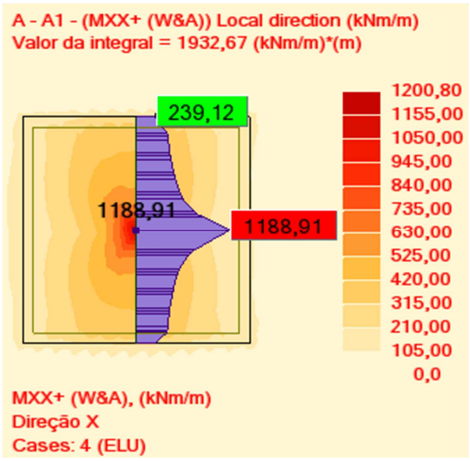


Figura 43 - Painel cut na zona de momento máximo, P6

O valor do integral retirado do programa Robot foi de 1932,67 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 1932{,}67}{l = 3{,}50} = 552{,}19\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{552{,}19}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}173$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}173 \times (1+0{,}173) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00372 m^2 = 37{,}1 cm^2$$

Na zona dos capitéis, tem-se então:

→ ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ20 agrupados) //.20 → As_{eff} = 38,52 cm^2/m, varões de ϕ10 e (ϕ16+ϕ20) intercalados

Para esta zona, efectuou-se igualmente um corte com a extensão de 3,5m:

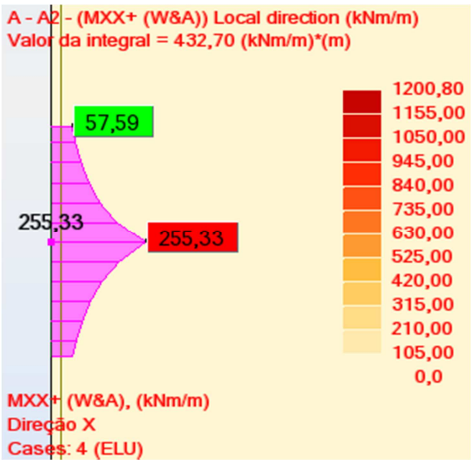


Figura 44 - Painel cut, P5

O valor do integral retirado do programa Robot é de 432,70 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 432{,}70}{l = 3{,}50} = 123{,}63\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{123{,}63}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}128$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}128 \times (1+0{,}128) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00146 m^2 = 14{,}6 cm^2$$

Sobre os Pilares P5 e P8, tem-se uma armadura de:

→ ϕ10//.20 + (2ϕ12 agrupados)//.20 → As_{eff} = 15,24 cm^2/m, varões de ϕ10 e 2ϕ12 intercalados

Para o terceiro escalão de valores de momentos negativos na ordem dos 110 kN.m, efectuou-se também um corte com a extensão de 3,5m:

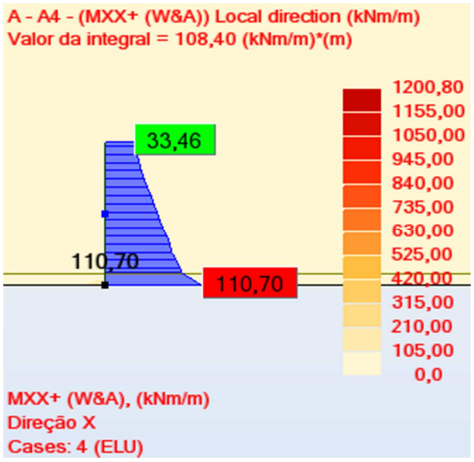


Figura 45 - Painel cut, P10

O valor do integral retirado do programa Robot é de 108,40 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 108{,}40}{l = 1{,}75} = 61{,}94\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{61{,}94}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}064$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}064 \times (1+0{,}064) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00069 m^2 = 6{,}9 cm^2$$

Sobre os Pilares P2, P3, P10 e P11, tem-se uma armadura de:

$$\rightarrow \phi 10 // .10 \rightarrow As_{eff} = 7{,}86\ cm^2/m$$

Nos pilares de canto, P1, P4, P9 e P12 não foi considerada qualquer armadura de reforço.

Na figura que se segue são ilustrados os momentos negativos na direcção “Y”, para estado limite último.

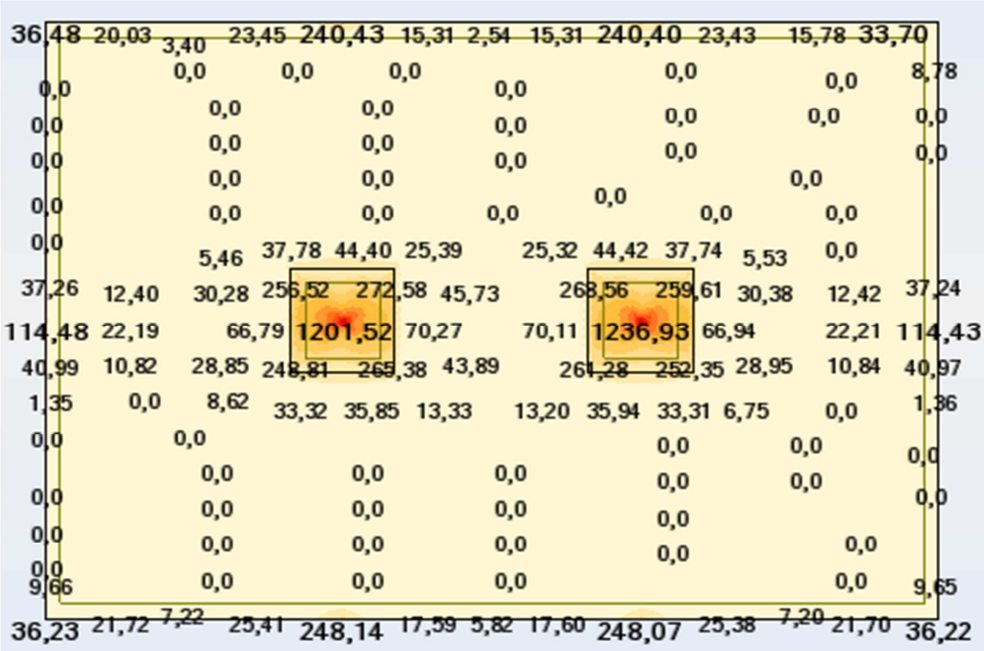


Figura 46 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção "Y", para o estado limite último

Procedeu-se da mesma forma para a direcção "Y", efectuando-se "cuts" para os diferentes escalões de valores de momentos.

Considerando a zona de momento negativo máximo segundo a direcção "Y", têm-se:

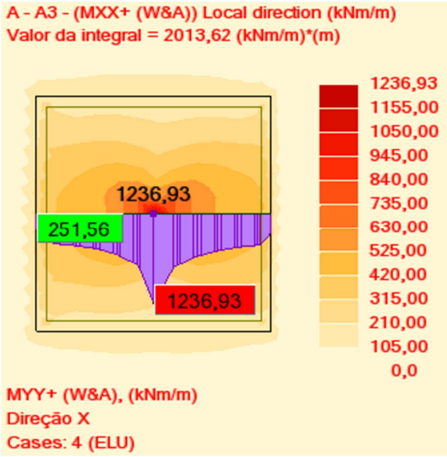


Figura 47 - Painel cut na zona de momento máximo, P7

O valor do integral retirado do programa Robot é de 2013,62 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 2013{,}62}{l = 3{,}50} = 575{,}32\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{575{,}32}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}180$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}180 \times (1 + 0{,}180) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00390 m^2 = 39{,}0 cm^2$$

Na zona dos capitéis, tem-se então:

→ ϕ10//.20 + ϕ32//.20 → As_{eff} = 40,25 cm^2/m, varões de ϕ10 e ϕ32 intercalados

Estudou-se em seguida o segundo escalão de valores de momentos negativos na ordem dos 248 kN.m.

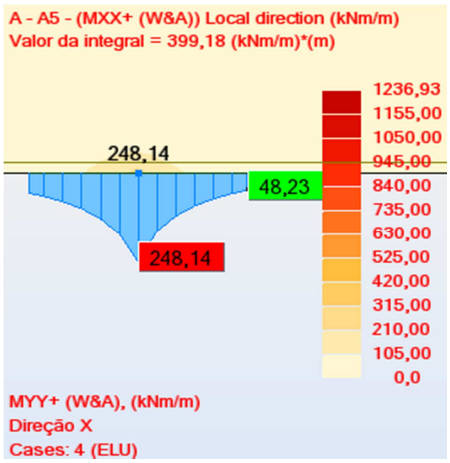


Figura 48 - Painel cut, P2

O valor do integral retirado do programa Robot é de 399,18 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 399{,}18}{l = 3{,}50} = 114{,}05\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{114{,}05}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}118$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}118 \times (1+0{,}118) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00133m^2 = 13{,}3cm^2$$

Sobre os Pilares P2, P3, P10 e P11 tem-se uma armadura de:

→ ϕ10//.20 + ϕ16//.20 → As_{eff} = 13,98 cm^2/m, sendo os varões de ϕ10 e ϕ16 intercalados

Para o terceiro escalão de valores de momentos negativos na ordem dos 114 kN.m tem-se:

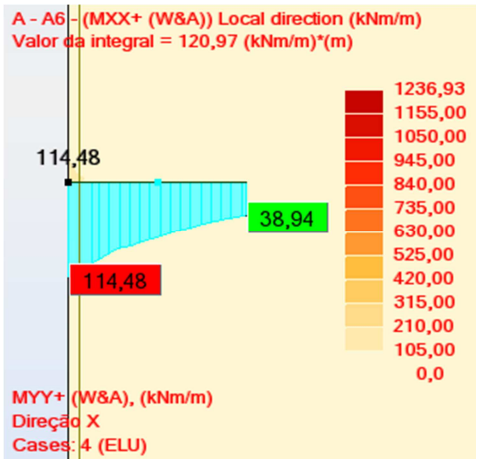


Figura 49 - Painel cut, P5

O valor do integral retirado do programa Robot é de 120,97 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 120{,}97}{l = 1{,}75} = 69{,}13\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{69{,}13}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}071$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}071 \times (1+0{,}071) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00077m^2 = 7{,}7cm^2$$

Sobre os Pilares P5 e P8, tem-se uma armadura de:

→ ϕ10//.10 → As_{eff} = 7,86 cm^2/m

Nos pilares de canto P1, P4, P9 e P12 não foi considerada qualquer armadura de reforço.

Quadro 16 - Síntese da armadura calculada, solução aligeirada maciça com capitéis, Laje 10×10

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção "X"	Direcção "Y"	Direcção "X"	Direcção "Y"	Direcção "X"	Direcção "Y"
Msd (kN.m)	99,72	96,99	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	114,68	111,54	-	-	-	-
μ	0,118	0,115	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	13,41	13,00	-	-	-	-
Armadura	ϕ16//.15	ϕ16//.15	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	13,40	13,40	3,93	3,93	17,33	17,33

Quadro 17 - Síntese da armadura da armadura de reforço sobre os pilares, solução fungiforme maciça com capitéis, Laje 10×10

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção "X" ("Cuts")			Direcção "Y" ("Cuts")		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P5, P8
Integral (kN.m/m)	2677,42	734,55	160,32	2795,47	681,23	190,15
$L_{"cut"}$ (m)	3,85	3,85	1,925	3,85	3,85	1,925
Msd (kN.m)	695,43	190,79	83,28	726,10	176,94	98,78
μ	0,151	0,166	0,072	0,158	0,154	0,086
Asc (cm^2/m)	38,34	21,31	8,56	40,26	19,55	10,28
Armadura	ϕ10//.20+ (ϕ25+ϕ16)//.20	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20	ϕ10//.20+ ϕ12//.20	ϕ10//.20+ ϕ32//.20	ϕ10//.20+ ϕ20//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20
As,eff (cm^2/m)	38,52	24,04	9,58	44,14	19,64	13,98

5.2.3.4 Verificação da resistência ao punçoamento

O método de cálculo baseia-se em verificações efectuadas na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo μ_1. Se for necessária armadura de punçoamento, deve determinar-se um outro contorno $\mu_{out,ef}$ a partir do qual a armadura de punçoamento já não seja necessária. Definem-se os seguintes valores de cálculo da tensão de punçoamento (MPa) ao longo das secções de controlo [1]:

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

$V_{Rd,cs}$ – valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$V_{Rd,max}$ – valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Devem efectuar-se as seguintes verificações:

- No perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, não deve ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento – $V_{Ed} < V_{Rd,max}$;
- Não é necessária armadura de punçoamento se: $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
- No caso de V_{Ed} exceder o valor de $V_{Rd,c}$ para a secção de controlo considerada, deve adoptar-se uma armadura de punçoamento de acordo com a expressão:

$$V_{Rd,cs} = 0{,}75V_{Rd,c} + 1{,}5\left(\frac{d}{s_r}\right)A_{sw}f_{ywd,ef}\left(\frac{1}{\mu_1 d}\right)\sin\alpha \qquad (5.16.)$$

Em que:

A_{sw} – área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm^2];
S_r – espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento [mm]
$f_{ywd,ef}$ – valor de cálculo da tenção efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por $f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d \leq f_{ywd}$ [MPa]
d – média das alturas úteis nas direcções ortogonais [mm]
α – ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje

- No caso da reacção de apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, a tensão de punçoamento máxima é igual a:

$$V_{Ed} = \beta\frac{V_{Ed}}{\mu_i d} \qquad (5.17.)$$

Em que:

d – altura útil média da laje
u_i – perímetro do perímetro de contorno considerado
β – é calculado em função da localização do pilar. No caso de estruturas em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares, em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25%, podem utilizar-se valores aproximados de β, cujos valores recomendados são dados na figura 50.

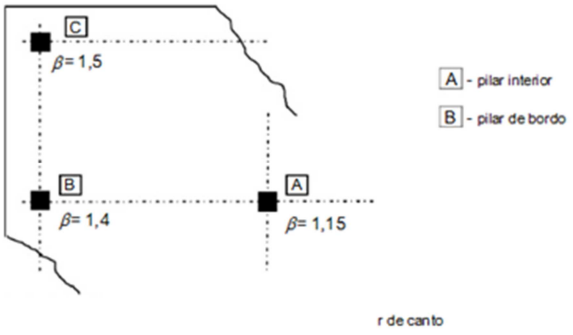


Figura 50 - Valores recomendados para β

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

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \qquad (5.18.)$$

Em que:

fck é em MPa;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ d em mm

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0{,}02$

$\rho_{ly}.\rho_{lz}$ – referem-se às armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z, respectivamento. Os valores ρ_{ly} e ρ_{lz} devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado

Nota: os valores de $C_{Rd,c}$ e v_{min} a utilizar num determinado país são dados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de $C_{Rd,c}$ é $0{,}18/\gamma_c$, o de v_{min} é dado por $v_{min}[N]=0{,}035k^{3/2}\cdot fck[MPa]^{1/2}$.

O valor recomendado para $V_{Rd,max}$ é $0{,}5vf_{cd}$.

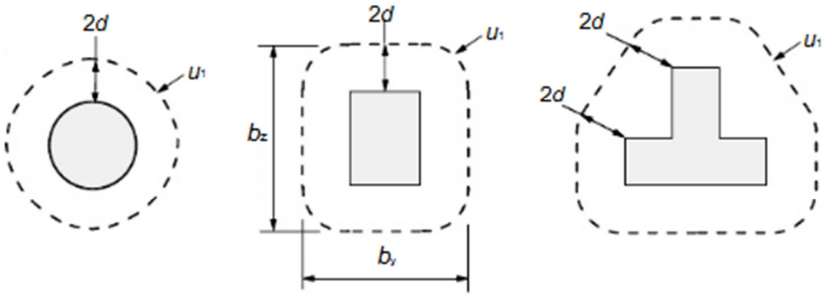


Figura 51 - Primeiros perímetros de contorno

O perímetro de contorno para o qual não é necessária armadura de punçoamento, u_{out} ou $u_{out,eff}$ deve ser calculado pela expressão:

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed}/(V_{Rd,c}d) \qquad (5.19.)$$

O perímetro exterior da armadura de punçoamento deve ser colocado a uma distância não superior a kd no interior de u_{out} ou $u_{out,eff}$.

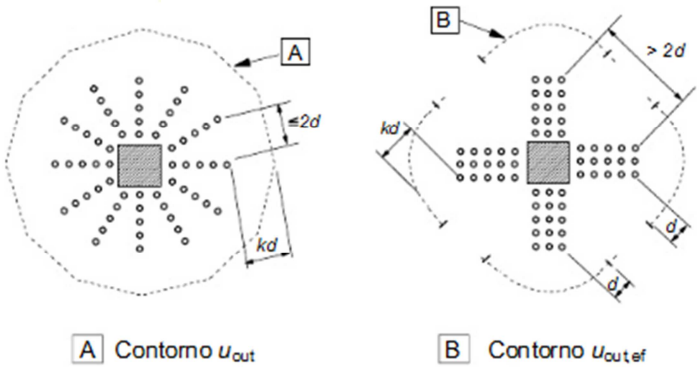


Figura 52 - Perímetros de controlo para pilares interiores

Para os pilares centrais, retirou-se do programa Robot o valor de V_{Ed} para cada um destes elementos, de forma a se proceder à verificação da resistência ao punçoamento.

As tabelas de dimensionamento da armadura de punçoamento poderão ser consultadas em Anexos.

5.3 LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES RECUPERÁVEIS

5.3.1 DEFINIÇÃO DE ZONAS DE MACIÇAMENTO

Para as soluções de lajes aligeiradas com moldes recuperáveis, o cálculo da extensão da zona de maciçamento teve por base a definição de um contorno crítico. Desta forma, por motivos de segurança, considerou-se um ângulo de 55º na definição do contorno crítico, tal como exemplifica a *figura 53*:

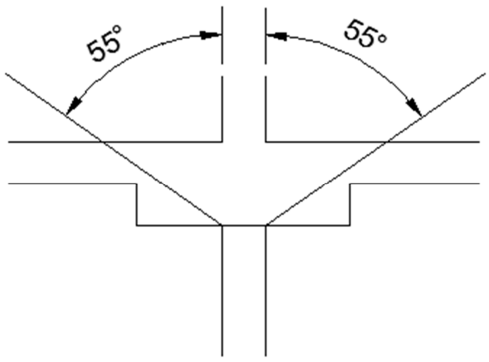


Figura 53 - Definição do contorno crítico

Com base no ângulo considerado e na altura do capitel calculada anteriormente, sabendo que:

$$l_{contorno} = \tan 55 \times h_{capitel} \quad (5.20.)$$

Quadro 18 - Cálculo da extensão total do contorno crítico

	$h_{capitel}$ (m)	$l_{contorno}$ (m)	l_{Pilar} (m)	$l_{Total\ c.crítico}$ (m)
Caso A (Laje 6x6)	0,22	0,32	0,35	0,99
Caso B (Laje 7x7)	0,27	0,39	0,40	1,18
Caso C (Laje 8x8)	0,30	0,43	0,50	1,36
Caso D (Laje 9x9)	0,35	0,50	0,60	1,60
Caso E (Laje 10x10)	0,43	0,62	0,65	1,89
Caso F (Laje 11x11)	0,51	0,73	0,70	2,16

Em seguida, definiu-se a dimensão da zona maciça do capitel tendo em conta as dimensões dos moldes recuperáveis definidos em 4.5.1.4. para este tipo de lajes.

Assim, tendo como exemplo o Caso E (Laje10×10), com moldes de área 0,90×0,90m^2, tem-se a seguinte disposição construtiva:

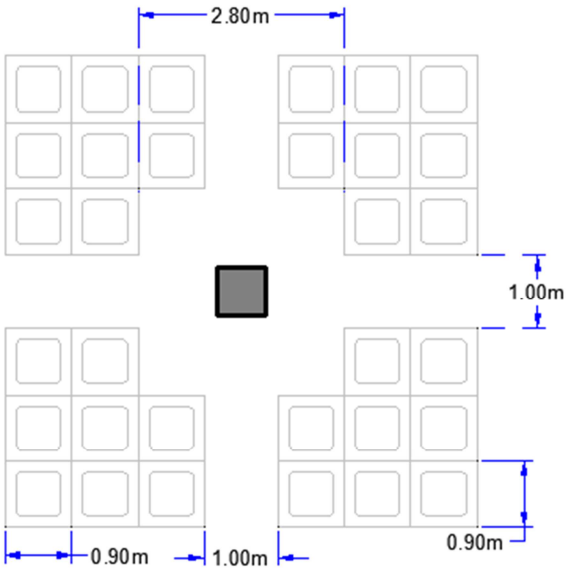


Figura 54 - Zona de maciçamento da Laje 10x10

Para todos os casos em estudo, a definição desta zona maciça teve em consideração o contorno crítico (Quadro 19) bem como disposições construtivas. Procurou-se optimizar o espaço, principalmente entre pilares, no sentido de introduzir a maior quantidade de moldes possível, embora em alguns casos tal não aconteceu, privilegiando-se a simetria entre as diferentes zonas em que existiam blocos.

No Anexo 4, é possível a visualização das diferentes disposições construtivas adoptadas para os moldes, para cada um dos casos estudados.

Quadro 19 - Cálculo da extensão total das zonas de maciçamento, capitéis

	$h_{capitel}$ (m)	$l_{Total\ capitél}$ (m)
Caso A (Laje 6x6)	0,22	2,00
Caso B (Laje 7x7)	0,27	2,20
Caso C (Laje 8x8)	0,30	2,60
Caso D (Laje 9x9)	0,35	1,80
Caso E (Laje 10x10)	0,43	2,80
Caso F (Laje 11x11)	0,51	2,90

5.3.2 CONSIDERAÇÕES

Uma vez que no cálculo da estrutura com laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis se utilizarão as mesmas expressões e metodologias que no anterior cálculo, estrutura com laje fungiforme maciça com capitéis, serão, por simplificação, omitidos alguns procedimentos, evitando assim repetição de processos de cálculo.

5.3.3 ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS DE BORDADURA

Adoptando uma secção das vigas constante ao longo da estrutura independentemente do tipo de laje, o valor das áreas mínimas e máximas de armadura nas vigas é o mesmo do valor já calculado em 5.2.1.

O seu valor é dado por:

$$As_{min} = 0{,}26\ \times \frac{2{,}9}{435} \times 0{,}45 \times 0{,}72 = 0{,}0004886m^2 = 4{,}89cm^2$$

$$0{,}0013 \times 0{,}45 \times 0{,}72 = 0{,}0004212m^2 = 4{,}21cm^2 < 4{,}89cm^2$$

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac = 0{,}04 \times 0{,}45 \times 0{,}75 = 0{,}0135m^2 = 135cm^2$$

O dimensionamento da armadura será apresentado no Anexo 4 sob a forma de tabelas, seguindo o mesmo procedimento de cálculo utilizado em 5.2.1.

5.3.4 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGA DE BORDADURA

Os valores da armadura mínima e correspondente esforço resistente, bem como os procedimentos de cálculo são os utilizados em 5.2.2. podendo o dimensionamento da armadura ser visualizado no Anexo 4.

5.3.5 CÁLCULO DE ARMADURA NA LAJE

Nas zonas de maciçamento, calculas em 5.3.1., a laje é dimensionada como sendo maciça.

As disposições construtivas para as lajes fungiformes aligeiradas estão de acordo com o Eurocódigo 2.

É necessário, durante o processo de dimensionamento que se seguirá, verificar se são cumpridos todos os requisitos estipulados relativamente a armaduras máximas e momentos reduzidos. Caso não se verifique, será necessária a adopção de uma nova secção para o elemento em causa.

Na análise das figuras que se irão seguir, com a apresentação de mapas de momentos em lajes, refere-se uma vez mais que à que ter em conta o erro na atribuição de sinais por parte do programa Robot 2010. Assim sendo, os momentos positivos são representados pelo programa como sendo negativos e vice-versa.

A análise dos valores apresentados pelo programa será realizada em módulo. Junto a cada figura, será sempre indicado a que momento, positivo ou negativo, esta diz respeito.

5.3.5.1 Armadura longitudinal mínima

Relativamente às percentagens mínimas e máximas de armadura na direcção principal, tem-se:

$$As_{min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ mas não inferior a } 0{,}0013 b_t d \qquad (5.2.)$$

Para a classe de betão e tipo de aço já referenciados, C30/37 e A500 respectivamente, tem-se:

$$As_{min} = 0{,}26 \times \frac{2{,}9}{500} \times 1 \times 0{,}40 = 0{,}000603 m^2 = 6{,}04 cm^2$$

$$0{,}0013 \times b_t \times d = 0{,}0013 \times 1 \times 0{,}40 = 0{,}000520 m^2 = 5{,}20 cm^2 < 6{,}04 cm^2$$

Segundo o Eurocódigo 2, a área das secções da armadura de tracção e compressão não devem exceder o valor de $A_{s,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

O valor recomendado para $A_{s,max}$, é dado por:

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac \qquad (5.14.)$$

Zona da laje:

$$As_{max} = 0{,}04 \times Ac = 0{,}04 \times 1 \times 0{,}43 = 0{,}0172 m^2 = 172 cm^2$$

De forma a não prejudicar a durabilidade da estrutura ou o funcionamento da mesma é necessário o controlo da fendilhação. Esta pode ser efectuada com o recurso à limitação dos espaçamentos máximos a utilizar entre varões, bem como definindo armaduras mínimas de controlo a esta patologia.

Assim sendo, foi estabelecido o afastamento máximo entre varões de 200mm para armaduras principais, tal como em 5.2.3.1.

A armadura mínima de controlo da fendilhação é estipulada no Eurocódigo 2 por:

$$A_{s,min} = \left(0{,}1605 \times 0{,}909 \times \frac{2{,}9}{500}\right) / 0{,}9 = 9{,}4\text{cm}^2/\text{m}$$

O valor da armadura mínima deve ser obtido pela soma das armaduras superior e inferior, não distribuídos obrigatoriamente de igual forma por ambas as faces.

Sendo a laje armada em duas direcções, a condição anterior aplica-se a cada uma das duas direcções da armadura principal.

5.3.5.2 Armadura longitudinal para momentos positivos (armadura inferior)

O dimensionamento da armadura será, na zona dos maciços, calculada por metro, sendo a sua distribuição uniforme. Na zona de moldes plásticos, a armadura será calculada e distribuída por nervura.

Para o caso exemplificado, Laje 10x10, os moldes têm 0,90x0,90m^2.

Assim, o cálculo desta armadura foi efectuado para o momento máximo na secção retirado do programa Robot, varrendo toda a secção com esta mesma armadura.

Por uma razão de segurança e de forma a contemplar-se uma alternância de cargas, o valor do momento anteriormente mencionado será incrementado em 15%.

Na figura que se segue é ilustrado o mapa de momentos flectores positivos, segundo a direcção “X”, em estado limite último.

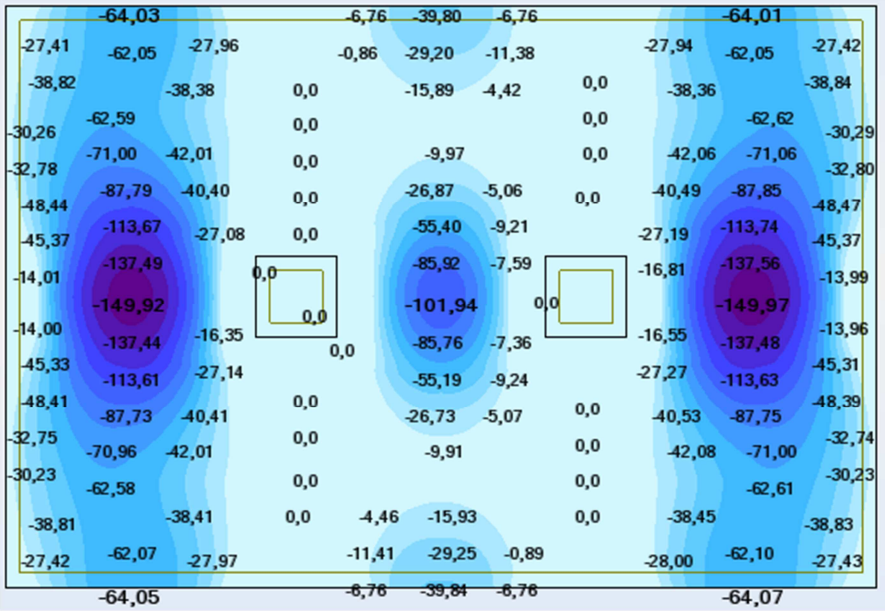


Figura 55 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção "X", para o estado limite último

Para o valor máximo de momento negativo efectuou-se o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M'_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 149{,}97 \times 0{,}90}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}049$$

$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}049 \times (1+0{,}049) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000936 m^2/nervura = 9{,}36 cm^2$/ nervura

Tem-se então:

$$\rightarrow 2\phi 25 \text{ / nervura} \rightarrow As_{eff} = 9{,}82 cm^2/m$$

Na zona dos maciços será aplicada uma armadura mínima de:

$$\rightarrow \phi 10 // .20 \rightarrow As_{eff} = 3{,}93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Os momentos flectores positivos, segundo a direcção "Y", em estado limite último são indicados na *figura 56*:

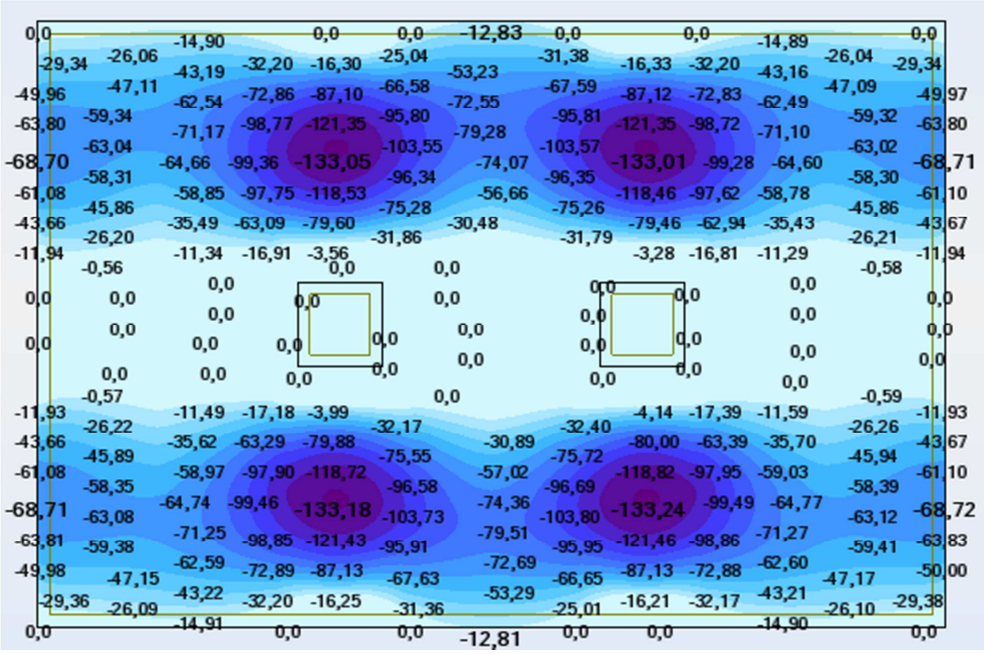


Figura 56 - Momentos flectores positivos, segundo a direcção "Y", para o estado limite último

Para o valor máximo de momento negativo efectuou-se então o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 133{,}24 \times 0{,}90}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}042$$

$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}042 \times (1+0{,}042) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000802 m^2/\,nervura = 8{,}02 cm^2/$ nervura

Para fazer face a este momento, definiu-se:

→ (ϕ20 + ϕ25 agrupados) / nervura → As_{eff} = 8,05cm^2/m

Na zona dos maciços será utilizada a armadura mínima:

→ ϕ10//.20 → As_{eff} = 3,93 cm^2/m

Para o cálculo da armadura inferior nas bandas centrais de maciçamento, considerou-se a mesma como sendo uma nervura de um determinado molde adjacente à esta:

Direcção "X":

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 149{,}97 \times 1{,}90}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}102$$

$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}102 \times (1+0{,}102) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00208 m^2/nervura = 20{,}8 cm^2/$ nervura

Para fazer face a este momento, foi considerada na banda segundo esta direcção uma armadura de 7 ϕ20:

$$\rightarrow 7\ \phi 20 \rightarrow As_{eff} = 21{,}99 cm^2/m$$

Direcção "Y":

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{1{,}15 \times 133{,}24 \times 1{,}90}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}091$$

$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}091 \times (1+0{,}091) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00183 m^2/nervura = 18{,}3 cm^2/$ nervura

Por uma razão construtiva, estando do lado da segurança, foi adoptada segundo esta direcção, a mesma armadura da direcção "X":

$$\rightarrow 7\ \phi 20 \rightarrow As_{eff} = 21{,}99 cm^2/m$$

Para as bandas de maciçamento junto das vigas foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.20.

5.3.5.3 Armadura longitudinal para momentos negativos (armadura superior)

No que respeita à armadura superior, optou-se por colocar uma armadura mínima em toda a laje na direcção "X" e "Y", reforçando as zonas de momentos máximos característicos, que normalmente se dão por cima dos pilares centrais, tal como nas lajes fungiformes maciças.

Para serem respeitadas as quantidades mínimas de armadura deve ter-se em conta o valor de armadura necessário para o controlo indirecto da fendilhação. O somatório da armadura superior e inferior, em cada direcção, terá de ser superior ao valor da armadura mínima de controlo indirecto de fendilhação calculada em 5.3.5.1., cujo valor é 9,4cm^2/m.

Uma vez que a armadura inferior satisfaz os requisitos para a armadura mínima de controlo indirecto de fendilhação, adopta-se uma armadura superior mínima de:

$$\rightarrow \phi 10//.20 \rightarrow As_{eff} = 3{,}93 cm^2/m$$

Na figura seguinte são ilustrados os momentos negativos na direcção “X”, para estado limite último.

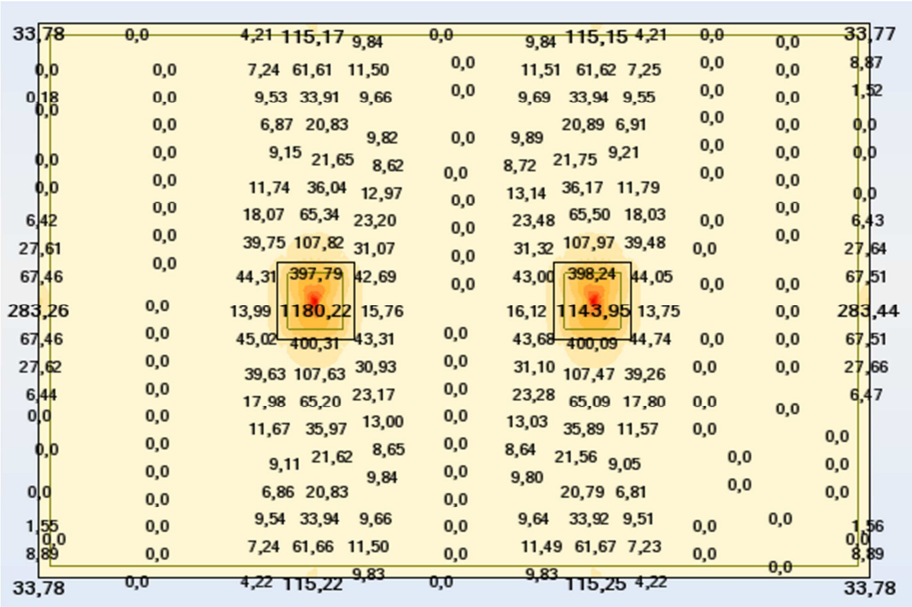


Figura 57 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção “X”, para o estado limite último

Analisando a figura, verifica-se a ocorrência de valores mais acentuados na zona dos pilares, especialmente os centrais. Podem identificar-se quatro ordens de grandeza para os valores. Nestes locais, foram efectuados cálculos específicos com a finalidade de reforçar tais zonas de momentos negativos.

Desta forma, foram efectuados cortes, com a extensão total do capitel, 2,80m, a partir do centro dos pilares segundo as duas direcções.

Para o pilar central de momento mais gravoso, segundo a direcção “X”, tem-se:

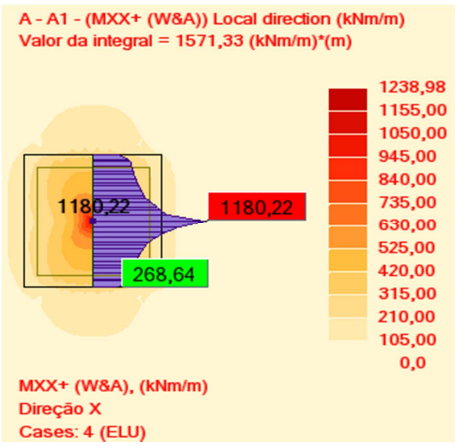


Figura 58 - Painel cut na zona de momento máximo, P6

O valor do integral retirado do programa Robot é de 1571,33 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 1571{,}33}{l = 2{,}80} = 561{,}19\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{561{,}19}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}175$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}175 \times (1 + 0{,}175) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00379 m^2 = 37{,}9 cm^2$$

Na zona dos capitéis, tem-se então:

→ 10//.20 + (ϕ16 + ϕ25 agrupados)//.20 → As_{eff} = 38,52 cm^2/m, varões de ϕ10 e (ϕ16 + ϕ25) intercalados

Estudou-se em seguida o segundo escalão de valores para momentos negativos na ordem dos 283 kN.m.

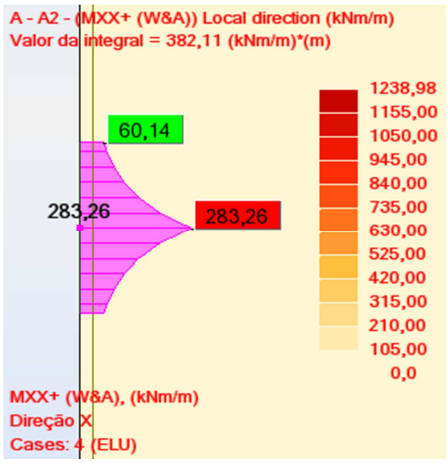


Figura 59 - Painel cut, P5

O valor do integral retirado do programa Robot é de 382,11 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 382{,}11}{l = 2{,}80} = 136{,}47\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{136{,}47}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}043$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}043 \times (1+0{,}043) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000818 m^2 = 8{,}18 cm^2$$

Sobre os Pilares P5 e P8, tem-se uma armadura de:

→ ϕ10//.20 + ϕ12//.20 → As_{eff} = 9,58 cm^2/m, sendo os varões de ϕ10 e ϕ12 intercalados

Sobre os restantes pilares não é necessária qualquer armadura de reforço.

Na figura que se segue são ilustrados os momentos negativos na direcção "Y", para estado limite último.

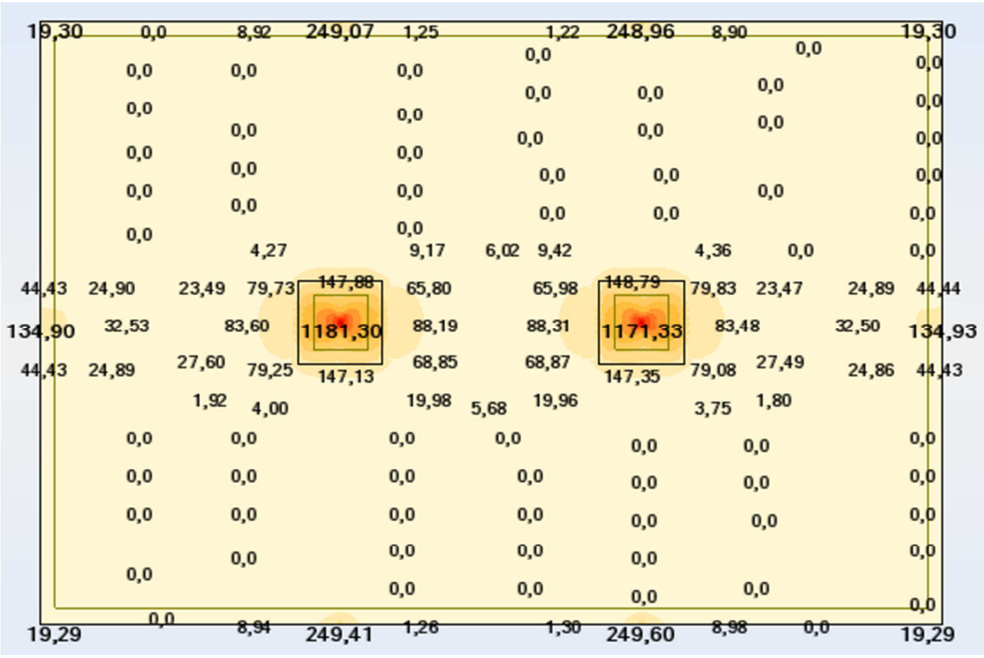


Figura 60 - Momentos flectores negativos, segundo a direcção "Y", para o estado limite último

Procedeu-se de forma análoga para a direcção "Y", efectuando-se "cuts" para as diferentes gamas de valores de momentos.

Considerando a zona de momento negativo máximo segundo a direcção "Y", têm-se:

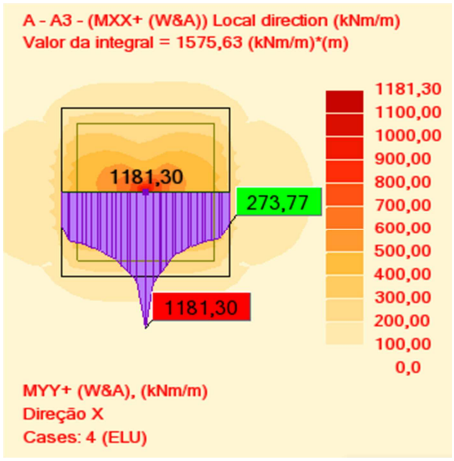


Figura 61 - Painel cut na zona de momento máximo, P6

O valor do integral retirado do programa Robot é de 1575,63 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 1575{,}63}{l = 2{,}80} = 562{,}73\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{562{,}73}{1 \times 0{,}40^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}176$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}176 \times (1+0{,}176) \times 1 \times 0{,}40 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}00381 m^2 = 38{,}1 cm^2$$

Na zona dos capitéis, tem-se então:

→ 10//.20 + (ϕ16 + ϕ25 agrupados) //.20 → As_{eff} = 38,52 cm^2/m, varões de ϕ10 e (ϕ16 + ϕ25) intercalados

Estudou-se em seguida o segundo escalão de valores de momentos negativos na ordem dos 249 kN.m.

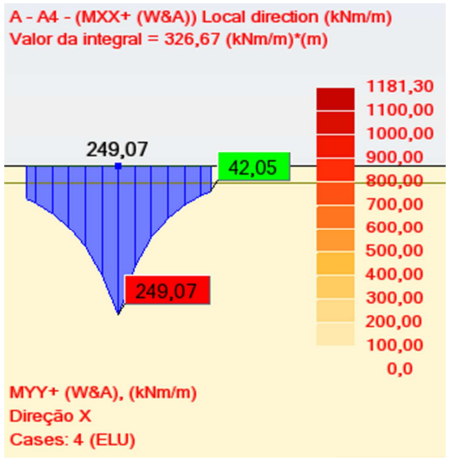


Figura 62 - Painel cut, P2

O valor do integral retirado do programa Robot é de 326,67 kNm/m, desta forma:

$$M_{sd} = \frac{\int Mx = 326{,}67}{l = 2{,}80} = 116{,}67\ kN.m$$

Aplicando as expressões (4.1.) e (5.1.), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{116{,}67}{1 \times 0{,}22^2 \times 20 \times 10^3} = 0{,}036$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}036 \times (1+0{,}036) \times 1 \times 0{,}22 \times \frac{20{,}0}{435} = 0{,}000695 m^2 = 6{,}95 cm^2$$

Sobre os Pilares P5 e P8, tem-se uma armadura de:

$$\rightarrow \phi 10 // .10 \rightarrow As_{eff} = 7{,}86\ cm^2/m$$

Sobre os restantes pilares não é necessária qualquer armadura de reforço.

Quadro 20 - Síntese da armadura calculada, solução fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis, Laje 10×10

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção "X"	Direcção "Y"	Direcção "X"	Direcção "Y"	Direcção "X"	Direcção "Y"
Msd (kN.m)	149,97	129,24	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	172,47	148,63	-	-	-	-
μ	0,049	0,042	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	9,36	8,01	-	-	-	-
Armadura	2ϕ25	ϕ20 + ϕ25	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	9,82	8,05	3,93	3,93	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	-	-	14,84	12,87

Quadro 21 - Síntese da armadura da armadura de reforço sobre os pilares, solução fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis, Laje 10×10

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção "X" ("Cuts")		Direcção "Y" ("Cuts")		Direcção "X" / "Y"
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	"L" a considerar = 1,90m
Integral (kN.m/m)	1571,33	382,11	1575,63	326,67	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,80	2,80	2,80	2,80	-
Msd (kN.m)	561,19	136,47	562,73	116,67	149,97
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	172,47
μ	0,175	0,043	0,176	0,036	0,102
Asc (cm^2/m)	37,91	8,18	38,03	6,95	20,76
Armadura	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ25)//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ25)//.20	ϕ10//.10	5 ϕ25
As,eff (cm^2/m)	38,52	9,58	38,52	7,86	24,54

5.3.5.4 Verificação da resistência ao punçoamento

O procedimento a adoptar é o descrito em 5.2.3.4. Os cálculos para a verificação da resistência ao punçoamento em lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis poderá ser visualizado no anexo 4.

6
ANÁLISE DE CUSTOS

6.1 INTRODUÇÃO

Um dos factores chave na escolha de um determinado tipo de laje é o seu custo global de construção por m^2. Uma escolha acertada do ponto de vista económico reduzirá certamente os encargos decorrentes da construção da infra-estrutura.

Para uma boa previsão de custos é essencial um correcto dimensionamento em projecto bem como a realização de medições precisas. Desta forma os erros inerentes a este processo de previsão terão os seus erros minimizados, dando uma importância crescente a este tipo de estudos, na busca da solução mais viável economicamente.

No presente capítulo serão realizadas medições e cálculos de custos, para os diferentes casos estudados anteriormente.

Serão considerados para esta análise Lajes, Vigas de bordadura e Capitéis.

6.2 MEDIÇÕES

6.2.1 BETÃO

6.2.1.1 Regras gerais

As medições são realizadas de modo a ficarem individualizados os trabalhos de betão relativos às seguintes rubricas [14]:

- Betão armado;
- Betão armado pré-esforçado;
- Outros betões, nomeadamente os betões celulares autoclavados, os de agregados leves, etc.

Cada rubrica das medições é decomposta, de preferência de acordo com as diferentes características do betão indicadas no projecto designadamente:

- Classes de resistência e qualidade;
- Classes de exposição;
- Outras características exigidas pelo projecto, tais como máxima dimensão dos inertes, consistência, relação água / ligante e outras particularidades de composição;

- Condições de colocação

As medidas para cálculo das medições são obtidas a partir das formas geométricas indicadas no projecto. No entanto não serão deduzidos:

- Os volumes de armaduras, ordinárias ou de pré-esforço (incluindo as bainhas);
- Os volumes correspondentes a reentrâncias até 0,15 m de comprimento do perfil de cada reentrância e os volumes correspondentes a chanfros até 0,10 m de comprimento do respectivo perfil sem chanfro;
- Os volumes relativos a aberturas, cavidade ou furações existentes nos elementos de construção iguais ou inferiores a 0,10 m^3.

A medição engloba todas as operações relativas à execução dos trabalhos de betão, nomeadamente: fornecimento e transporte de materiais, preparação, carga, transporte, colocação em obra, compactação (vibração) e cura.

6.2.1.2 Lajes

A medição será realizada em m^3.

A determinação das medidas para o cálculo das medições obedecerá à regra seguinte [14]:

- O comprimento e a largura serão determinados entre as faces das vigas, lintéis, pilares entre as quais as lajes se inserem.

6.2.1.3 Vigas

A medição será realizada em m^3.

A determinação das medidas para o cálculo das medições obedecerá às regras seguintes [14]:

- Os comprimentos serão determinados segundo formas geométricas simples, definidas pelas faces dos pilares ou das vigas que interceptam as vigas;
- No caso da secção transversal ser variável, a medição poderá ser realizada a partir da secção transversal média.

A medição dos volumes incorporados na espessura das lajes será incluída na medição do betão das vigas.

6.2.1.4 Resultados das medições da quantidade de betão

Nos quadros seguintes, serão apresentados os valores respeitantes à determinação da quantidade de betão em cada caso de estudo para a utilização dos três tipos de lajes fungiformes consideradas.

Quadro 22 - Medição do volume de betão para laje fungiforme maciça em função do respectivo vão

	Laje fungiforme maciça			
	Volume de betão (m^3)			
	Laje	Capitéis	Vigas	Total
Caso A (Laje 6x6)	47,58	-	7,67	55,25
Caso B (Laje 7x7)	51,28	3,16	11,68	66,12
Caso C (Laje 8x8)	74,44	4,56	15,92	94,92
Caso D (Laje 9x9)	102,67	6,65	24,87	134,19
Caso E (Laje 10x10)	138,30	10,18	31,63	180,11
Caso F (Laje 11x11)	181,13	15,12	39,94	236,19

Quadro 23 - Medição do volume de betão para laje fungiforme aligeirada com moldes

	Laje fungiforme aligeirada com moldes			
	Volume de betão (m^3)			
	Zonas aligeiradas	Zonas maciças	Vigas	Total
Caso A (Laje 6x6)	27,46	6,55	7,67	41,68
Caso B (Laje 7x7)	36,10	11,25	11,68	59,03
Caso C (Laje 8x8)	48,12	19,52	15,92	83,56
Caso D (Laje 9x9)	79,12	25,79	24,87	129,78
Caso E (Laje 10x10)	111,25	41,86	31,63	184,74
Caso F (Laje 11x11)	152,37	51,13	39,94	243,43

Quadro 24 - Medição do volume de betão para laje fungiforme aligeirada com blocões

	Laje fungiforme aligeirada com blocões			
	Volume de betão (m^3)			
	Zonas aligeiradas	Zonas maciças	Vigas	Total
Caso A (Laje 6x6)	23,76	10,55	7,67	41,98
Caso B (Laje 7x7)	32,67	13,72	11,68	58,07
Caso C (Laje 8x8)	50,56	19,52	15,92	86,00
Caso D (Laje 9x9)	72,72	22,26	24,87	119,85
Caso E (Laje 10x10)	95,43	41,86	31,63	168,92
Caso F (Laje 11x11)	137,84	51,13	39,94	228,91

6.2.2 COFRAGENS

6.2.2.1 Regras gerais

As medições são realizadas de modo a ficarem introduzidas, em rubricas própria, os trabalhos relativos a cada espécie de cofragem nomeadamente os seguintes [14]:

- Cofragens correntes;
- Cofragens especiais – (por exemplo, cofragens para betão com superfícies vistas, cofragens com formas complexas, moldes em juntas de dilatação e outros).

Cada rubrica de medição é decomposta, de preferência, de acordo com as características das cofragens, nomeadamente:

- Natureza dos materiais (madeira, metálicos ou outros);
- Condições particulares de execução.

As cofragens perdidas deverão ser medidas em rubricas próprias.

As medidas para determinação das medições são obtidas a partir das formas geométricas das superfícies de moldagem indicadas no projecto. Nas lajes e vigas com inclinação superior a 15º deverá também considerar-se a moldagem das superfícies superiores.

As deduções relativas a aberturas a executar nos moldes, só são consideradas quando a sua área for superior a 0,50 m^2 como, por exemplo, nos casos seguintes:

- Aberturas existentes nos elementos de construção;
- Atravessamentos de tubos, cabos ou condutas;
- Intersecções de vigas com paredes, e de vigas secundárias com vigas principais.

A medição engloba todas as operações relativas à execução dos trabalhos de cofragens nomeadamente o fornecimento e transporte dos materiais, fabrico, montagem, desmontagem, carga, transporte, descarga, reparações e limpezas.

Os elementos de construção a considerar, são os mesmos que forem indicados nas medições de betão. As medições correspondentes a cada tipo de elemento são feitas separadamente, em rubricas próprias.

A medição dos escoramentos e cofragens para a execução das lajes aligeiradas será incluída na medição destes elementos como será descrito nessa rubrica.

6.2.2.2 Lajes e vigas

A medição será realizada em m^2.

As medidas para a determinação das medições são obtidas das superfícies moldadas, considerando como limites dos elementos os indicados em 6.2.1.1.

6.2.2.3 Resultados das medições de cofragens

Nos quadros que se seguem serão apresentados os valores relativos à medição de cofragens em cada caso de estudo, para a utilização dos três tipos de lajes fungiformes consideradas.

Quadro 25 - Cofragens para laje fungiforme maciça em função do respectivo vão

	Laje fungiforme maciça			
	Cofragens (m^2)			
	Laje	Capitéis	Vigas	Total
Caso A (Laje 6x6)	206,85	-	55,10	261,95
Caso B (Laje 7x7)	269,87	12,47	77,38	359,72
Caso C (Laje 8x8)	354,45	16,19	101,58	472,22
Caso D (Laje 9x9)	446,36	20,50	129,20	596,06
Caso E (Laje 10x10)	553,20	26,18	159,29	738,67
Caso F (Laje 11x11)	670,83	33,35	196,28	900,46

Para as lajes fungiformes aligeiradas com moldes e blocões foi considerado, por motivos de segurança, um estrado contínuo de madeira.

Quadro 26 - Cofragens em laje fungiforme aligeirada com moldes / blocões

	Laje fungiforme aligeirada com moldes / blocões		
	Cofragens (m^2)		
	Laje	Vigas	Total
Caso A (Laje 6x6)	206,85	52,54	259,39
Caso B (Laje 7x7)	281,56	71,70	353,26
Caso C (Laje 8x8)	369,63	94,75	464,38
Caso D (Laje 9x9)	465,36	119,00	584,36
Caso E (Laje 10x10)	576,86	142,42	719,28
Caso F (Laje 11x11)	700,48	171,22	871,70

6.2.3 ARMADURA

6.2.3.1 Regras gerais

As medições das armaduras são realizadas de modo a ficarem individualizadas em rubricas próprias, os trabalhos relativos aos diferentes tipos de aços utilizados em armaduras, nomeadamente em [14]:

- Varões;
- Redes electrossoldadas;
- Perfilados;
- Armaduras para pré-esforço.

Cada rubrica das medições é decomposta, de preferência, de acordo com as características gerais das armaduras indicadas no projecto, nomeadamente as de natureza regulamentar e das condições de aplicação.

As medidas para determinação das medições são obtidas a partir das formas geométricas indicadas no projecto. Refira-se que esta regra destina-se a facilitar o cálculo das medições e está de acordo com o critério adoptado já em casos semelhantes.

As percentagens para quebras, para desperdícios ou para sobreposições, quando estas não estiverem assinaladas no projecto, serão previstas nas composições dos custos.

A medição engloba todas as operações relativas à execução dos trabalhos de armaduras, nomeadamente fornecimento e transporte de aços, dobragens, armações, ligações, emendas, carga, transporte, descarga e colocação em obra.

Os elementos de construção a considerar em cada projecto, nas medições de armaduras, são os mesmos que foram indicados nas medições de betão.

6.2.3.2 Aço em varão

A medição será realizada em Kg.

A determinação das medidas para o cálculo das medições obedecerá às regras seguintes [14]:

- Os comprimentos serão determinados em m e convertidos em Kg, de acordo com a massa nominal dos varões;
- Os comprimentos serão medidos tendo em consideração os levantamentos, os ganchos de amarração e as sobreposições, quando estas estiverem assinaladas no projecto.
- As emendas de varões, por soldadura eléctrica ou por ligações roscadas, serão medidas à unidade
- A medição de cada diâmetro nominal será individualizada em rubrica própria.

6.2.3.3 Massa nominal para Aço em varão

Quadro 27 - Massa nominal para Aço em varão [12]

Diâmetro (mm)	6	8	10	12	16	20	25	32
Massa (kg/m)	0,222	0,395	0,617	0,888	1,58	2,47	3,88	6,31

6.2.3.4 Resultados das medições do aço em varão

As medições serão divididas por diâmetros de varões e diferenciadas para Lajes e Vigas de bordadura.

Nas lajes serão contabilizadas as armaduras longitudinais inferiores, superiores e de reforço sobre os pilares, bem como as armaduras de punçoamento.

Nas vigas serão quantificadas as armaduras longitudinais e de esforço transverso.

6.2.3.4.1 Solução fungiforme maciça

Quadro 28 - Quantidade de aço nas Lajes

	Lajes - Aço em varão (kg)										
	Arm. Superior							Arm. Inferior			
	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20
Caso A (Laje 6x6)	13	1333	80	142	-	-	-	2665	-	-	-
Caso B (Laje 7x7)	18	1888	107	474	-	-	-	-	4177	-	-
Caso C (Laje 8x8)	33	2515	-	372	-	608	-	-	3410	3034	-
Caso D (Laje 9x9)	-	3229	-	464	968	-	-	-	-	9308	-
Caso E (Laje 10x10)	-	3999	218	581	475	1546	-	-	-	12640	-
Caso F (Laje 11x11)	-	4567	263	937	732	575	935	-	-	-	17932

Quadro 29 - Quantidade de aço em vigas

	Vigas - Aço em varão (kg)							
	Arm. Esf. Transverso			Arm. Longitudinal				
	ϕ6	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Caso A (Laje 6x6)	157	32	-	64	341	119	-	-
Caso B (Laje 7x7)	-	324	-	-	310	625	72	-
Caso C (Laje 8x8)	-	453	-	-	152	869	373,89	-
Caso D (Laje 9x9)	-	635	-	-	-	1467	372	227
Caso E (Laje 10x10)	-	508	249	-	-	741	1086	1009
Caso F (Laje 11x11)	-	572	381	-	139	869	1204	926

6.2.3.4.2 Solução fungiforme aligeirada com moldes

Quadro 30 - Quantidade de aço para laje fungiforme aligeirada com moldes

	Lajes - Aço em varão (kg)												
	Arm. Superior						Arm. Inferior						
	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ25	ϕ32	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Caso A (Laje 6x6)	9	1357	-	-	310	-	454	86	575	948	-	-	-
Caso B (Laje 7x7)	15	1904	-	306	-	-	612	170	-	1316	1452	-	-
Caso C (Laje 8x8)	23	2494	-	-	525	-	755	182	-	2743	-	1304	-
Caso D (Laje 9x9)	23	2999	58	51	-	409	1234	318	-	796	1200	4330	-
Caso E (Laje 10x10)	-	3861	70	248	608	-	1527	282	-	-	2544	6286	-
Caso F (Laje 11x11)	-	4774	-	-	-	1063	2153	307	-	-	2460	5122	4165

Nota: as armaduras construtivas foram consideradas na medição de armadura inferior.

Quadro 31 - Quantidade de aço em vigas

	Vigas - Aço em varão (kg)						
	Arm. Esf. Transverso			Arm. Longitudinal			
	ϕ6	ϕ8	ϕ10	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Caso A (Laje 6x6)	160	26	-	506	40	-	-
Caso B (Laje 7x7)	-	284	-	641	138	72	-
Caso C (Laje 8x8)	-	457	-	834	-	373	-
Caso D (Laje 9x9)	-	634	-	341	622	605	303
Caso E (Laje 10x10)	-	536	203	-	1136	1034	252
Caso F (Laje 11x11)	-	616	307	-	1739	968	278

6.2.3.4.3 Solução fungiforme aligeirada com blocões

Quadro 32 - Quantidade de aço para laje fungiforme aligeirada com blocões

	Lajes - Aço em varão (kg)											
	Arm. Superior						Arm. Inferior					
	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ32	ϕ8	ϕ10	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Caso A (Laje 6x6)	11	1368		182	-	-	315	108	834	1112	-	-
Caso B (Laje 7x7)	15	1929	-		395	-	478	163	785	1867	-	-
Caso C (Laje 8x8)	26	2453	60		668	-	704	182	1150	1660	1304	-
Caso D (Laje 9x9)	-	3035	409	204	-	409	993	318	-	1200	5448	-
Caso E (Laje 10x10)	-	3861	70	248	387	-	1476	282	-	2544	6286	-
Caso F (Laje 11x11)	-	4671	-	133	-	1061	2026	308	-	2460	5122	4165

Nota: as armaduras construtivas foram consideradas na medição de armadura inferior.

Quadro 33 - Quantidade de aço em vigas

	Vigas - Aço em varão (kg)							
	Arm. Esf. Transverso			Arm. Longitudinal				
	ϕ6	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Caso A (Laje 6x6)	129	26	-	64	379	79	-	-
Caso B (Laje 7x7)	-	330	-	-	310	691	-	-
Caso C (Laje 8x8)	-	458	-	-	152	869	373	-
Caso D (Laje 9x9)	-	643	-	-	445	1350	227	-
Caso E (Laje 10x10)	-	531	201	-	-	1581	698	672
Caso F (Laje 11x11)	-	621	384	-	-	1739	768	741

6.3 DETERMINAÇÃO DE CUSTOS

6.3.1 INTRODUÇÃO

No cálculo de custos, foram considerados preços fornecidos por um dos maiores grupos do sector da construção e obras públicas em Portugal, contribuindo desta forma para a credibilidade dos resultados obtidos.

Importa referir que os resultados apresentados em 6.2.3 irão sofrer um incremento de 15 %. Este acréscimo tem como objectivo ser considerado no cálculo dos custos o aço referente a desperdícios, empalmes e dobras.

6.3.1.1 Preços considerados

Os preços apresentados dizem respeito a médias no país; muitas vezes, por exemplo, o preço do betão pode ser mais influenciado pela distância da central à obra do que pela localização da mesma, independentemente de estarmos a falar do Porto ou do Alentejo; o preço dos moldes tem mais a ver com a disponibilidade dos mesmos nos armazenistas do que com a situação geográfica.

Os preços considerados foram:

- Betão C30/37 – 75 a 80 € / m^3
- Mão-de-obra para colocação de betão – 4 a 5 € / m^3
- Aço – ϕ6 – 0,85 € / kg; ϕ8 – 0,83 € / kg; ϕ10 – 0,80 € / kg; ϕ12 – 0,78 € / kg; ϕ16 – 0,77 € / kg; ϕ20 – 0,77 € / kg; ϕ25 – 0,79 € / kg; ϕ32 – 0,79 € / kg;
- Mão-de-obra para colocação do Aço – 0,17 € / kg;
- Cofragem e escoramento em lajes – 10 a 12 € / m^2;
- Moldes recuperáveis – 4,5 a 5 € / m^2;
- Blocões – 5 € / m^2;

6.3.1.2 Cálculo de custos

Com base nos preços acima apresentados, considerando o valor médio para os valores sob a forma de intervalo, foram calculados os custos globais para todos os casos em estudo:

Quadro 34 - Cálculo de custos para lajes fungiformes maciças, em euros

	Laje fungiforme maciça					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão (€)	4282	5124	7356	10400	13959	18305
Aço (€)	4536	7220	10646	14931	20691	26891
Mão-de-obra / Betão (€)	249	298	427	604	810	1063
Mão-de-obra / Aço (€)	967	1563	2310	3259	4507	5871
Cofragens e escoramentos (€)	2881	3957	5194	6557	8125	9905
Aluguer de moldes (€)	-	-	-	-	-	-
Custo Total (€)	12915	18161	25935	35750	48092	62035
Área total de Laje (m^2)	206,845	281,553	369,623	465,353	576,858	700,473
Custo (€ / m^2)	62,4	64,5	70,2	76,8	83,4	88,6

Quadro 35 - Cálculo de custos para lajes fungiformes aligeirada com moldes, em euros

	Laje fungiforme aligeirada com moldes					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão (€)	3230	4575	6476	10058	14317	18866
Aço (€)	4073	6205	8808	12705	16940	21854
Mão-de-obra / Betão (€)	188	266	376	584	831	1095
Mão-de-obra / Aço (€)	874	1351	1894	2722	3634	4683
Cofragens e escoramentos (€)	2853	3886	5108	6428	7912	9589
Aluguer de moldes (€)	869	1143	1447	1860	2278	2763
Custo Total (€)	12087	17426	24109	34357	45912	58849
Área total de Laje (m^2)	206,845	281,553	369,623	465,353	576,858	700,473
Custo (€ / m^2)	58,4	61,9	65,2	73,8	79,6	84,0

Quadro 36 - Cálculo de custos para lajes fungiformes aligeirada com blocões, em euros

	Laje fungiforme aligeirada com blocões					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão (€)	3253	4500	6665	9288	13091	17741
Aço (€)	4168	6296	9119	13404	17145	22068
Mão-de-obra / Betão (€)	189	261	387	539	760	1030
Mão-de-obra / Aço (€)	901	1362	1967	2870	3683	4731
Cofragens e escoramentos (€)	2853	3886	5108	6428	7912	9589
Custo dos blocões (€)	842	1158	1523	2009	2398	2908
Custo Total (€)	12207	17464	24768	34539	44989	58066
Área total de Laje (m^2)	206,845	281,553	369,623	465,353	576,858	700,473
Custo (€ / m^2)	59,0	62,0	67,0	74,2	78,0	82,9

6.3.1.3 Influência de cada item considerado no custo global da laje em percentagem.

Quadro 37 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes maciças com capitéis

	Laje fungiforme maciça					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão	33,2%	28,2%	28,4%	29,1%	29,0%	29,5%
Aço	35,1%	39,8%	41,1%	41,8%	43,0%	43,3%
Mão-de-obra / Betão	1,9%	1,6%	1,6%	1,7%	1,7%	1,7%
Mão-de-obra / Aço	7,5%	8,6%	8,9%	9,1%	9,4%	9,5%
Cofragens e escoramentos	22,3%	21,8%	20,0%	18,3%	16,9%	16,0%
Aluguer de moldes	-	-	-	-	-	-

Quadro 38 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes aligeiradas com moldes

	Laje fungiforme aligeirada com moldes					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão	26,7%	26,3%	26,9%	29,3%	31,2%	32,1%
Aço	33,7%	35,6%	36,5%	37,0%	36,9%	37,1%
Mão-de-obra / Betão	1,6%	1,5%	1,6%	1,7%	1,8%	1,9%
Mão-de-obra / Aço	7,2%	7,8%	7,9%	7,9%	7,9%	8,0%
Cofragens e escoramentos	23,6%	22,3%	21,2%	18,7%	17,2%	16,3%
Aluguer de moldes	7,2%	6,6%	6,0%	5,4%	5,0%	4,7%

Quadro 39 - Influência no valor global do custo em lajes fungiformes aligeiradas com blocões

	Laje fungiforme aligeirada com blocões					
	6×6	7×7	8×8	9×9	10×10	11×11
Betão	26,7%	25,8%	26,9%	26,9%	29,1%	30,6%
Aço	34,1%	36,1%	36,8%	38,8%	38,1%	38,0%
Mão-de-obra / Betão	1,5%	1,5%	1,6%	1,6%	1,7%	1,8%
Mão-de-obra / Aço	7,4%	7,8%	7,9%	8,3%	8,2%	8,1%
Cofragens e escoramentos	23,4%	22,3%	20,6%	18,6%	17,6%	16,5%
Aluguer de moldes	6,9%	6,6%	6,1%	5,8%	5,3%	5,0%

6.4 ANÁLISE DE RESULTADOS

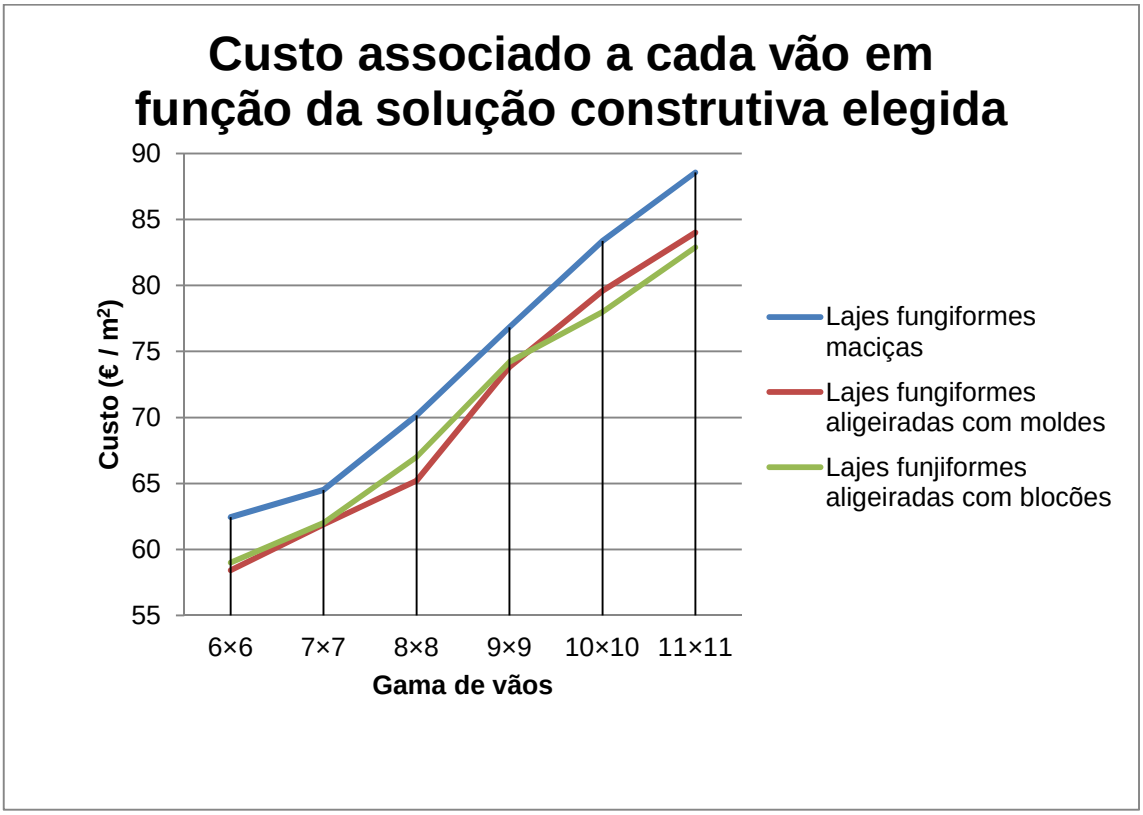


Figura 63 - Apresentação dos custos calculados

Através da análise da figura é perceptível o menor custo global das estruturas aligeiradas em relação às maciças. A diferença de preços entre estas rondou em termos médios os 3,5 € / m^2. Para o caso da laje de 11×11 optar por uma estrutura aligeirada, em detrimento da maciça, leva a uma poupança de 3184 euros no custo global tendo em conta as variáveis consideradas.

No que diz respeito à comparação entre as soluções aligeiradas estudadas, constata-se que o custo por m^2 variou de forma relativamente reduzida, em termos médios esta variação cifrou-se 0,9 € / m^2, descendo este valor para 0,36 € / m^2 se apenas forem considerados os vão 6×6, 7×7 e 9×9.

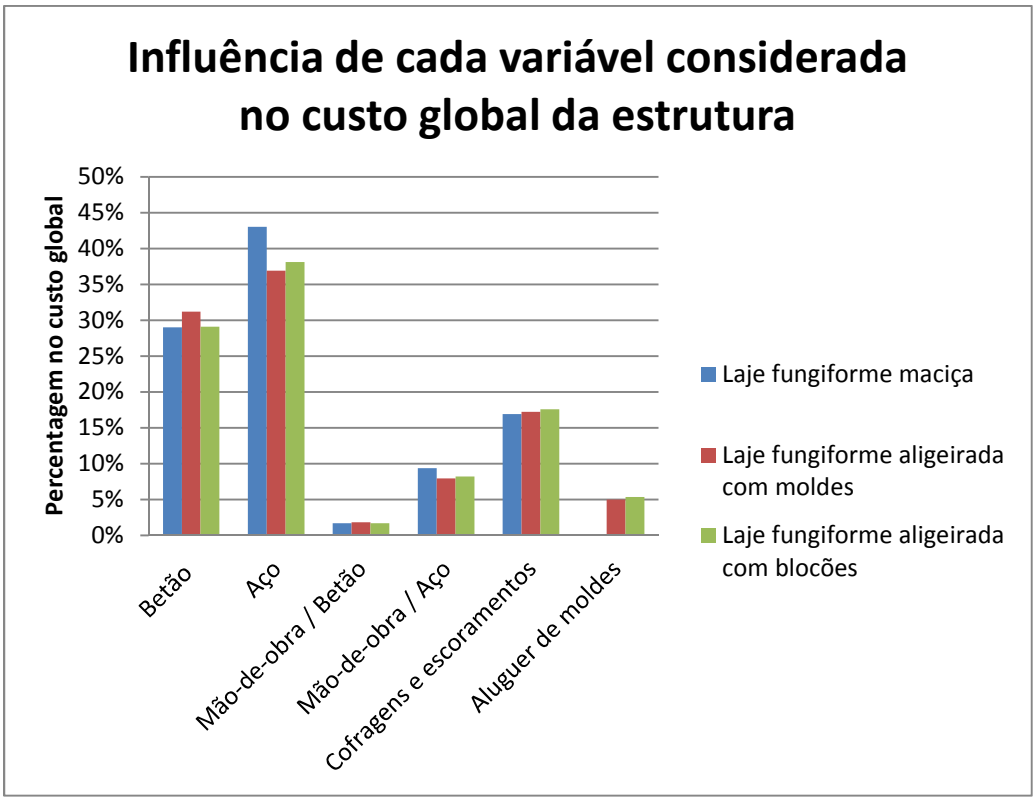


Figura 64 - Influência de cada variável considerada no custo global da estrutura, Laje 10×10

Analisando os resultados da *figura 64*, constata-se a enorme influência do custo do aço no montante global da estrutura, este valor chega a ser de 43% no caso da estrutura fungiforme maciça, o que para o caso do vão 10×10 representa 20691 euros para aço em 48092 euros de custo global.

É também notório que a maior variação da percentagem de influência das variáveis no custo global das estruturas maciças face às aligeiradas de dá ao nível do ferro. Em termos médios, considerando todos os vãos, a influência do aço anda à volta dos 41% nas estruturas maciças e a rondar os 36% e 37% para as estruturas aligeiradas com moldes e blocões respectivamente.

7
APLICAÇÃO DO ESTUDO A UM CASO REAL

7.1 INTRODUÇÃO

De forma a correlacionar os resultados obtidos no capítulo anterior, o estudo de custos será aplicado a um caso real.

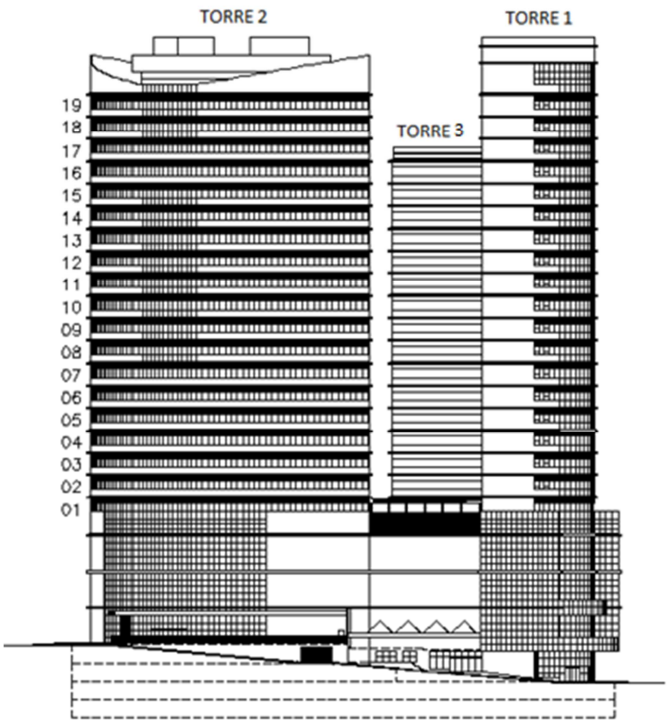


Figura 65 – Alçado do edifício considerado

O projecto considerado é constituído por três torres, mas apenas a torre dois será objecto de estudo.

O edifício encontra-se neste momento em fase de projecto, e será realizado pela mesma empresa que forneceu os preços considerados neste trabalho, em Angola.

Devido a se verificar na estrutura vãos compreendidos entre 8,1m e 9,5m, considerar-se-á um vão médio de 8,8 metros; as soluções construtivas consideradas serão a de valor de custos mais elevado e mais baixo para os vãos adjacentes ao valor médio, laje fungiforme maciça com capitéis e laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis respectivamente.

Em anexos poderão ser consultadas algumas plantas relativas a este edifício.

Na figura seguinte será apresentada a estrutura do piso tipo considerado. Nela é possível a identificação da numeração atribuída a pilares e vigas no pré-dimensionamento.

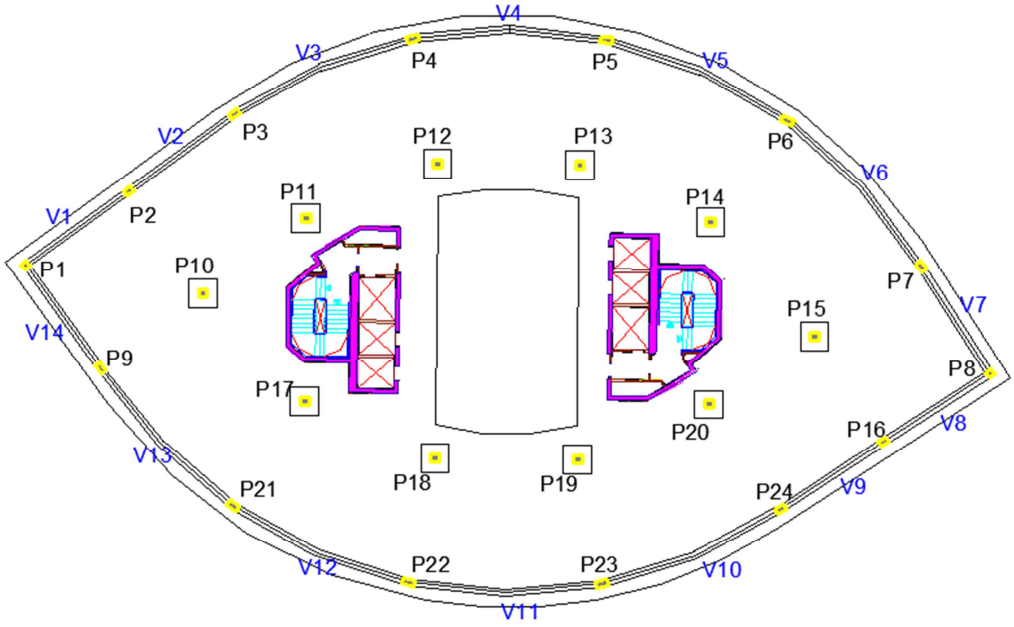


Figura 66 - Piso tipo considerado na aplicação do estudo a um caso real

7.2 CONSIDERAÇÕES

Uma vez que no cálculo desta estrutura serão utilizados os mesmos processos de cálculo empregues no estudo anterior de diferentes gamas de vãos, alguns procedimentos serão omissos e outros referenciados em anexo, evitando desta forma a repetição de processos de cálculo.

Os cálculos irão incidir sobre um piso tipo do edifício, situado à cota de 84 metros, existindo 4 pisos acima deste com a mesma configuração estrutural. Para efeitos de pré-dimensionamento, por simplificação, a cobertura será considerada como sendo um piso tipo, estando desta forma pelo lado da segurança

7.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

7.3.1 LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPITÉIS

7.3.1.1 Capitéis

O dimensionamento dos capitéis seguiu um procedimento idêntico ao desenvolvido em 5.2.1.1.

Considerando o maior vão da estrutura, 9,50m, obtém-se para L3 (ver figura 16), o valor de 1,4125m e para h1 (ver *figura 16*), o valor de 0,30m.

7.3.1.2 Laje

Através da fórmula (2.1.), enunciada em 4.2.1.1, obtém-se para a espessura da laje 0,24m.

7.3.2 VIGAS DE BORDADURA

Tendo por base as acções estipuladas no capítulo 3, e considerando o estabelecido em 4.3.1 tem-se:

Quadro 40 - Pré-dimensionamento da secção das vigas

$P_{sd\ (Laje)}$ (kN/m^2)	$P_{sd\ (Viga)}$ (kN/m^2)	$M_{sd\ (Viga)}$ (kN.m)	b (m)	d (m)	Secção (m^2)	μ
16,92	91,44	825,25	0,45	0,70	0,45x0,70	0,204

7.3.3 PILARES

As secções dos pilares foram determinadas utilizando um procedimento análogo ao utilizado em 4.4., podendo os resultados ser consultados no Anexo 6.

7.4 DIMENSIONAMENTO

Todo o dimensionamento de armadura em vigas e laje poderá ser consultado no Anexo 6.

7.5 ANÁLISE DE CUSTOS

7.5.1 MEDIÇÕES

7.5.1.1 Betão

Quadro 41 - Medição do volume de betão

	Volume de betão (m^3)			
	Zona aligeirada	Zona maciça	Vigas	Total
Laje fungiforme maciça	-	335,09	44,51	361,51
Laje fungiforme aligeirada com moldes	189,47	156,66	44,51	390,64

7.5.1.2 Cofragens

Quadro 42 - Cofragens em laje

	Cofragens (m^2)		
	Laje	Vigas	Total
Laje fungiforme maciça	1463,70	227,49	1691,16
Laje fungiforme aligeirada com moldes	1557,24	204,89	1762,12

7.5.1.3 Armadura

Quadro 43 - Quantidade de aço nas Lajes

	Lajes - Aço em varão (kg)								
	Arm. Superior				Arm. Inferior				
	ϕ8	ϕ10	ϕ16	ϕ20	ϕ8	ϕ10	ϕ12	ϕ16	ϕ20
Laje fungiforme maciça	267	8602	2522	-	-	-	26569	-	-
Laje fungiforme aligeirada com moldes	180	8971	512	400	4062	1287	-	8197	7697

Nota: as armaduras construtivas foram consideradas na medição de armadura inferior.

Quadro 44 - Quantidade de aço em vigas

	Vigas - Aço em varão (kg)				
	Arm. Esf. Transverso		Arm. Longitudinal		
	ϕ8	ϕ10	ϕ20	ϕ25	ϕ32
Laje fungiforme maciça	866	665	1095	1761	2199
Laje fungiforme aligeirada com moldes	897	586	1935	595	1165

7.5.2 CUSTOS

7.5.2.1 Cálculo de custos

Com base nos preços apresentados no estudo dos vãos, considerando o valor médio para os valores sob a forma de intervalo, foram calculados os custos globais para o presente caso de aplicação:

Quadro 45 - Cálculo de custos da estrutura, aplicação a um caso real

	Laje fungiforme maciça	Laje fungiforme aligeirada com moldes
Betão (€)	28017	26482
Aço (€)	40242	33106
Mão-de-obra / Betão (€)	1627	1538
Mão-de-obra / Aço (€)	8709	7139
Cofragens e escoramentos (€)	18601	19382
Aluguer de moldes (€)	-	4548
Custo Total (€/m^2)	97196	92194
Área total de Laje (m^2)	1302,308	1302,308
Custo (€ / m2)	74,6	70,8

Quadro 46 - Influência no custo global da estrutura, aplicação a um caso real

	Laje fungiforme maciça	Laje fungiforme aligeirada com moldes
Betão	28,8%	28,7%
Aço	41,4%	35,9%
Mão-de-obra / Betão	1,7%	1,7%
Mão-de-obra / Aço	9,0%	7,7%
Cofragens e escoramentos	19,1%	21,0%
Aluguer de moldes	-	4,9%

7.6 ANÁLISE DE RESULTADOS

Observando os resultados acima descritos e comparando-os com os valores obtidos no capítulo 6 para o custo de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, constata-se que o valor global dos encargos para esta aplicação do estudo a um caso real se situa entre o valor calculado no capítulo 6 para o vão 8×8 e 9×9.

No caso da estrutura maciça a diferença de custo entre o vão 9×9 e a aplicação ao edifício eleito neste capítulo é de 2,2 € / m^2, enquanto que, para a estrutura fungiforme aligeirada a diferença se cifrou em 3,0 € / m^2.

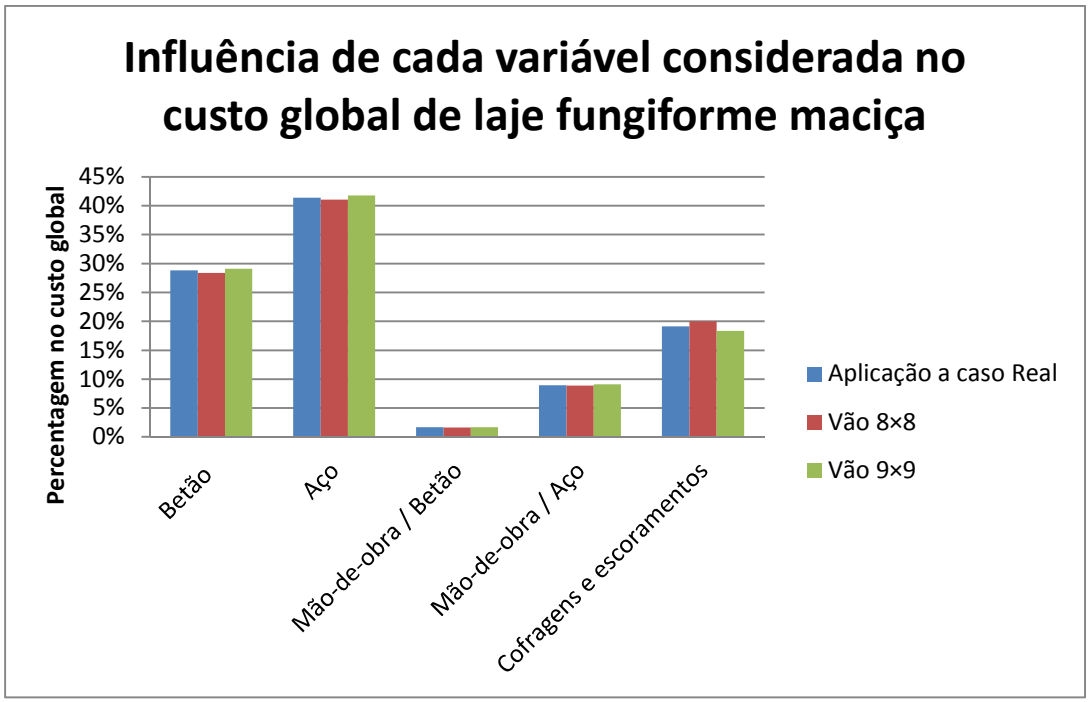


Figura 67 – Comparação da influência de cada variável no custo global, laje fungiforme maciça com capitéis.

Analisando a *figura 67* constata-se que para o caso real, a percentagem de cada variável considerada no custo global da obra, utilizando uma solução de laje maciça, toma valores que se situam entre os resultados obtidos no estudo do vão 8×8 e 9×9.

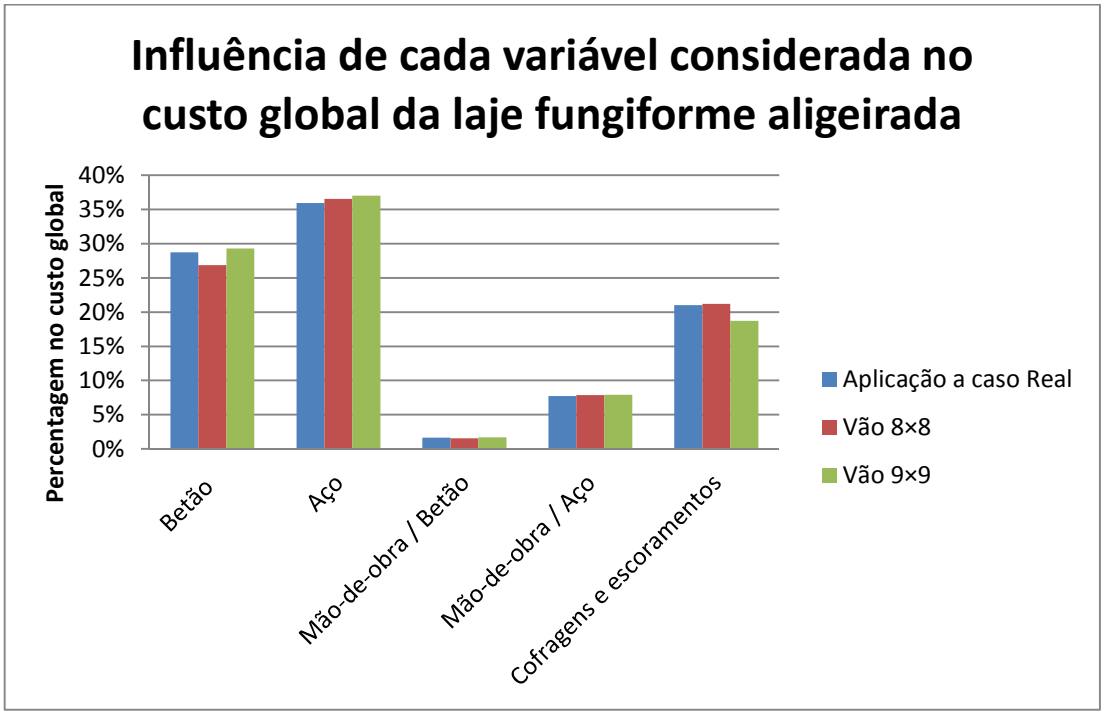


Figura 68 - Comparação da influência de cada variável no custo global, laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis.

Tendo em conta a figura 68 denota-se uma tendência inversa à verificada na solução com laje fungiforme maciça, nomeadamente no que diz respeito à influência do aço no custo global da obra; para a solução fungiforme aligeirada temos, no caso real, uma percentagem inferior à verificada no vão 8×8 e 9×9, facto que poderá ser explicado pela maior altura útil verificada na laje estudada no presente capítulo.

8
CONCLUSÃO

Os custos de um sistema estrutural são quantificados tendo em conta alguns factores, tais como: consumo de materiais, mão-de-obra, tempos de execução, entre outros.

Importa referir que para a obtenção de uma avaliação mais completa dos valores totais da construção é necessário considerar as particularidades de cada sistema, bem como as suas implicações no processo global de construção. Se tivermos, por exemplo, dois pavimentos submetidos a exigências semelhantes, do ponto de vista do isolamento térmico, uma solução aligeirada com recurso a blocões de poliestireno expandido, apesar das pontes térmicas, incorrerá certamente menores encargos no seu isolamento que uma solução maciça, se pretendermos, por outro lado, uma maior qualidade no que respeita a sons aéreos a solução maciça apresenta uma maior qualidade inerente à estrutura.

Desta forma, se cada sistema estrutural tem as suas próprias características, através da indicação do tipo de utilização a que se destina, constata-se que não são apenas os custos dos materiais a determinar a eleição de uma solução em detrimento de outra. Deve-se, portanto, analisar com especial atenção situações que possam interferir ou até mesmo inviabilizar do ponto de vista económico a utilização de um sistema estrutural.

Em determinadas regiões, como por exemplo a região autónoma dos Açores, os custos inerentes ao transporte dos moldes plásticos recuperáveis, apresentam muitas vezes limitações no preço final da construção.

O presente trabalho apenas reflecte valores referentes ao material e mão-de-obra inerentes à construção das lajes e das suas vigas de bordadura, sendo que as comparações estabelecidas se limitam a essas variáveis.

Limitações do ponto de vista acústico, térmico, da segurança contra incêndios, da qualidade construtiva, como outros, devem também ser estudadas, de forma a melhor definir o custo de uma determinada solução construtiva no valor global de uma obra em detrimento de outra.

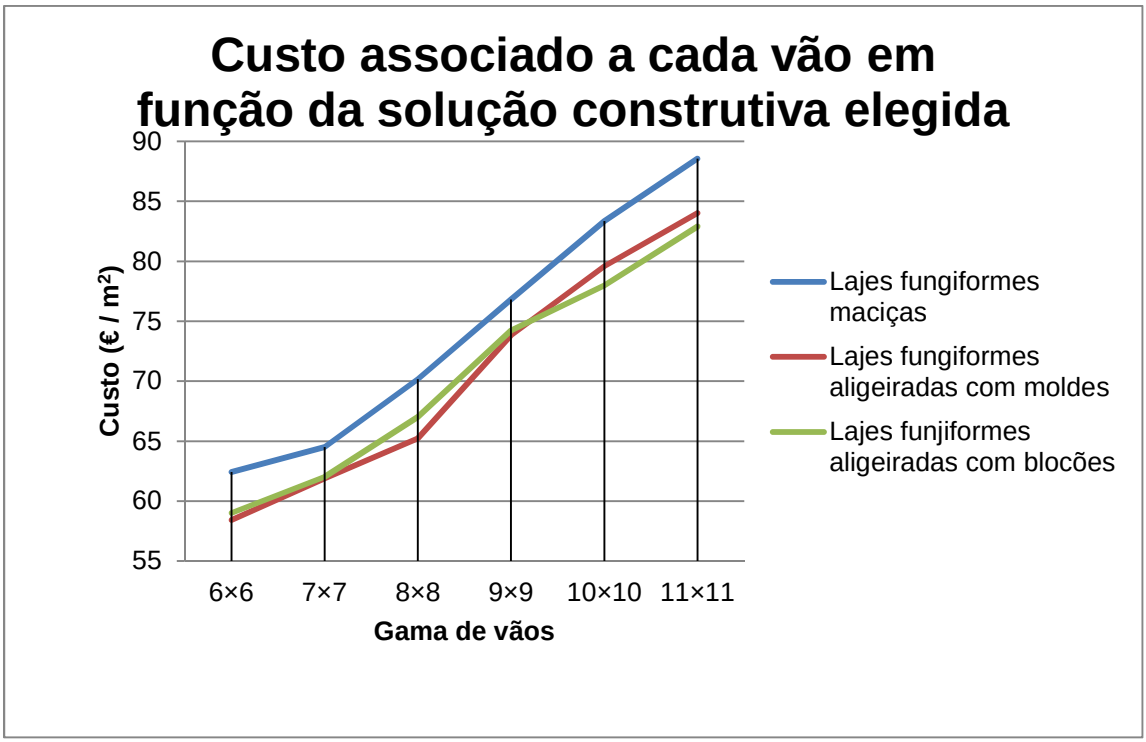


Figura 69 - Custo associado aos vãos estudados

Conclui-se que para todas as gamas de vãos estudadas, as lajes fungiformes maciças apresentam um custo ligeiramente superior às soluções aligeiradas. No que diz respeito às soluções aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis ou com blocões perdidos, constata-se que o seu custo é bastante semelhante para todos os vãos em causa, sendo que a solução mais económica varia de acordo com o respectivo vão.

Através da análise da *figura 69*, constata-se que para um vão até 9 metros, a solução mais barata é a aligeirada com moldes plásticos recuperáveis. Para maiores vãos, 10 e 11 metros, a laje mais económica passa a ser a aligeirada com blocões perdidos.

Analisando os resultados do capítulo 6, constata-se que o factor preponderante para a maior economia em soluções com blocões para os maiores vãos, é a redução da quantidade de betão em cerca de 15 e 14 m^3, nos vãos de 10 e 11 metros respectivamente. Esta diferença no volume de betão utilizado pode ser explicada pela largura das nervuras. Para a solução com moldes, a largura destas vai aumentando com o vão, por outro lado, nas lajes fungiformes com blocões a espessura das nervuras mantêm-se constante.

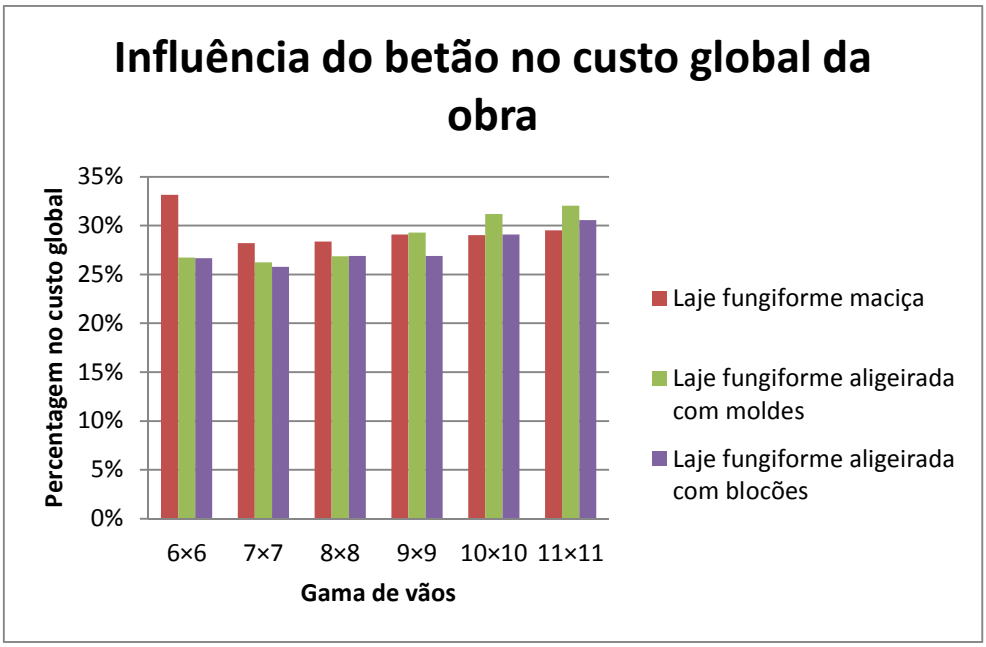


Figura 70 – Influência dos custos associados ao volume de betão utilizado no custo global da obra

Considerando o valor global calculado, verifica-se que a influência do betão neste valor, à excepção do vão 6×6, se mantêm relativamente constante para lajes fungiformes maciças independentemente da maior extensão do vão. No caso das soluções aligeiradas, tal não se verifica, crescendo a influência deste material no custo global da obra para maiores vãos. O resultado obtido para o vão de 6×6 é de fácil compreensão, uma vez que para esta solução construtiva não foram utilizados capitéis, conduzindo desta forma a um aumento na espessura da laje e consequentemente a uma maior influência do custo do betão, relativamente às restantes gamas de vãos, no valor global da obra.

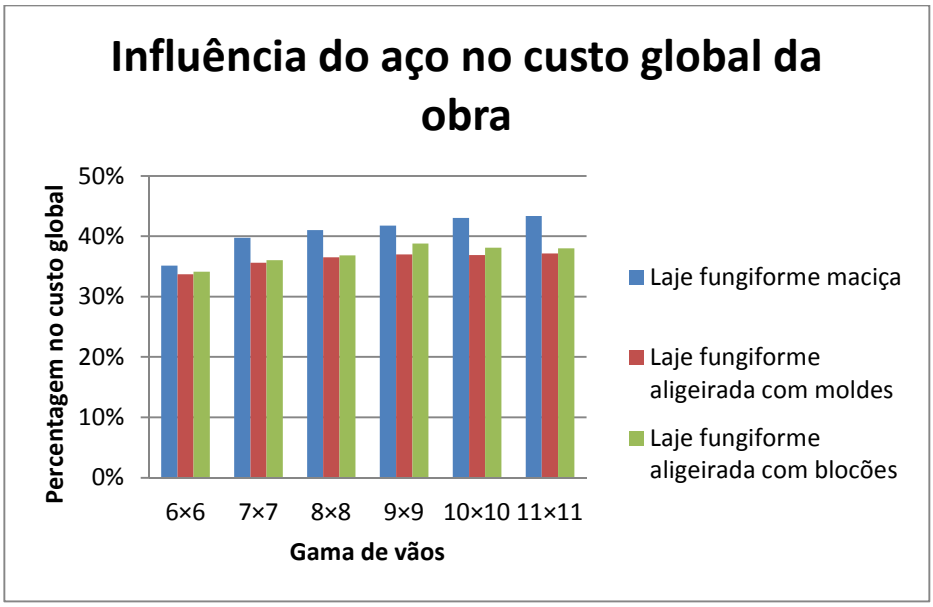


Figura 71 – Influência dos custos associados à utilização de aço no custo global da obra

No que se refere ao aço, a situação é inversa da anterior, a influência deste no custo global da solução cresce para lajes fungiformes maciças e mantêm-se relativamente constante nas aligeiradas independentemente do incremento no vão a vencer. Através da observação dos quadros apresentados no capítulo 6 é possível constatar-se a maior influência nos custos globais da mão-de-obra associada a este elemento em comparação com o betão.

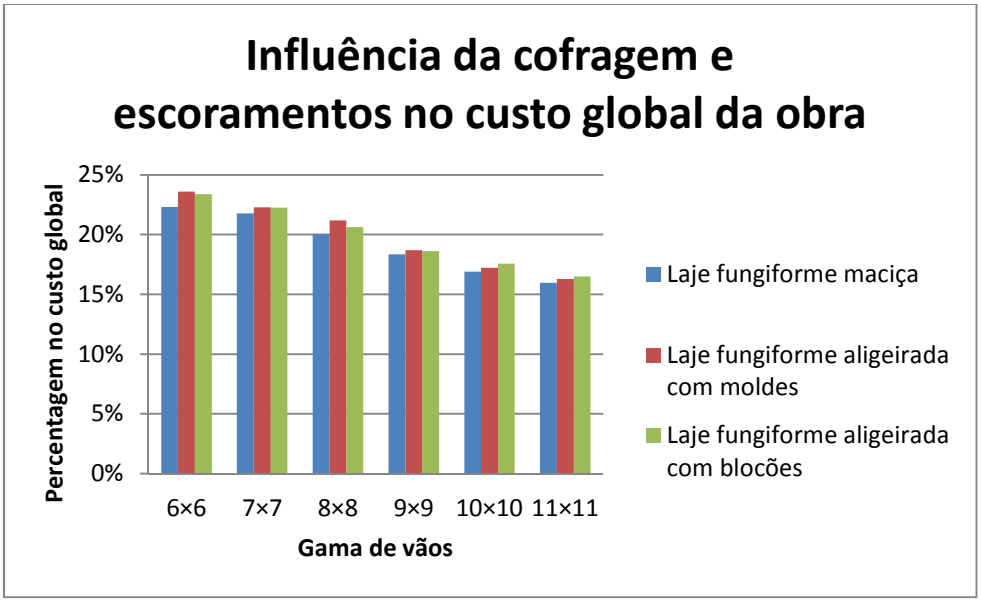


Figura 72 – Influência dos custos associados à cofragem e escoramentos no custo global da obra

A *figura 72* reflecte a grande influência da cofragem no preço por m^2 de laje, o que em muitos dos casos ultrapassou os 20 % do custo global. A adopção de um soalho contínuo nas soluções aligeiradas, por motivos de segurança, explica a diminuta variação entre o custo desta solução e da laje fungiforme maciça. À medida que o vão aumenta, por cada m^2 de cofragem existe mais volume de betão, daí se observe uma diluição da percentagem no custo global da obra com o aumento do vão.

Quadro 47 - Comparação de custos entre dois vãos e a aplicação do estudo a um caso real

	Custo da solução estrutural (€ / m^2)	
	Laje fungiforme maciça com capitéis	Laje fungiforme aligeirada com moldes
Laje 8×8	70,2	65,2
Laje 9×9	76,8	73,8
Aplicação a caso real	74,6	70,8

O *quadro 48* traduz os resultados obtidos nos capítulos anteriores relativos a custos totais associados a dois vãos tipo estudados e à aplicação ao caso real. Constata-se, que apesar da geometria irregular do

caso real estudado, com a existência de vãos que variam de 8,10m a 9,5m, a comparação do seu vão médio, 8,8m, com os casos tipo adjacentes reflectem valores bastante semelhantes.

Quadro 48 – Custo por m^2 de laje para cada variável considerada para o cálculo do valor global da estrutura

	Custo por m^2 de laje para cada variável considerada					
	Laje 8×8		Laje 9×9		Aplicação do estudo a um caso real	
	Laje fungiforme maciça	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Laje fungiforme maciça	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Laje fungiforme maciça	Laje fungiforme aligeirada com moldes
Betão	19,9	17,5	22,3	21,6	21,5	20,3
Aço	28,8	23,8	32,1	27,3	30,9	25,4
Mão-de-obra / Betão	1,2	1,0	1,3	1,3	1,2	1,2
Mão-de-obra / Aço	6,3	5,1	7,0	5,8	6,7	5,5
Cofragens e escoramentos	14,1	13,8	14,1	13,8	14,3	14,9
Aluguer de moldes	-	3,9	-	4,0	-	3,5

Contemplando o *quadro 49* verifica-se que para a aplicação do estudo ao caso real os valores de custo de cada variável por m^2, à excepção de cofragens e escoramento, estão compreendidos entre os resultados obtidos para as duas gamas de vãos adjacentes ao vão médio da estrutura real estudada, 8,8m. A excepção referida ficou a dever-se à existência de uma consola contínua de bordo em toda a extensão do edifício, facto não verificado na estrutura tipo da gama de vãos estudados.

Esta análise sustenta a possibilidade da realização de uma interpolação para estimativa do custo por m^2 em vãos médios compreendidos entre duas gamas de vãos.

Quadro 49 – Previsão de custo realizada por interpolação linear

	Valor calculado (€ / m^2)		Valor obtido por interpolação (€ / m^2)	
	Solução maciça	Solução aligeirada	Solução maciça	Solução aligeirada
Vão 8×8	70,2	65,2	-	-
Aplicação do estudo a um caso real	74,6	70,8	75,5	72,1
Vão 9×9	76,8	73,8	-	-

Comparando os valores obtidos no capítulo 7 do custo por m^2 respeitante à estrutura real com os obtidos por interpolação tendo em conta o seu vão médio, constatam-se valores bastante semelhantes. Para a solução maciça, a diferença entre custos cifrou-se em 0,9 € / m^2, o que corresponde a um desvio de 1,2%, enquanto que no caso da estrutura aligeirada a variação de custos foi de 1,3 € / m^2, 1,8% do preço calculado.

Assim sendo, torna-se viável pensar na interpolação associada ao estudo dos vãos tipo contemplados no presente trabalho no sentido de se efectuar um primeiro estudo económico.

Importa uma vez mais referir que os valores apresentados ao longo deste trabalho se restringem ao custo das variáveis inerentes à construção da parte estrutural da laje. Outros estudos económicos, nomeadamente ao nível do custo associado à necessidade de isolamento acústico, térmico e da segurança contra incêndios deverão ser realizados, por forma a, do ponto de vista global, optimizar economicamente a solução construtiva elegida.

BIBLIOGRAFIA

[1] Eurocódigo 2**: "***Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios"*, Norma Europeia EN 1992-1-1:2010.

[2] Martins, J. G., "*Lajes fungiformes em betão armado"*, UFP, Porto, 2009.

[3] Figueiras, J. A., "*Análise e dimensionamento de lajes fungiformes*", Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

[4] REBAP, "*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*", Decreto-Lei nº349c/83, Porto Editora, Porto, 1984.

[5] Carvalho, N., "*Metodologias de Análise de Lajes Fungiforme"*, Tese de mestrado, FEUP, Porto, 2008.

[6] Silva, M.A.F., "*Projecto e Construção de Lajes Nervuradas de Concreto Armado*", Dissertação, Mestrado em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

[7] Duarte, H. "*Aspectos da Análise Estrutural das Lajes de Edifícios de Concreto Armado*", Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 1998.

[8] Timoshenko, S.P.; Woinowsky-Krieger, S., "*Theory of plates and shell"*, McGraw- Hill Book Company, second Edition, 1959.

[9] Castro, M.S.L., "*Modelação de Lajes com elementos de Grelha*", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2002.

[10] Kennedy, G.; Goodchild, C. H., "Pratical Yield Line Design : "*An Introduction to the practical use of Yield Line Theory in the design of economic reinforced concrete slabs, including examples of design of flat slabs, raft foundations and refurbishment*", The Concrete Centre, September 2004.

[11] Eurocódigo 0**: "***Bases para o projecto de estruturas"*, Norma Europeia EN 1990:2009.

[12] A. Correia dos Reis, M. Frazão Farinha, J.P.Brazão Farinha: "*Tabelas técnicas*"**,** Edições Técnicas Lda, 2008.

[13] Eurocódigo 1**: "***Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais"*, Norma Europeia EN 1991-1-1:2009.

[14] Fonseca, M.S., "*Cursos sobre regras de medição na construção*", LNEC, Lisboa,2004.

[15] Lima, Y.D.C., "*Alternativas de sistemas de lajes para edifícios em aço: Um estudo comparativo*", Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

[16] Giroldo, L.C., "*Edifícios residenciais de múltiplos pisos: Análise comparativa de custos de sistemas estruturais em concreto para o pavimento tipo*", Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2007.

[17] Giroldo, L.C., "*Edifícios residenciais de múltiplos pisos: Análise comparativa de custos de sistemas estruturais em concreto para o pavimento tipo*", Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2007.

[18] Spohr, V.H., "*Análise comparativa: Sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas*", Universidade Federal do Santa Maria, Santa Maria, 2008.

[19] Henriques, A.A.R., "*Novos conceitos na análise e dimensionamento de estruturas de betão*", Instituto da Construção.

[20] Appleton, J. "*Lajes de betão aramado*", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

SOFTWARE UTILIZADO NA ELABORAÇÃO DO TRABALHO

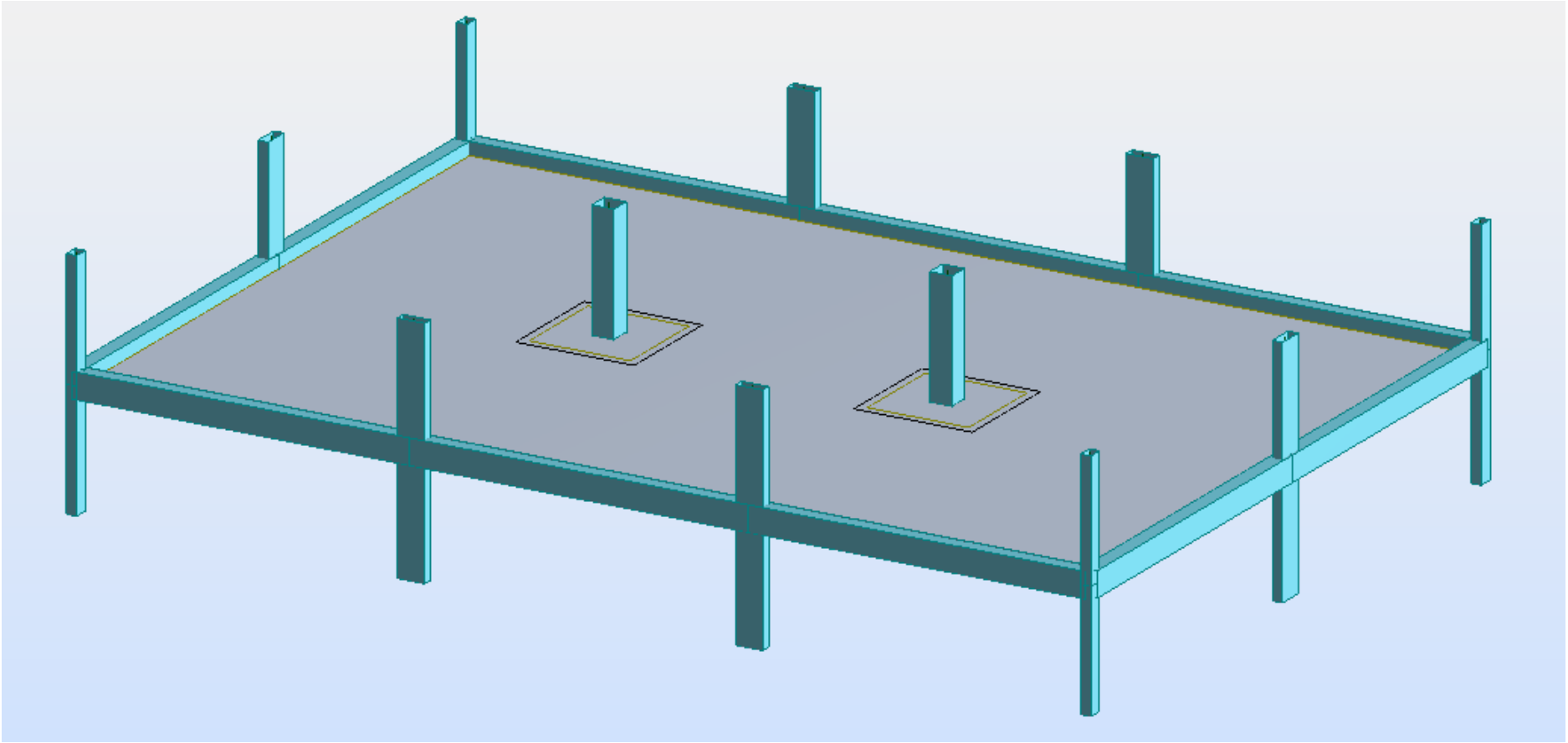
- Microsoft Excel 2010 - Tratamento de dados e apresentação gráfica;
- Microsoft Word 2010 – Redacção do relatório;
- Robot Millennium – Modelação das estruturas.

ANEXO 1

ESTRUTURA TIPO PARA APLICAÇÃO DO ESTUDO DE VÃOS

A.1.1. SISTEMA ESTRUTURAL ELEGIDO

A.1.1. Sistema estrutural elegido



ANEXO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

A.2.1.1. Caso A (Laje 6×6)

A.2.1.2. Caso B (Laje 7×7)

A.2.1.3. Caso C (Laje 8×8)

A.2.1.4. Caso D (Laje 9×9)

A.2.1.5. Caso E (Laje 10×10)

A.2.1.6. Caso F (Laje 11×11)

A.2.1.1. Pré-dimensionamento de pilares – Caso A (Laje 6×6)

	Lage				Vigas			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m		kN	m^2	m	m
Pilar												
P1	9,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	1565,4	0,064	0,25	0,30
P2	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P3	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P4	9,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	1565,4	0,064	0,25	0,30
P5	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P6	36,0	5,8	4,3	2,0	-	-	-	5	2984,6	0,123	0,35	0,35
P7	36,0	5,8	4,3	2,0	-	-	-	5	2984,6	0,123	0,35	0,35
P8	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P9	9,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	1565,4	0,064	0,25	0,30
P10	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P11	18,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	2311,6	0,095	0,30	0,35
P12	9,0	5,8	4,3	2,0	3,9	8,2	10,0	5	1565,4	0,064	0,25	0,30

A.2.1.2 Pré-dimensionamento de pilares – Caso B (Laje 7×7)

	Lage				Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar															
P1	12,3	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	1784,2	0,073	0,30	0,30
P2	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P3	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P4	12,3	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	1784,2	0,073	0,30	0,30
P5	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P6	43,0	4,8	4,3	2,0	-	-	-	6,0	6,8	4,3	5	3852,0	0,158	0,40	0,40
P7	43,0	4,8	4,3	2,0	-	-	-	6,0	6,8	4,3	5	3852,0	0,158	0,40	0,40
P8	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P9	12,3	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	1784,2	0,073	0,30	0,30
P10	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P11	24,5	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	2719,6	0,112	0,30	0,40
P12	12,3	4,8	4,3	2,0	4,4	8,2	10,0	-	-	-	5	1784,2	0,073	0,30	0,30

A.2.1.3 Pré-dimensionamento de pilares – Caso C (Laje 8×8)

	Lage				Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar															
P1	16,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2182,5	0,090	0,30	0,30
P2	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P3	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P4	16,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2182,5	0,090	0,30	0,30
P5	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P6	56,2	5,3	4,3	2,0	-	-	-	7,8	7,5	4,3	5	5255,1	0,216	0,50	0,50
P7	56,2	5,3	4,3	2,0	-	-	-	7,8	7,5	4,3	5	5255,1	0,216	0,50	0,50
P8	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P9	16,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2182,5	0,090	0,30	0,30
P10	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P11	32,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	3457,2	0,142	0,30	0,50
P12	16,0	5,3	4,3	2,0	5,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2182,5	0,090	0,30	0,30

A.2.1.4 Pré-dimensionamento de pilares – Caso D (Laje 9×9)

	Lage				Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar															
P1	20,3	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2725,9	0,112	0,30	0,40
P2	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P3	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P4	20,3	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2725,9	0,112	0,30	0,40
P5	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P6	71,2	5,8	4,3	2,0	-	-	-	9,8	8,8	4,2	5	6959,8	0,286	0,50	0,60
P7	71,2	5,8	4,3	2,0	-	-	-	9,8	8,8	4,2	5	6959,8	0,286	0,50	0,60
P8	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P9	20,3	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2725,9	0,112	0,30	0,40
P10	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P11	40,5	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	4404,7	0,181	0,30	0,60
P12	20,3	5,8	4,3	2,0	7,3	8,2	10,0	-	-	-	5	2725,9	0,112	0,30	0,40

A.2.1.5 Pré-dimensionamento de pilares – Caso E (Laje 10×10)

	Lage				Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar															
P1	25,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	3278,3	0,135	0,30	0,45
P2	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P3	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P4	25,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	3278,3	0,135	0,30	0,45
P5	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P6	87,8	6,3	4,3	2,0	-	-	-	12,3	10,8	4,2	5	9046,9	0,372	0,65	0,65
P7	87,8	6,3	4,3	2,0	-	-	-	12,3	10,8	4,2	5	9046,9	0,372	0,65	0,65
P8	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P9	25,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	3278,3	0,135	0,30	0,45
P10	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P11	50,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	5433,7	0,223	0,30	0,80
P12	25,0	6,3	4,3	2,0	8,4	8,2	10,0	-	-	-	5	3278,3	0,135	0,30	0,45

A.2.1.6 Pré-dimensionamento de pilares – Caso F (Laje 11×11)

	Lage				Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar															
P1	30,3	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	3904,9	0,160	0,30	0,55
P2	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P3	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P4	30,3	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	3904,9	0,160	0,30	0,55
P5	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P6	106,2	6,8	4,3	2,0	-	-	-	14,8	12,8	4,1	5	11484,9	0,472	0,70	0,70
P7	106,2	6,8	4,3	2,0	-	-	-	14,8	12,8	4,1	5	11484,9	0,472	0,70	0,70
P8	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P9	30,3	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	3904,9	0,160	0,30	0,55
P10	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P11	60,5	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	6610,8	0,271	0,45	0,65
P12	30,3	6,8	4,3	2,0	9,6	8,2	10,0	-	-	-	5	3904,9	0,160	0,30	0,55

ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM E SEM CAPITÉIS

A.3.1 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS

A.3.1.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.3.1.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.3.1.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10

A.3.1.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10

A.3.1.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10

A.3.1.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima

A.3.1.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.1.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.3.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS

A.3.2.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.3.2.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.2.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.3.2.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.3.2.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.2.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.3.2.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.3.2.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6

A.3.2.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10
A.3.2.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima
A.3.2.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6
A.3.2.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10
A.3.2.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima
A.3.2.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6
A.3.2.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10
A.3.2.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima
A.3.2.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6
A.3.2.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.3.3 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM LAJE
A.3.3.1 Caso A (Laje 6×6) – sem capitéis
A.3.3.2 Caso B (Laje 7×7) – com capitéis
A.3.3.3 Caso C (Laje 8×8) – com capitéis
A.3.3.4 Caso D (Laje 9×9) – com capitéis
A.3.3.5 Caso E (Laje 10×10) – com capitéis
A.3.3.6 Caso F (Laje 11×11) – com capitéis

A.3.4 VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

A.3.5 DESENHOS - ARMADURAS EM VIGAS
A.3.5.1 Caso A (Laje 6×6)
A.3.5.2 Caso B (Laje 7×7)
A.3.5.3 Caso C (Laje 8×8)
A.3.5.4 Caso D (Laje 9×9)
A.3.5.5 Caso E (Laje 10×10)
A.3.5.6 Caso F (Laje 11×11)

A.3.6 DESENHOS - ARMADURAS EM LAGES
A.3.6.1 Caso A (Laje 6×6) - Armadura superior da laje
A.3.6.2 Caso A (Laje 6×6) - Armadura inferior da laje
A.3.6.3 Caso B (Laje 7×7) - Armadura superior da laje

A.3.6.4 Caso B (Laje 7×7) - Armadura inferior da laje
A.3.6.5 Caso C (Laje 8×8) - Armadura superior da laje
A.3.6.6 Caso C (Laje 8×8) - Armadura inferior da laje
A.3.6.7 Caso D (Laje 9×9) - Armadura superior da laje
A.3.6.8 Caso D (Laje 9×9) - Armadura inferior da laje
A.3.6.9 Caso E (Laje 10×10) - Armadura superior da laje
A.3.6.10 Caso E (Laje 10×10) - Armadura inferior da laje
A.3.6.11 Caso F (Laje 11×11) - Armadura superior da laje
A.3.6.12 Caso F (Laje 11×11) - Armadura inferior da laje

A.3.1.1.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

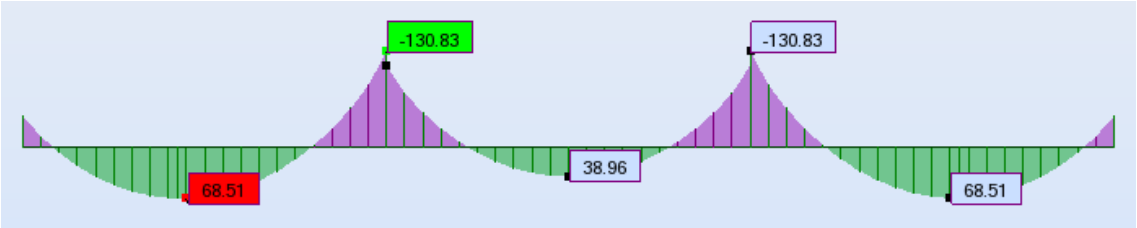
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
1,90	54,00

A.3.1.2.

Armadura longitudinal

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



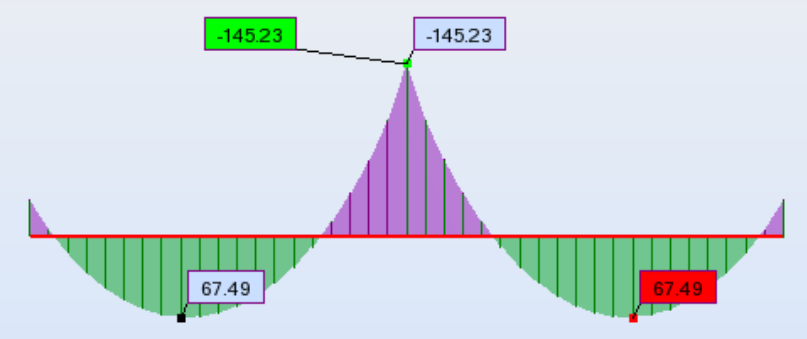
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	31,37	68,51	130,93	38,96	130,83	68,51	31,37
Msd´		78,79		44,80		78,79	
μ	0,030	0,074	0,124	0,042	0,124	0,074	0,030
Asc (cm^2/m)	1,77	4,63	8,05	2,56	8,05	4,63	1,77
Armadura	2ϕ12	3ϕ16	2ϕ20+2ϕ12	2ϕ16	2ϕ20+2ϕ12	3ϕ16	2ϕ12
As,eff (cm^2/m)	2,26	6,03	8,54	4,02	8,54	6,03	2,26

A.3.1.3.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	29,01	67,49	145,23	67,49	29,01
Msd´		77,61		77,61	
μ	0,027	0,073	0,137	0,073	0,027
Asc (cm^2/m)	1,63	4,56	9,04	4,56	1,63
Armadura	2ϕ16	3ϕ16	2ϕ16+2ϕ20	3ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	6,03	10,30	6,03	4,02

A.3.1.4.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

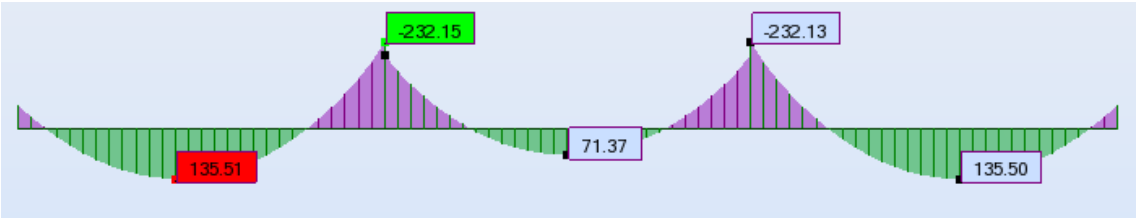
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
2,50	70,00

A.3.1.5.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



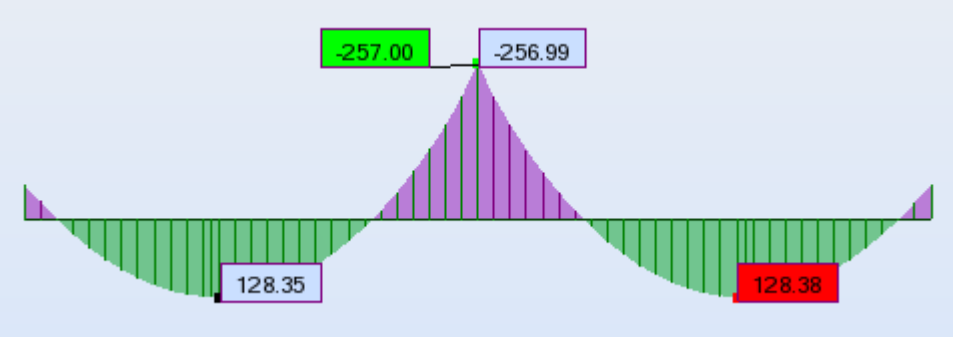
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	32,2	135,51	232,15	71,37	232,13	135,5	32,2
Msd´		155,84		82,08		155,83	
μ	0,021	0,101	0,150	0,053	0,150	0,101	0,021
Asc (cm^2/m)	1,61	8,39	13,06	4,23	13,06	8,39	1,61
Armadura	2ϕ16	3ϕ20	2ϕ16 + 3ϕ20	2ϕ20	2ϕ16 + 3ϕ20	3ϕ20	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	9,42	13,44	6,28	13,44	9,42	4,02

A.3.1.6.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	28,09	128,35	257,00	128,38	28,09
Msd´		147,60		147,64	
μ	0,018	0,095	0,166	0,095	0,018
Asc (cm^2/m)	1,40	7,91	14,66	7,91	1,40
Armadura	2ϕ20	4ϕ16	2ϕ25+2ϕ20	4ϕ16	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	8,04	16,10	8,04	6,28

A.3.1.7.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

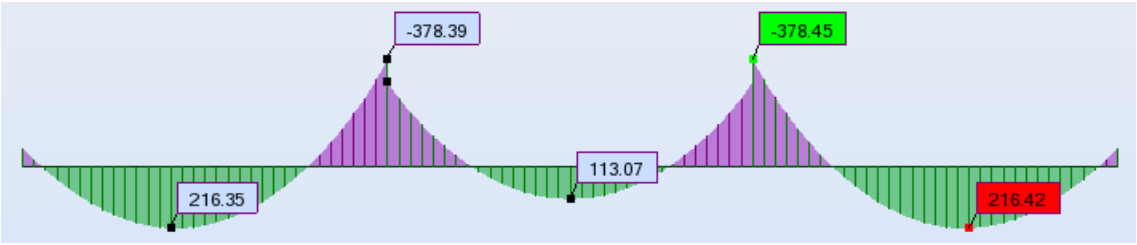
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
3,00	84,00

A.3.1.8.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



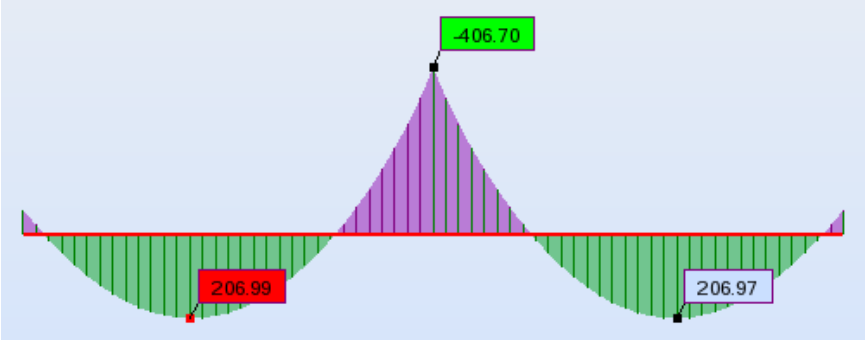
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	62,68	216,35	378,39	113,07	378,45	216,42	62,68
Msd´		248,80		130,03		248,88	
μ	0,028	0,109	0,166	0,057	0,166	0,109	0,028
Asc (cm^2/m)	2,60	11,13	17,80	5,54	17,80	11,13	2,60
Armadura	2ϕ16	4ϕ20	2ϕ16 + 3ϕ25	2ϕ20	2ϕ16 + 3ϕ25	4ϕ20	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	12,57	18,75	6,28	18,75	12,57	4,02

A.3.1.9.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	57,35	206,99	406,70	206,97	57,35
Msd´		238,04		238,02	
μ	0,025	0,105	0,179	0,105	0,025
Asc (cm^2/m)	2,37	10,61	19,34	10,61	2,37
Armadura	2ϕ20	4ϕ20	3ϕ25+2ϕ20	4ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	12,57	21,01	12,57	6,28

A.3.1.10.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

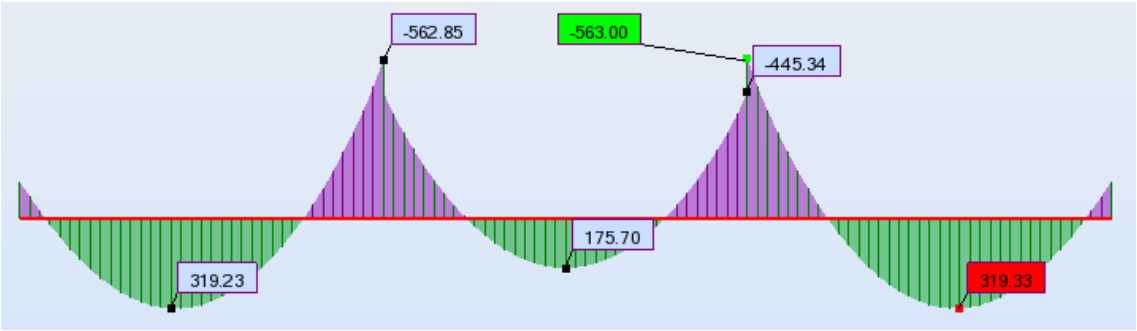
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,20	117

A.3.1.11.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	129,32	319,23	562,85	175,70	563,00	319,33	129,32
Msd´		367,11		202,06		367,23	
μ	0,037	0,106	0,163	0,058	0,163	0,106	0,037
Asc (cm^2/m)	4,97	15,06	24,26	7,93	24,27	15,06	4,97
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	4ϕ25 + 2ϕ20	3ϕ20	4ϕ25 + 2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	25,91	9,42	25,91	15,71	6,28

A.3.1.12.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	56,52	325,68	628,75	325,5	56,52
Msd´		374,53		374,33	
μ	0,016	0,108	0,182	0,108	0,016
Asc (cm^2/m)	2,13	15,39	27,55	15,39	2,13
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	3ϕ32+2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	30,41	15,71	6,28

A.3.1.13.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

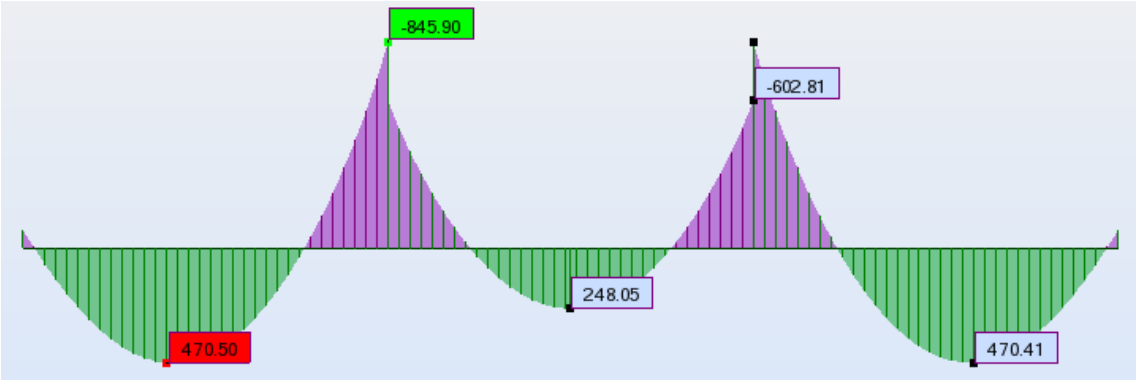
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,89	135,00

A.3.1.14.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



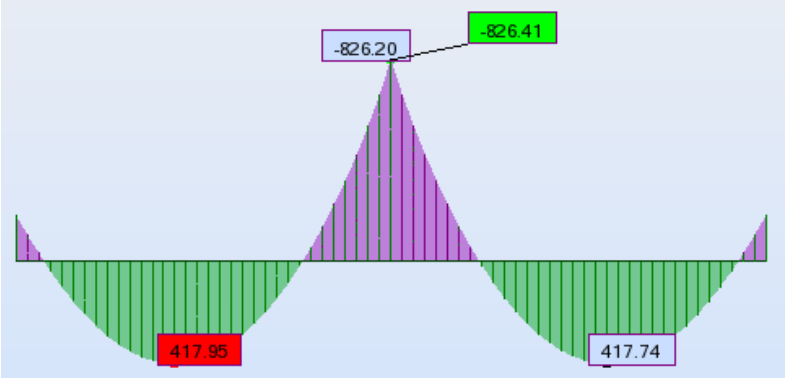
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	71,81	470,50	845,90	248,05	845,77	470,41	71,81
Msd´		541,08		285,26		540,97	
μ	0,015	0,116	0,181	0,061	0,181	0,116	0,015
Asc (cm^2/m)	2,33	19,28	31,91	9,66	31,91	19,28	2,33
Armadura	3ϕ20	4ϕ25	3ϕ32+3ϕ20	2ϕ25	3ϕ32+3ϕ20	4ϕ25	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	9,42	19,63	33,45	9,82	33,45	19,63	9,42

A.3.1.15.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	188,16	417,95	826,41	417,74	188,26
Msd´		480,64		480,40	
μ	0,040	0,103	0,177	0,103	0,040
Asc (cm^2/m)	6,25	16,93	31,06	16,92	6,25
Armadura	3ϕ20	2ϕ25 + ϕ32	3ϕ32+3ϕ20	2ϕ25 + ϕ32	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	9,42	17,86	33,45	17,86	9,42

A.3.1.16.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

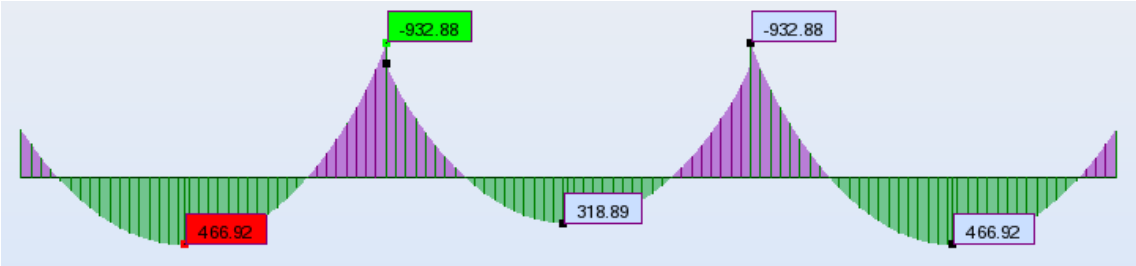
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
5,56	153,00

A.3.1.17.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	330,30	466,92	932,88	318,89	932,88	466,92	330,30
Msd´		536,96		366,72		536,96	
μ	0,055	0,089	0,154	0,061	0,154	0,089	0,055
Asc (cm^2/m)	9,77	16,39	30,18	10,90	30,18	16,39	9,77
Armadura	2ϕ25	6ϕ20	2ϕ25+3ϕ32	4ϕ20	2ϕ25+3ϕ32	6ϕ20	2ϕ25
As,eff (cm^2/m)	9,82	18,85	33,95	12,57	33,95	18,85	9,82

A.3.1.18.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	108,07	513,46	1073,75	513,41	108,07
Msd´		590,48		590,42	
μ	0,018	0,098	0,177	0,098	0,018
Asc (cm^2/m)	3,084	18,17	35,443	18,17	3,084
Armadura	2ϕ16	4ϕ25	4ϕ32 +2ϕ16	4ϕ25	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	19,63	36,98	19,63	4,02

A.3.2.1.

Armadura de esforço transverso

Vigas - Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

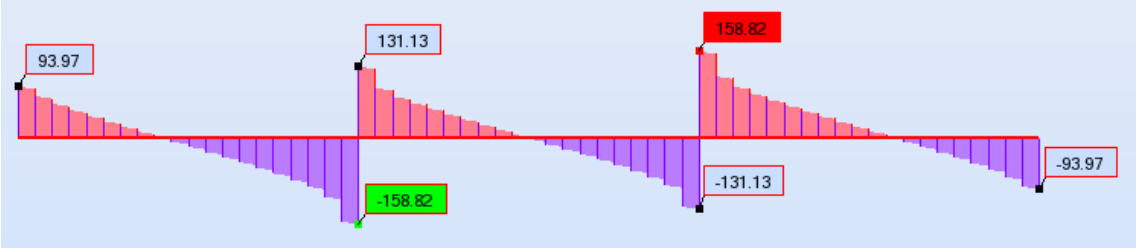
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,31
$S_{t,max}$ (m)	0,31
$(A_{sw}/s)min$	2,63
Armadura	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,80
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	167,94
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	469,24
$V_{rd,s}$ (kN)	115,10

A.3.2.2.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m - 5,3m	5,3m – 5,825m	0,175m - 0,7m	0,7m - 5,3m	5,3m – 5,825m	0,175m - 0,7m	0,7m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	158,82	131,13	< 115,10	131,13	158,82	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	3,86	3,19	Aswmin	3,19	3,86	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,8	4,04	4,04	2,8	4,04	4,04	2,8

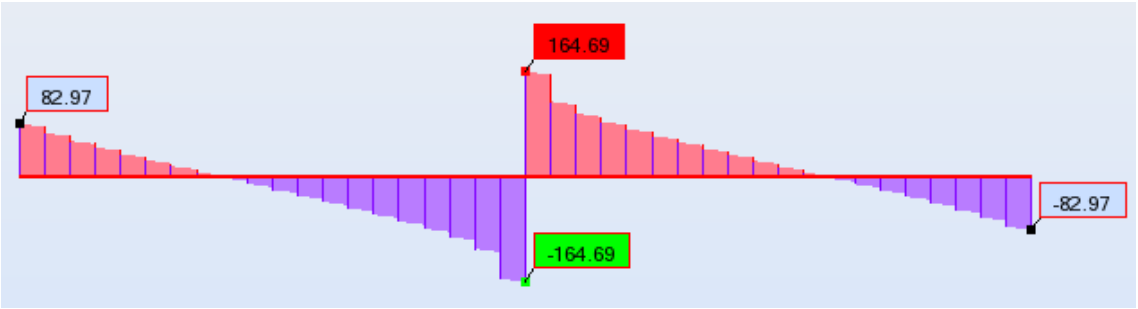
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.3.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 5,1m	5,1m – 5,825m	0,175m - 0,9m	0,9m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	164,69	164,69	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,01	4,01	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,8	4,04	4,04	2,8

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.4.

Armadura de esforço transverso

Vigas - Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

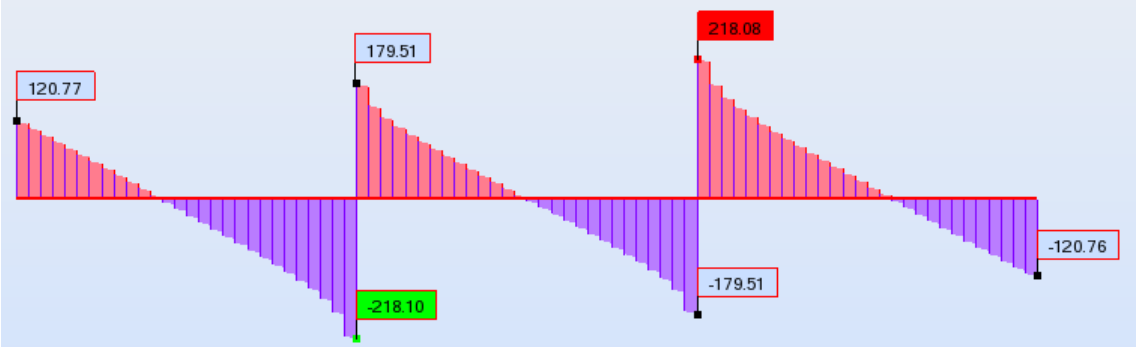
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,35
$S_{t,max}$ (m)	0,35
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	167,94
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	612,62
$V_{rd,s}$ (kN)	154,87

A.3.2.5.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m – 6,1m	6,1m – 6,825m	0,175m - 0,9m	0,9m - 6,1m	6,1m – 6,825m	0,175m - 0,9m	0,9m – 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	218,10	179,51	< 154,87	179,51	218,08	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,74	3,91	Aswmin	3, 91	4,74	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,05	5,05	3,37	5,05	5,05	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.6.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 5,8m	5,8m – 6,825m	0,175m – 1,2m	1,2m – 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	223,81	223,83	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,87	4,87	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,05	5,05	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.7.

Armadura de esforço transverso

Vigas - Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

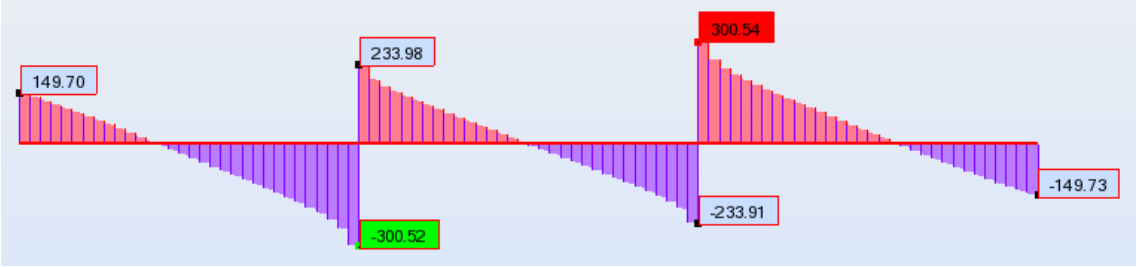
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,43
$S_{t,max}$ (m)	0,43
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	302,90
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	742,96
$V_{rd,s}$ (kN)	187,82

A.3.2.8.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m – 6,6m	6,6m – 7,75m	0,25m – 1,4m	1,4m - 6,6m	6,6m – 7,75m	0,25m - 1,4m	1,4m – 7,75m
Vrd (kN)	< 187,82	300,52	233,98	< 187,82	233,91	300,54	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,39	4,20	Aswmin	4,20	5,39	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37	5,77	5,77	3,37

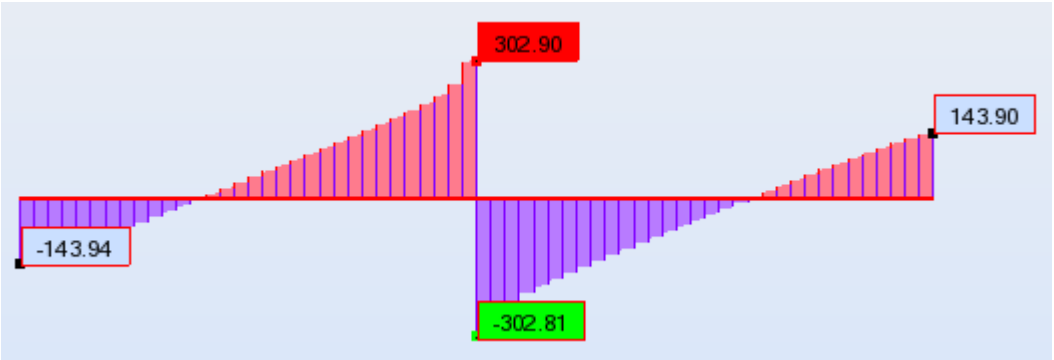
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.9.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m – 6,3m	6,3m – 7,75m	0,25m – 1,7m	1,7m – 7,75m
Vrd (kN)	< 187,82	302,90	302,81	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,43	5,43	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.10.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

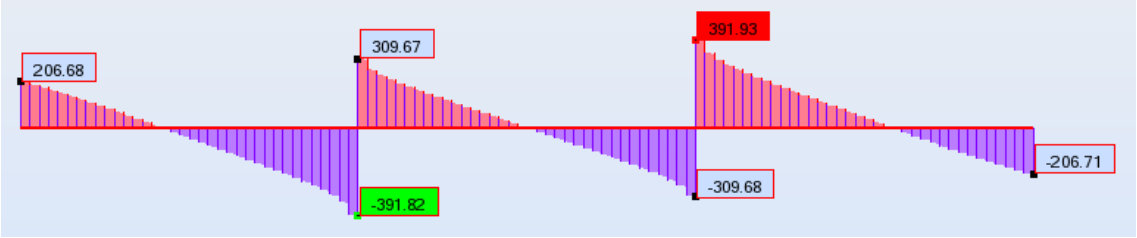
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,46
$S_{t,max}$ (m)	0,46
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	302,90
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1039,03
$V_{rd,s}$ (kN)	245,15

A.3.2.11.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,2m – 7,3m	7,3m – 8,7m	0,3m – 1,7m	1,7m - 7,3m	7,3m – 8,7m	0,3m - 1,7m	1,7m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	391,82	309,67	< 245,15	309,68	391,93	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,46	5,11	Aswmin	5,11	6,46	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08	6,73	6,73	4,08

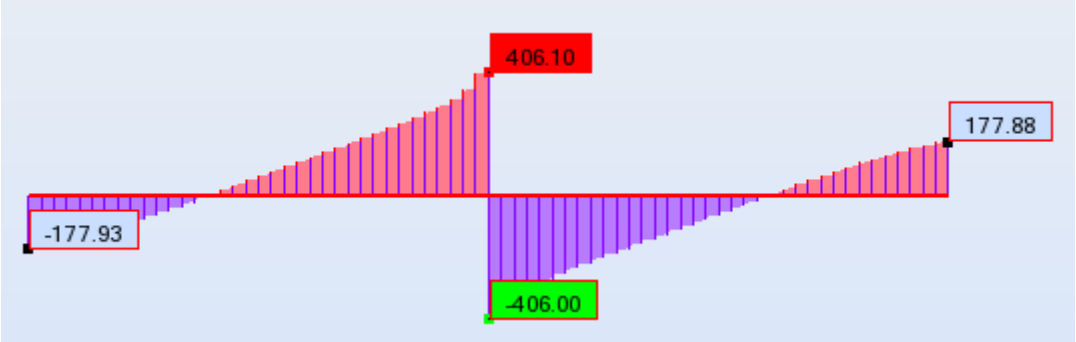
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.12.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,2m – 6,9m	6,9m – 8,7m	0,3m – 2,1m	2,1m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	406,10	406,00	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,70	6,70	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.13.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

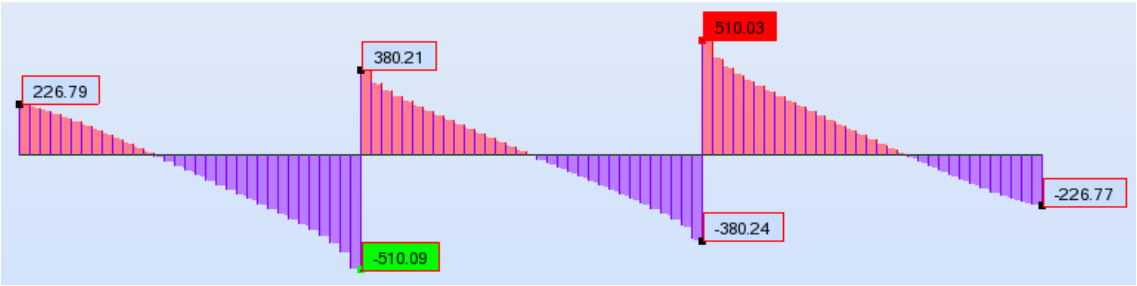
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,54
$S_{t,max}$ (m)	0,54
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	510,03
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1206,62
$V_{rd,s}$ (kN)	284,69

A.3.2.14.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,225m – 7,9m	7,9m – 9,6m	0,4m – 2,1m	2,1m – 7,9m	7,9m – 9,6m	0,4 m – 2,1m	2,1m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	510,09	380,21	< 284,69	380,24	510,03	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,24	5,40	Aswmin	5,40	7,24	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

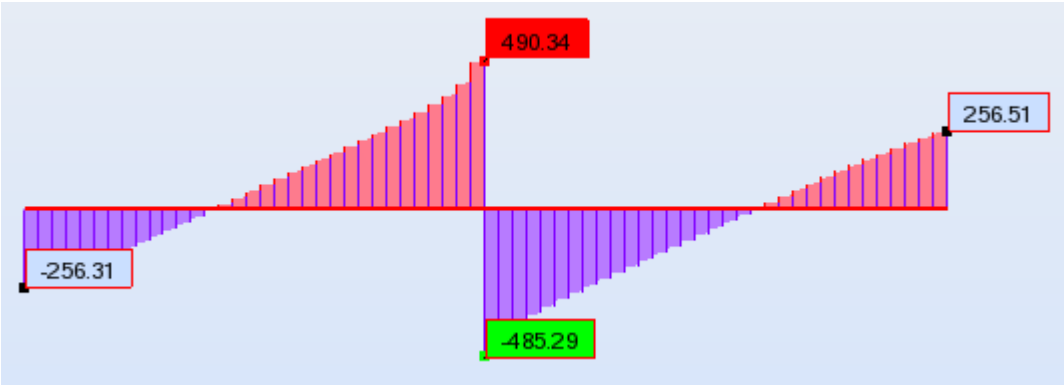
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.15.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,225m – 7,6m	7,6m – 9,6m	0,4m – 2,4m	2,4m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	490,34	485,29	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,96	6,89	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.16.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

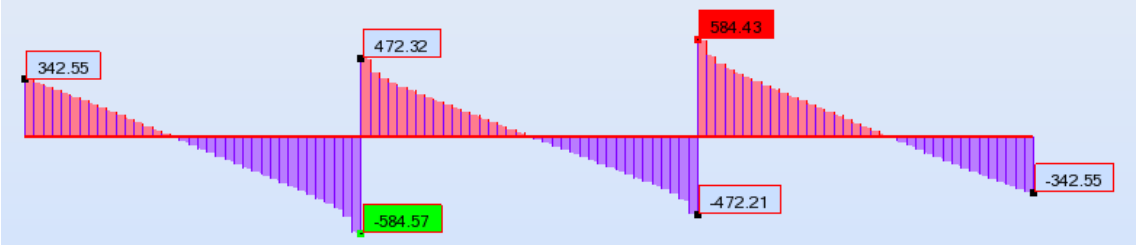
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,61
$S_{t,max}$ (m)	0,61
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	623,42
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1374,20
$V_{rd,s}$ (kN)	324,24

A.3.2.17.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,275m – 8,2m	8,2m – 10,675m	0,325m - 2,8m	2,8m - 8,2m	8,2m – 10,675m	0,325m – 2,8m	2,8m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	584,57	472,32	< 324,24	472,21	584,43	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,29	5,89	Aswmin	5,89	7,29	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

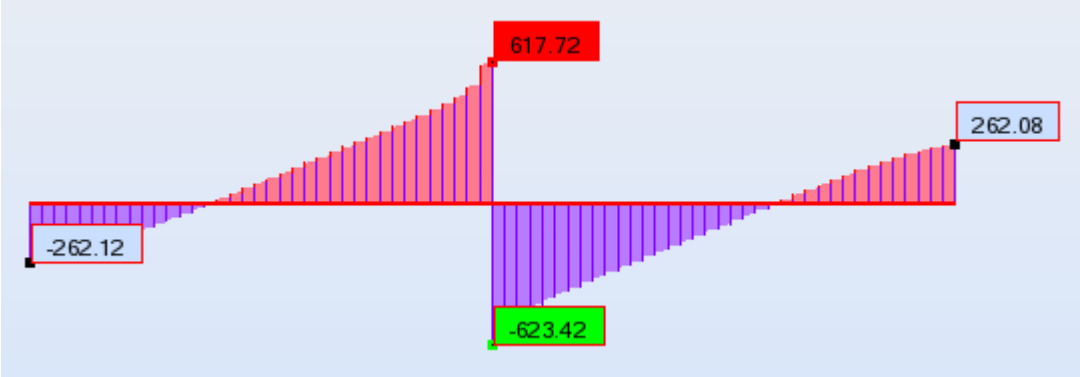
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.2.18.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,275m – 8,1m	8,1m – 10,675m	0,325m – 2,9m	2,9m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	617,72	623,42	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,70	7,77	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.3.3.1.

Armadura longitudinal - Laje

Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,20

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,02
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	92,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	13,34

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	46,43	43,34	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	53,40	49,84	-	-	-	-
μ	0,067	0,06	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	6,55	6,09	-	-	-	-
Armadura	ϕ10//.10	ϕ10//.10	ϕ12//.20	ϕ12//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	7,85	7,85	6,45	7,54	13,50	13,50

	Momento negativo	
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)	
	Direcção X (“Cuts”)	Direcção Y (“Cuts”)
	P6, P7	P6, P7
Integral (kN.m/m)	305,47	244,69
$L_{"cut"}$ (m)	3,00	3,00
Msd (kN.m)	101,82	81,56
μ	0,127	0,102
Asc (cm^2/m)	13,19	10,33
Armadura	ϕ12//.20 + ϕ16//.20	ϕ12//.10
As,eff (cm^2/m)	15,70	11,31

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço.

A.3.3.2.

Armadura longitudinal

Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,16
$d_{Capitel}$ (m)	0,24

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	2,41
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	76,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	11,02

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	46,18	44,61	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	53,11	51,30	-	-	-	-
μ	0,104	0,100	-	-	-	-
Asc (cm2/m)	8,42	8,11	-	-	-	-
Armadura	ϕ12//.125	ϕ12//.125	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	9,05	9,05	3,93	3,93	12,97	12,97

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção X (“Cuts”)			Direcção Y (“Cuts”)		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P6, P7
Integral (kN.m/m)	507,28	148,96	40,31	525,45	134,49	46,79
$L_{"cut"}$ (m)	2,45	2,45	1,225	2,45	2,45	1,225
Msd (kN.m)	207,05	60,80	32,91	214,47	54,89	38,20
μ	0,180	0,119	0,064	0,186	0,107	0,075
Asc (cm^2/m)	23,40	9,78	5,04	24,37	8,74	5,90
Armadura	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20	ϕ10//.20+ ϕ12//.20	ϕ10//.10
As,eff (cm^2/m)	24,03	13,98	7,85	25,76	9,58	7,85

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço.

A.3.3.2.

Armadura longitudinal

Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,18
$d_{Capitel}$ (m)	0,27

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	2,72
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	84,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	12,18

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	62,92	60,97	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	72,36	70,12	-	-	-	-
μ	0,112	0,108	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	10,27	9,93	-	-	-	-
Armadura	ϕ12//.10	ϕ16//.20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	11,30	10,05	3,93	3,93	15,23	13,98

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção X (“Cuts”)			Direcção Y (“Cuts”)		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P5, P8
Integral (kN.m/m)	775,58	235,52	61,33	825,22	214,83	70,32
$L_{"cut"}$ (m)	2,80	2,80	1,40	2,80	2,80	1,40
Msd (kN.m)	276,99	84,11	43,81	294,72	76,73	50,23
μ	0,190	0,130	0,068	0,202	0,118	0,078
Asc (cm^2/m)	28,07	12,14	5,98	30,17	10,96	6,92
Armadura	ϕ10//.20+ ϕ25//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20+ 2ϕ20//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10
As,eff (cm^2/m)	28,47	13,98	7,85	35,35	13,98	7,86

.

A.3.3.3.

Armadura longitudinal

Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,20
$d_{Capitel}$ (m)	0,32

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,02
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	92,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	13,34

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	80,28	79,20	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	92,33	91,08	-	-	-	-
μ	0,115	0,114	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	11,84	11,66	-	-	-	-
Armadura	ϕ16//.165	ϕ16//.165	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	12,18	12,18	3,93	3,93	16,11	16,11

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção X (“Cuts”)			Direcção Y (“Cuts”)		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P5, P8
Integral (kN.m/m)	1234,89	312,91	75,21	1293,15	283,58	87,80
$L_{"cut"}$ (m)	3,13	3,13	1,565	3,13	3,13	1,565
Msd (kN.m)	394,53	99,97	48,06	413,15	90,60	56,10
μ	0,193	0,125	0,060	0,202	0,113	0,070
Asc (cm^2/m)	33,81	12,93	5,86	35,67	11,60	6,91
Armadura	ϕ10//.20+ 2ϕ20//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20+ 2ϕ20//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10
As,eff (cm^2/m)	35,35	13,98	7,85	35,35	13,98	7,86

A.3.3.4.

Armadura longitudinal

Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,22
$d_{Capitel}$ (m)	0,40

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,32
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	100,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	14,50

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	99,72	96,99	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	114,68	111,54	-	-	-	-
μ	0,118	0,115	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	13,41	13,00	-	-	-	-
Armadura	ϕ16//.15	ϕ16//.15	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	13,40	13,40	3,93	3,93	17,33	17,33

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção X (“Cuts”)			Direcção Y (“Cuts”)		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P5, P8
Integral (kN.m/m)	1932,67	432,70	108,40	2013,62	399,18	120,97
$L_{"cut"}$ (m)	3,50	3,50	1,75	3,50	3,50	1,75
Msd (kN.m)	552,19	123,63	61,94	575,32	114,05	69,13
μ	0,173	0,128	0,064	0,180	0,118	0,071
Asc (cm^2/m)	37,10	14,57	6,89	39,01	13,33	7,74
Armadura	ϕ10//.20+ (ϕ25+ϕ16)//.20	ϕ10//.20+ 2ϕ12//.20	ϕ10//.10	ϕ12//.20+ ϕ32//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20	ϕ10//.10
As,eff (cm^2/m)	38,52	15,24	7,86	44,14	13,98	7,86

A.3.3.5.

Armadura longitudinal

Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,24
$d_{Capitel}$ (m)	0,48

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,62
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	108,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	15,66

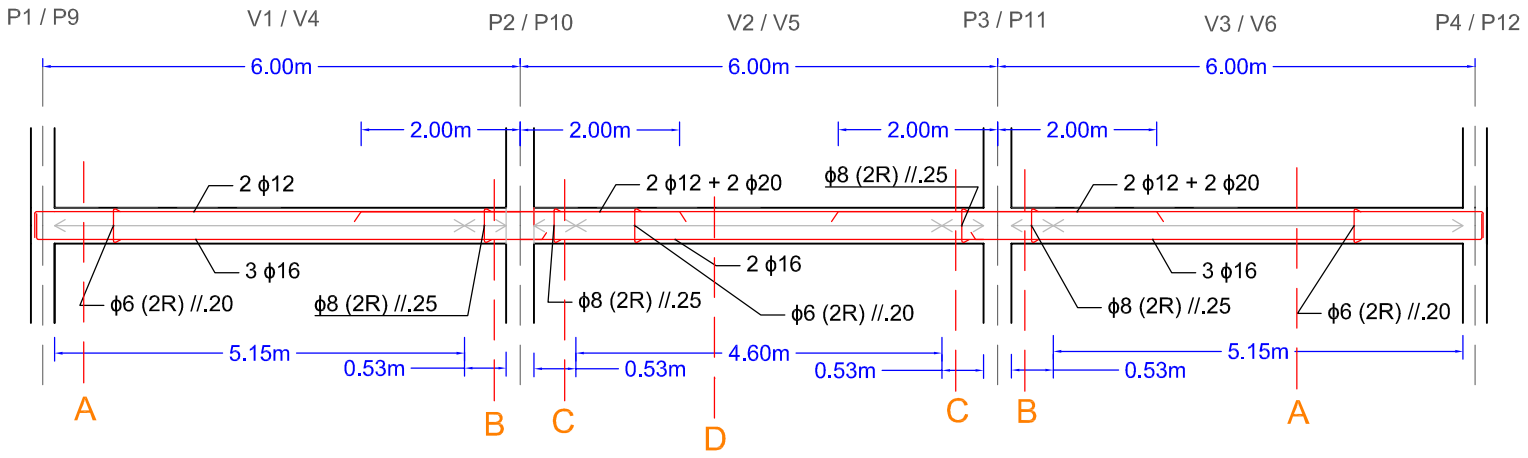
	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	114,12	113,15	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	131,24	130,13	-	-	-	-
μ	0,114	0,113	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	14,01	13,88	-	-	-	-
Armadura	ϕ20//.20	ϕ20//.20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	15,71	15,71	3,93	3,93	19,64	19,64

	Momento negativo					
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)					
	Direcção X (“Cuts”)			Direcção Y (“Cuts”)		
	P6, P7	P5, P8	P2, P3, P10, P11	P6, P7	P2, P3, P10, P11	P5, P8
Integral (kN.m/m)	2677,42	734,55	160,32	2795,47	681,23	190,15
$L_{"cut"}$ (m)	3,85	3,85	1,925	3,85	3,85	1,925
Msd (kN.m)	695,43	190,79	83,28	726,10	176,94	98,78
μ	0,151	0,166	0,072	0,158	0,154	0,086
Asc (cm^2/m)	38,34	21,31	8,56	40,26	19,55	10,28
Armadura	ϕ10//.20+ (ϕ25+ϕ16)//.20	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20	ϕ10//.20+ ϕ12//.20	ϕ10//.20+ ϕ32//.20	ϕ10//.20+ ϕ20//.20	ϕ10//.20+ ϕ16//.20
As,eff (cm^2/m)	38,52	24,04	9,58	44,14	19,64	13,98

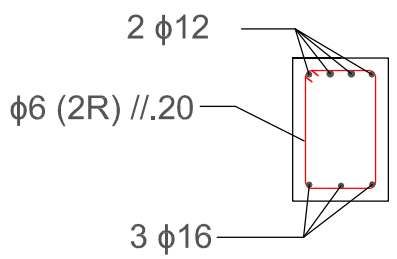
A.4.4 Verificação ao punçoamento

		Lajes fungiformes maciças											
		6x6		7x7		8x8		9x9		10x10		11x11	
	Pilar	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7
Armadura superior	Asx (cm^2) / m	15,70	15,70	24,03	24,03	28,47	28,47	35,35	35,35	38,52	38,52	38,52	38,52
	Asy (cm^2) / m	11,30	11,30	24,03	24,03	35,35	35,35	35,35	35,35	44,14	44,14	44,14	44,14
ved (kN)		755,15	755,15	968,25	968,25	1330,35	1330,35	1758,65	1758,65	2377,62	2377,62	3004,30	3004,30
b (m)		0,35	0,35	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50	0,65	0,65	0,70	0,70
d (m)		0,200	0,200	0,240	0,240	0,270	0,270	0,320	0,320	0,400	0,400	0,480	0,480
uo (m)		1,40	1,40	1,60	1,60	2,00	2,00	2,00	2,00	2,60	2,60	2,80	2,80
u1 (m)		3,91	3,91	4,62	4,62	5,39	5,39	6,02	6,02	7,63	7,63	8,83	8,83
Vrdc,max (kN)		5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280
VEd (kN) u0		3102	3102	2900	2900	2833	2833	3160	3160	2629	2629	2571	2571
VEd (u0) < Vrdc,max		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vmin (kN)		542	542	507	507	486	486	459	459	428	428	405	405
vrdc (kN)		651	651	714	714	732	732	690	690	643	643	583	583
Vmin < Vrdc		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vrd,c (kN)		509,51	509,51	790,99	790,99	1065,86	1065,86	1329,49	1329,49	1961,55	1961,55	2471,51	2471,51
		KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO
Asw (cm^2) /m		8,89	8,89	12,11	12,11	16,72	16,72	23,07	23,07	25,9	25,9	31,08	31,08

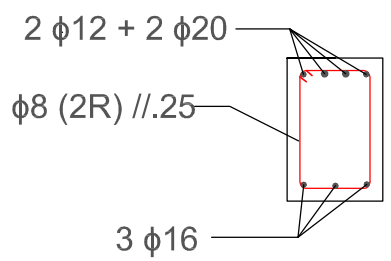
A.3.5.1



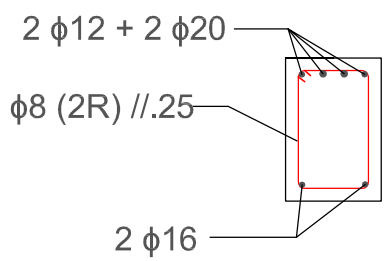
Escala 1:100



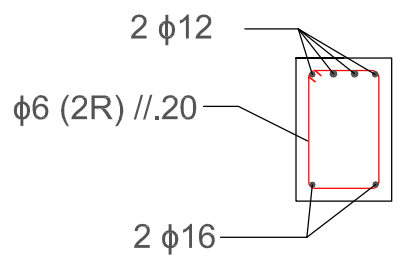
A	Escala 1:25



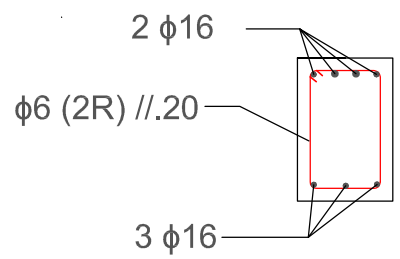
B	Escala 1:25



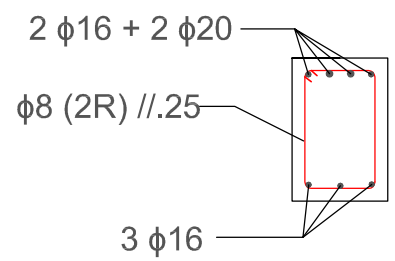
C	Escala 1:25



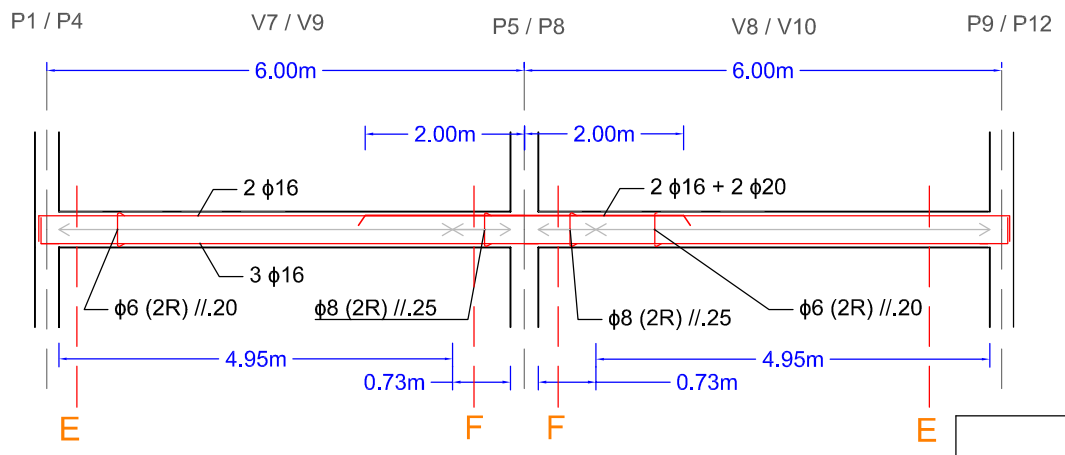
D	Escala 1:25



E	Escala 1:25



F	Escala 1:25



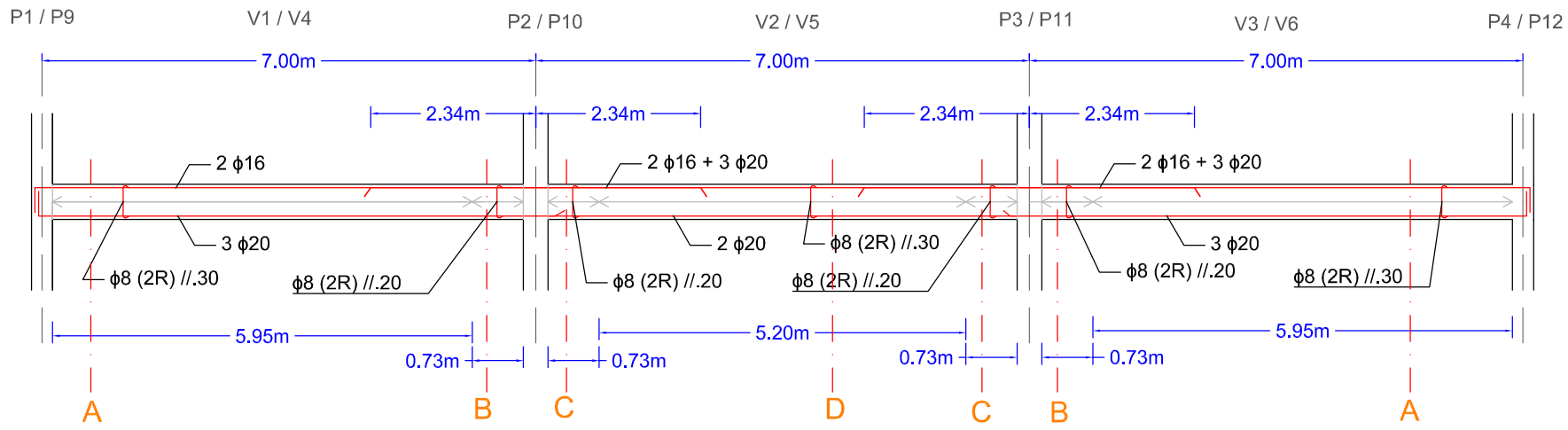
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

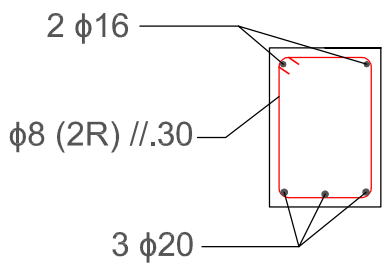
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.1	Laje fungiforme maciça sem capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

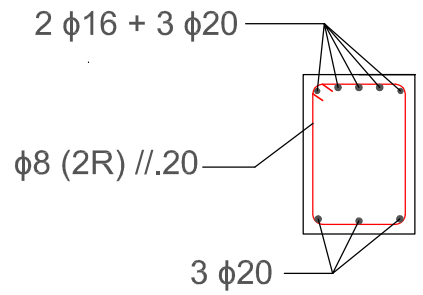
A.3.5.2



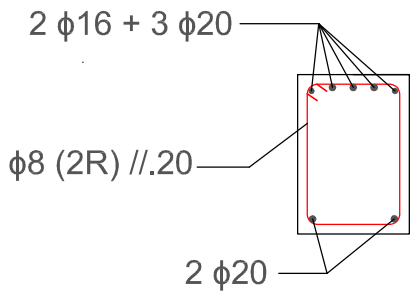
Escala 1:100



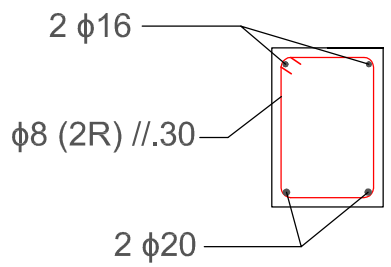
A | Escala 1:25



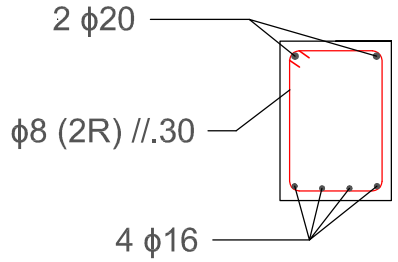
B | Escala 1:25



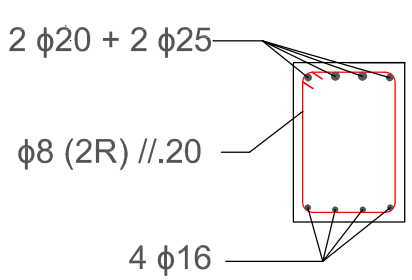
C | Escala 1:25



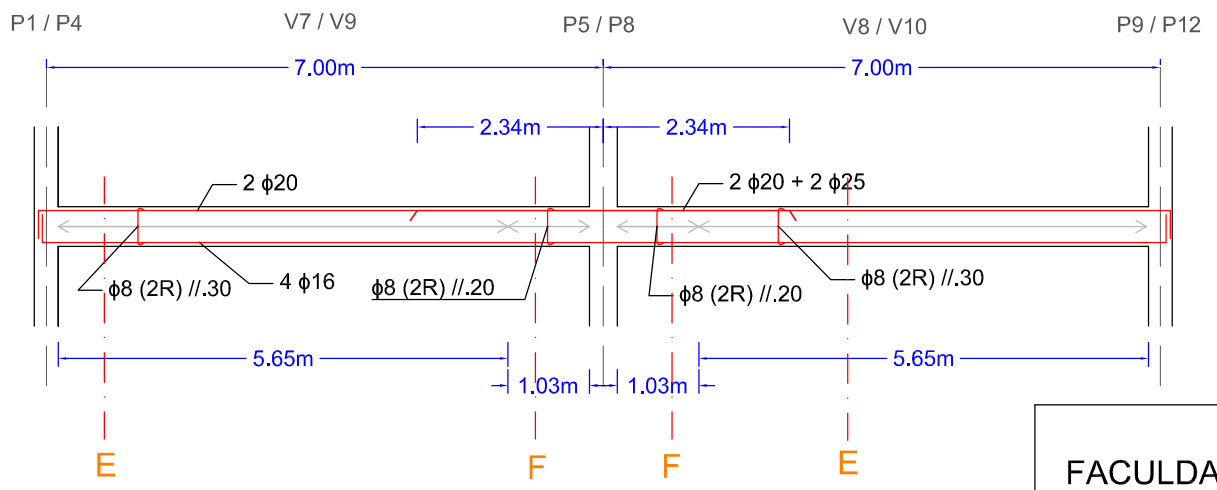
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



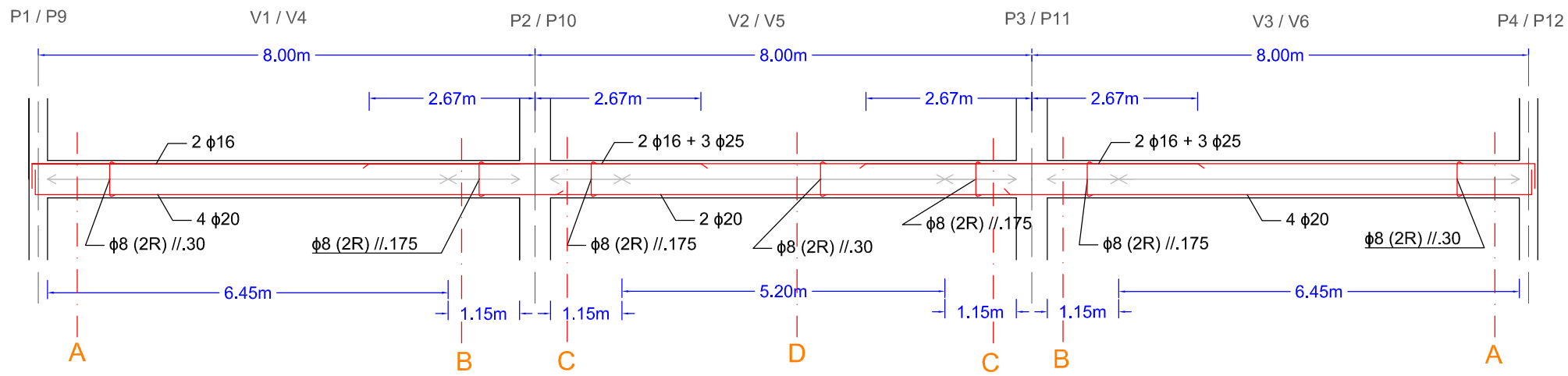
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

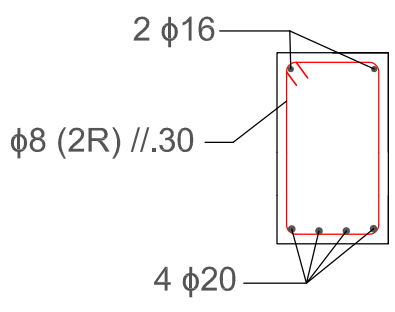
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.2	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

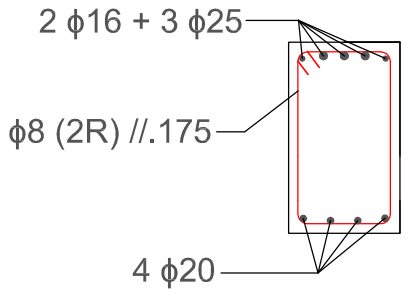
A.3.5.3



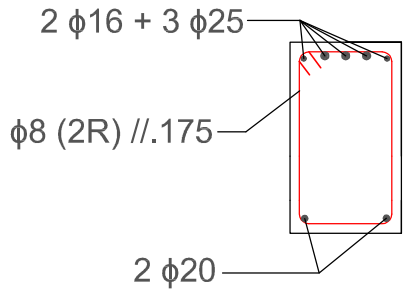
Escala 1:100



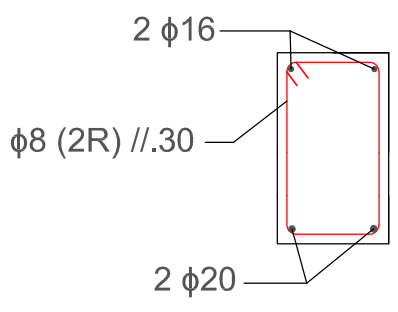
A | Escala 1:25



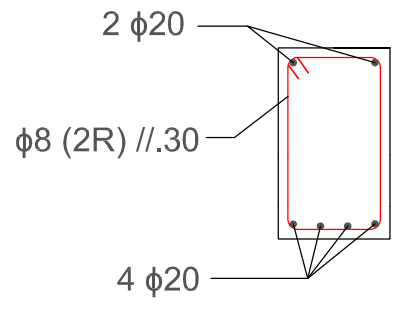
B | Escala 1:25



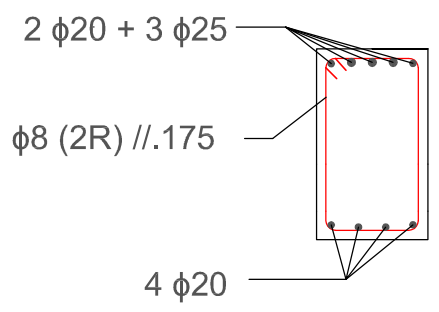
C | Escala 1:25



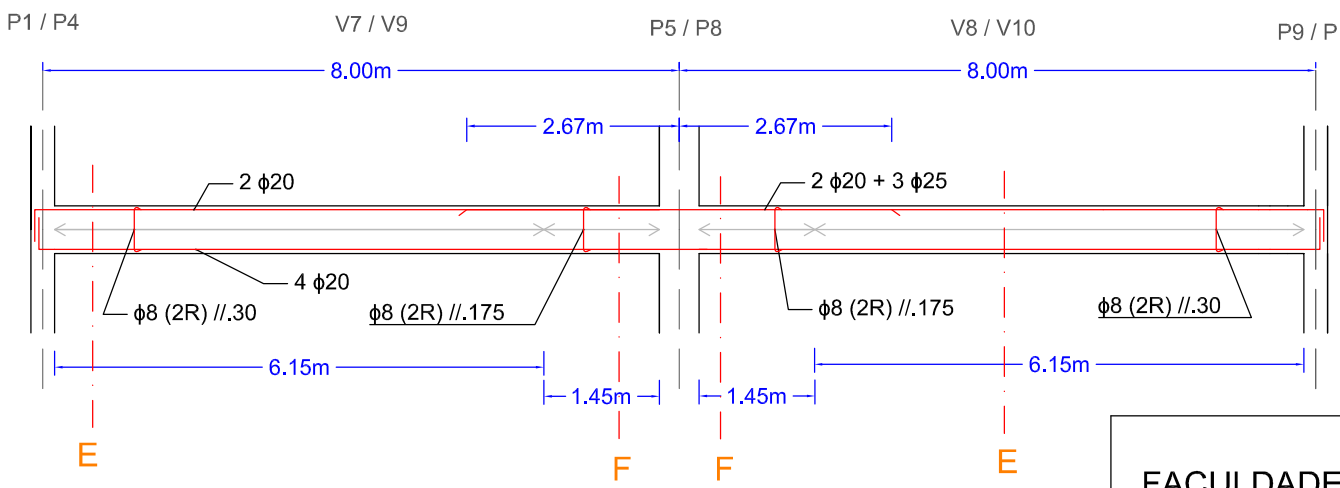
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



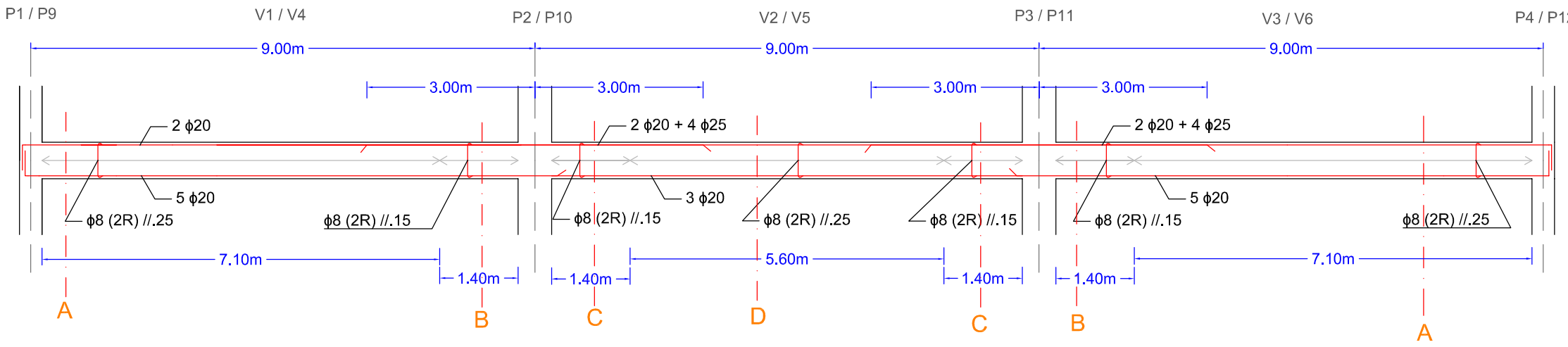
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

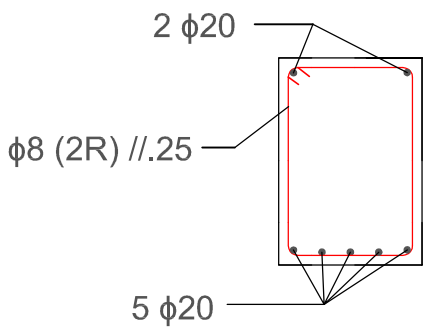
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.3	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

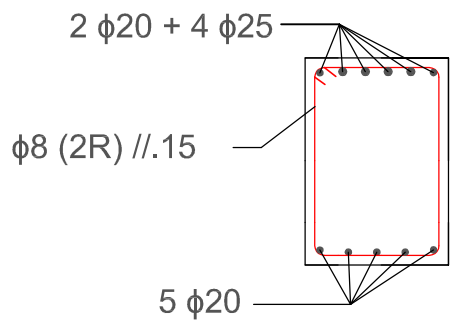
A.3.5.4



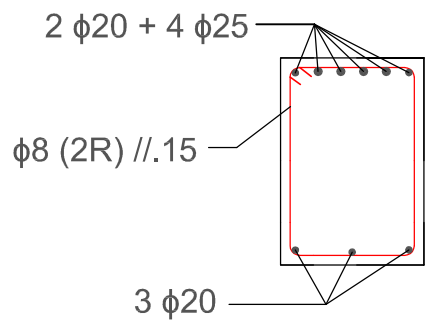
Escala 1:100



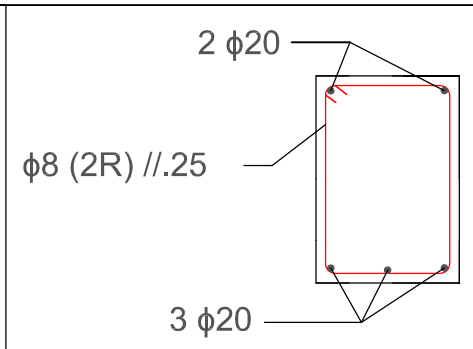
A | Escala 1:25



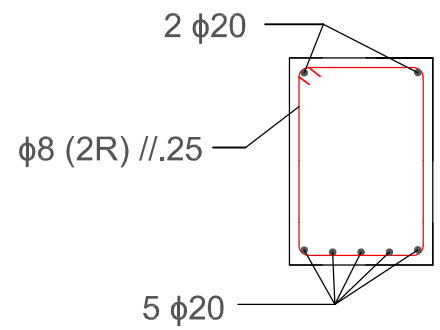
B | Escala 1:25



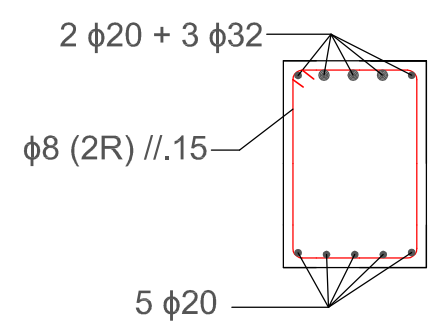
C | Escala 1:25



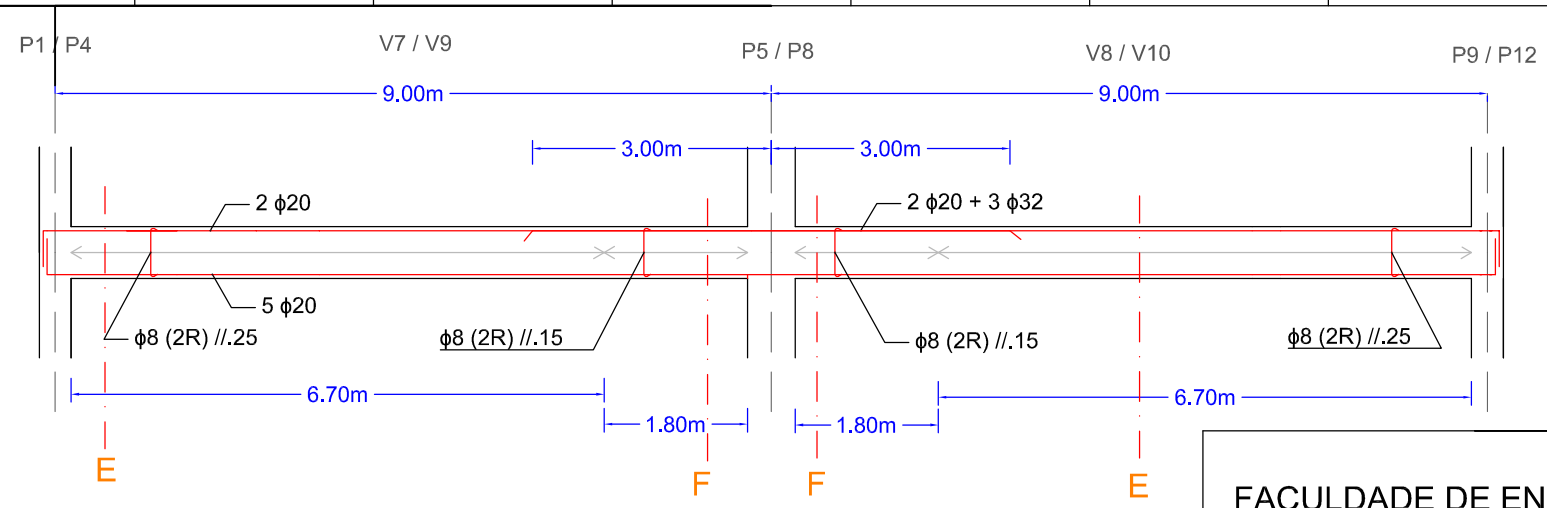
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



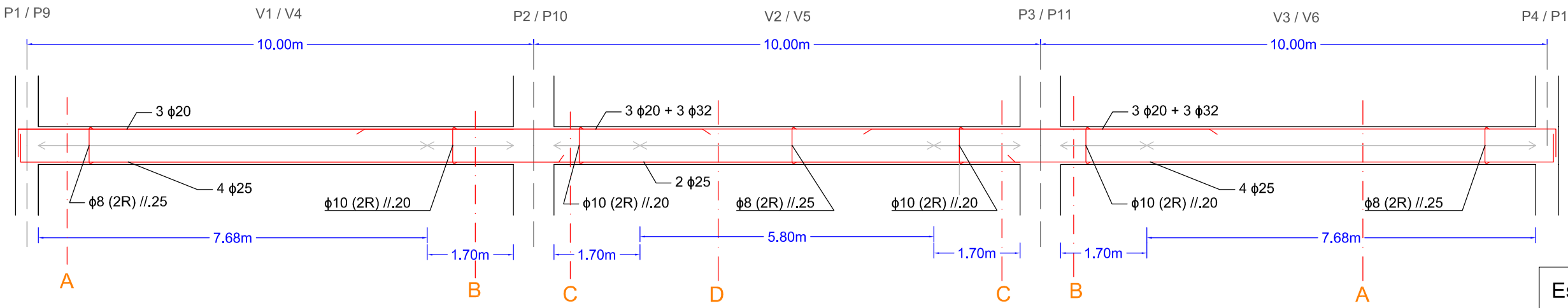
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

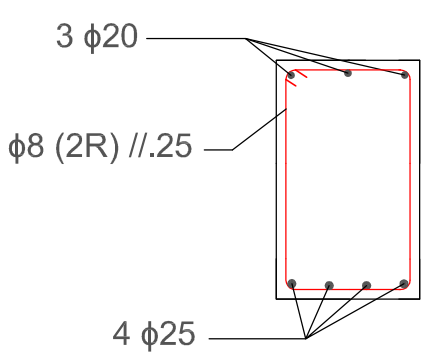
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.4	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

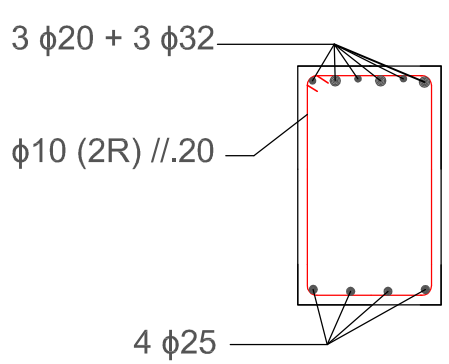
A.3.5.5



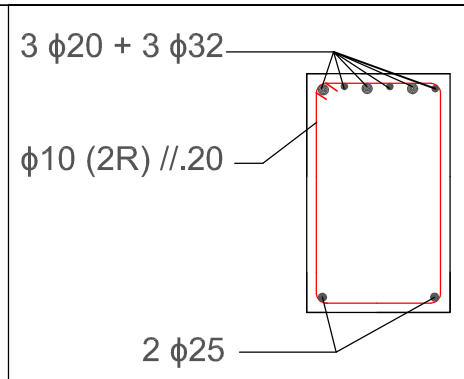
Escala 1:100



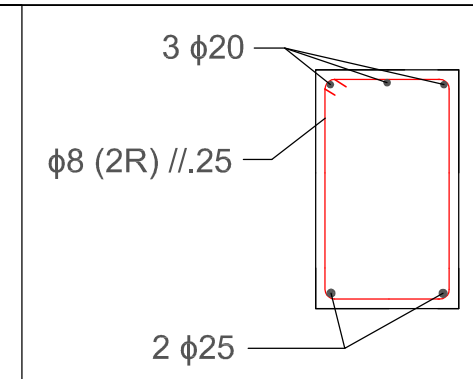
A | Escala 1:25



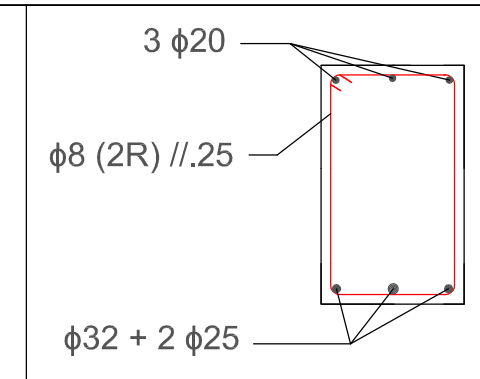
B | Escala 1:25



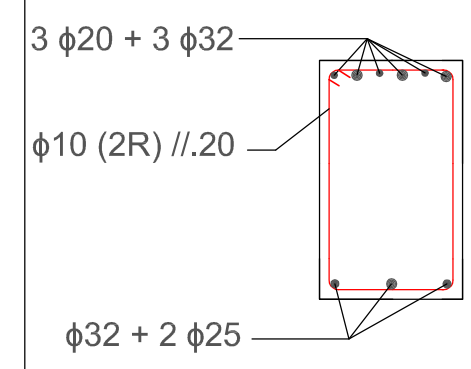
C | Escala 1:25



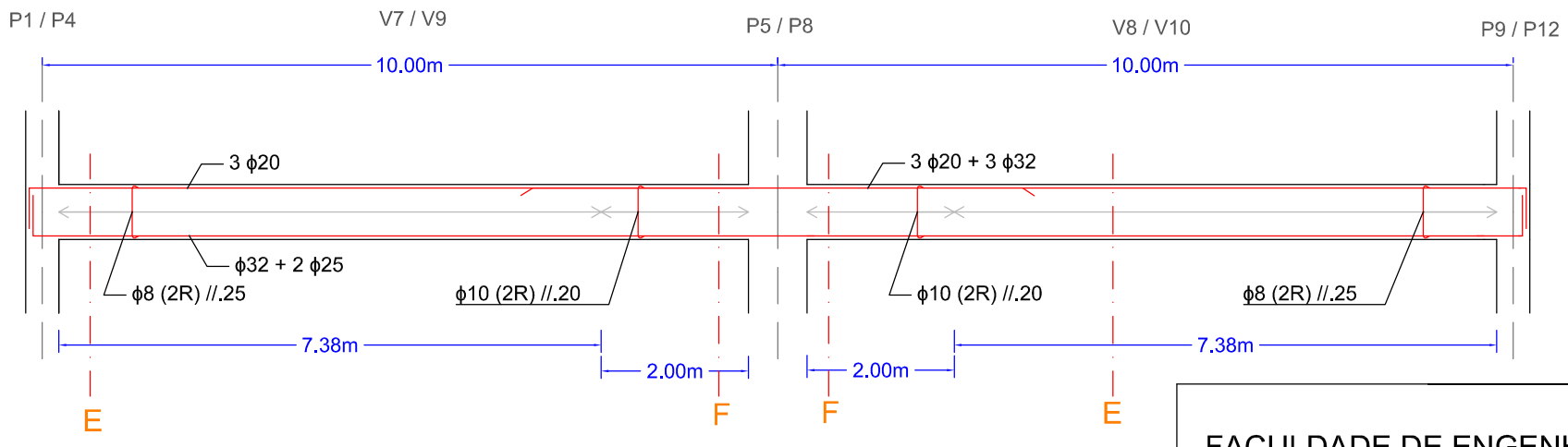
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



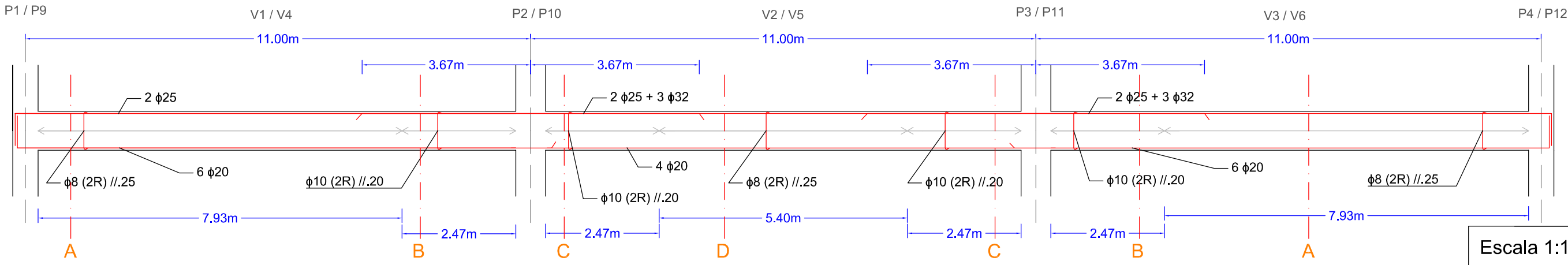
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

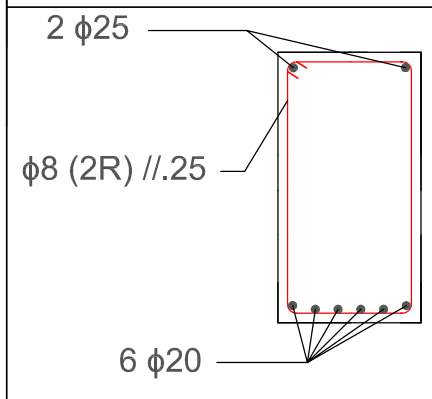
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.5	Laje fungiforme maciça com capitel	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

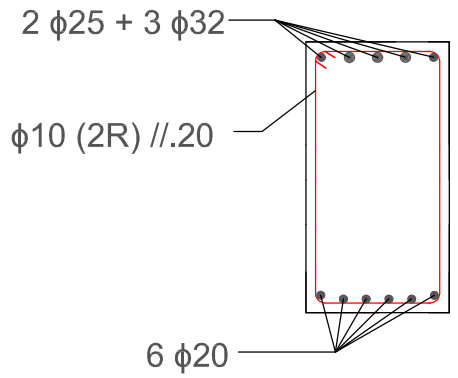
A.3.5.6



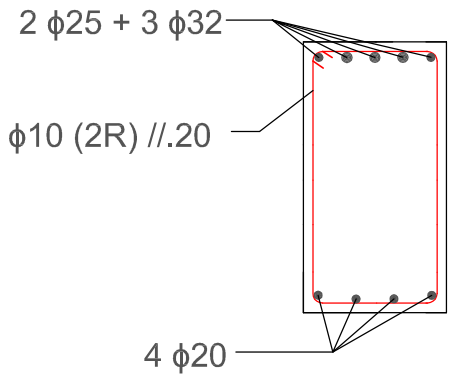
Escala 1:100



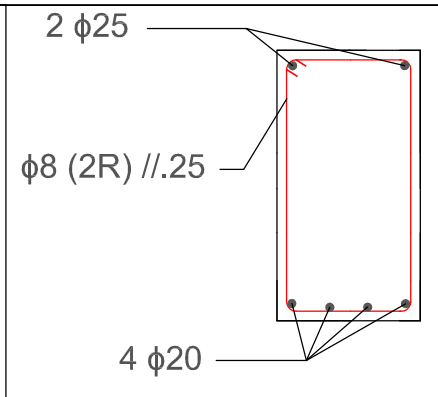
A | Escala 1:25



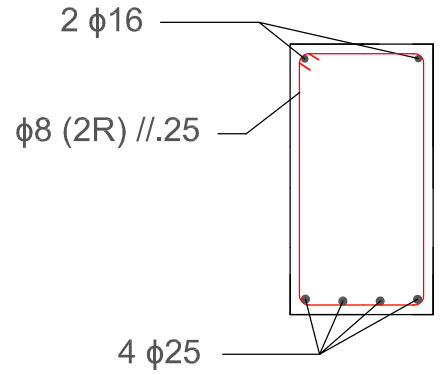
B | Escala 1:25



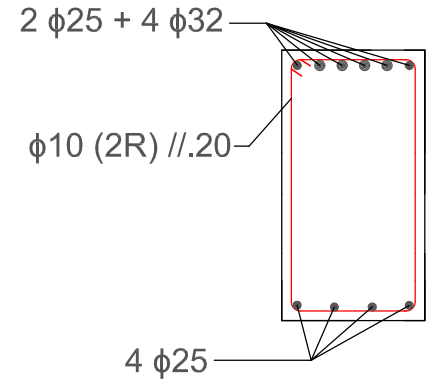
C | Escala 1:25



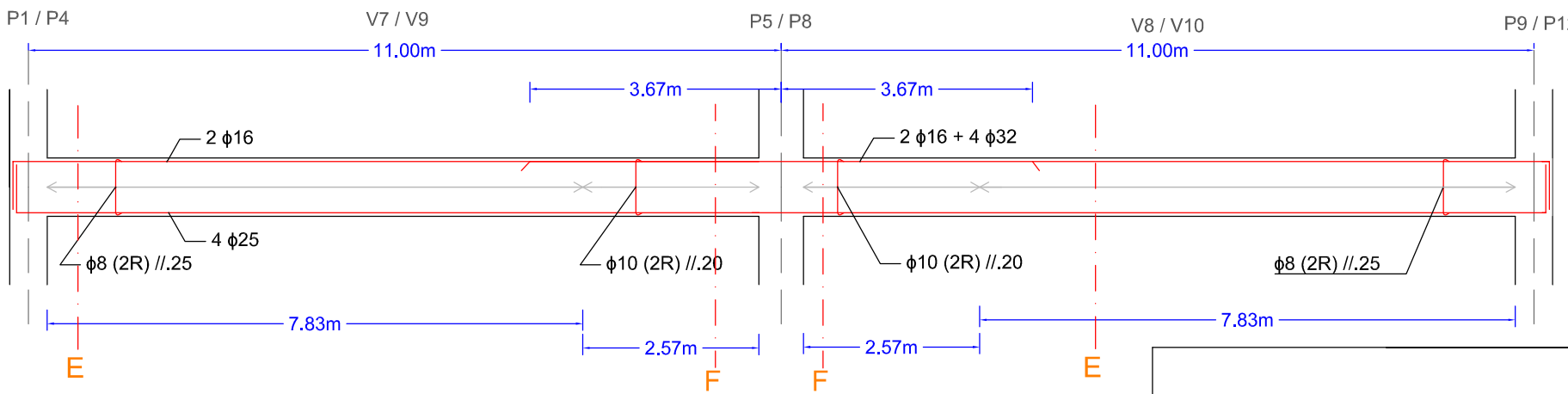
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



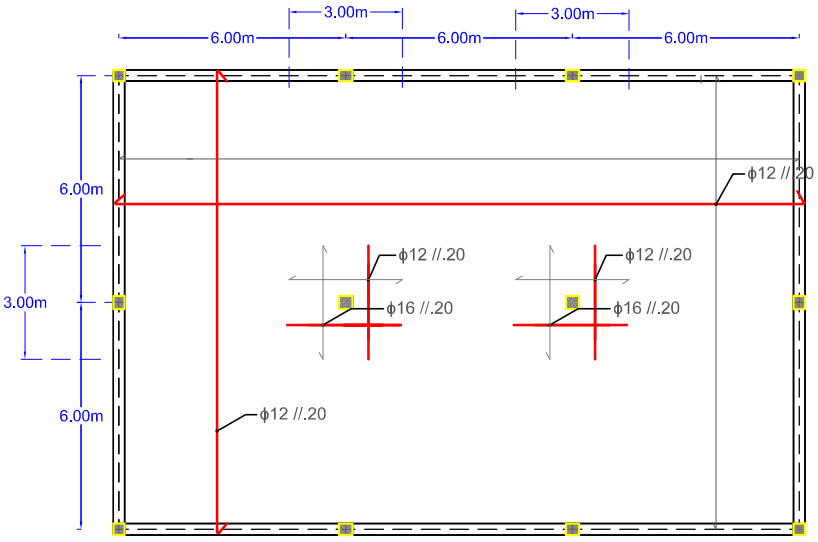
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.3.5.6	Laje fungiforme maciça com capitel	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.1



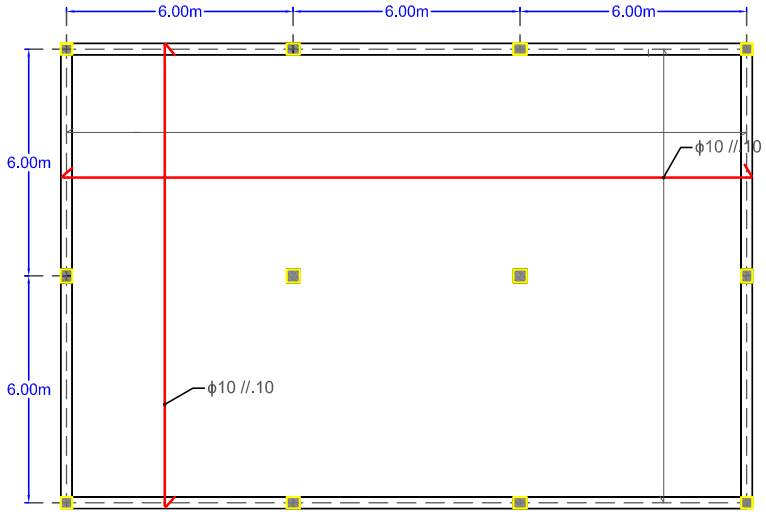
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.1	Laje fungiforme maciça sem capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.2



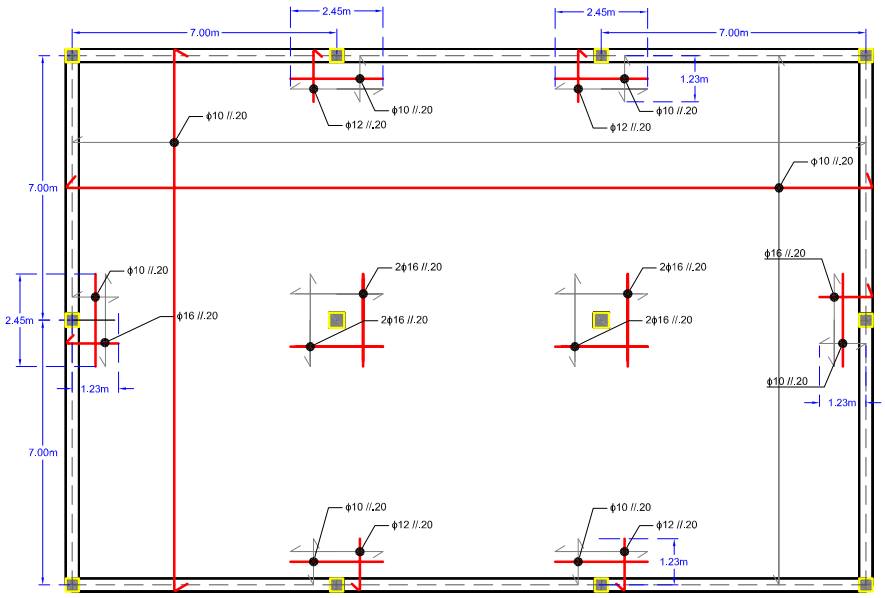
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.2	Laje fungiforme maciça sem capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

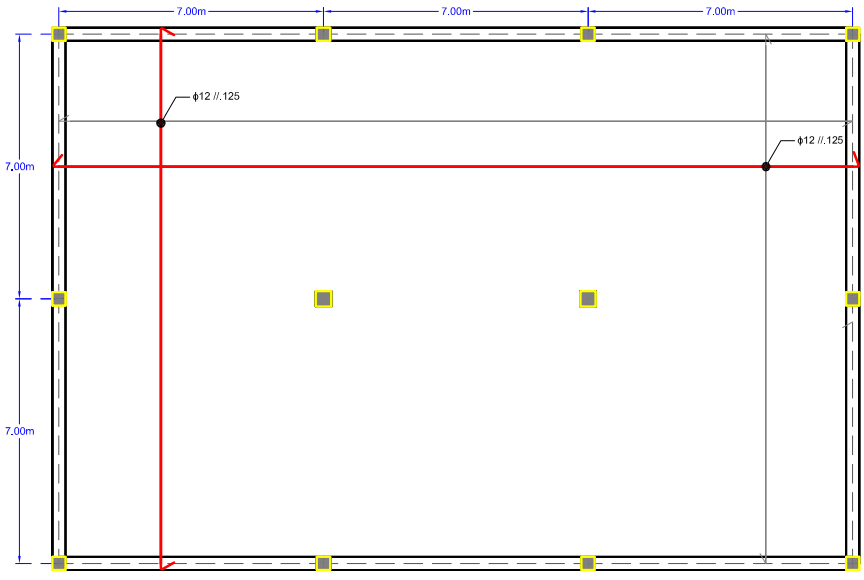
A.3.6.3



Escala 1:200

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de construções civis		
	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.3.6.3	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

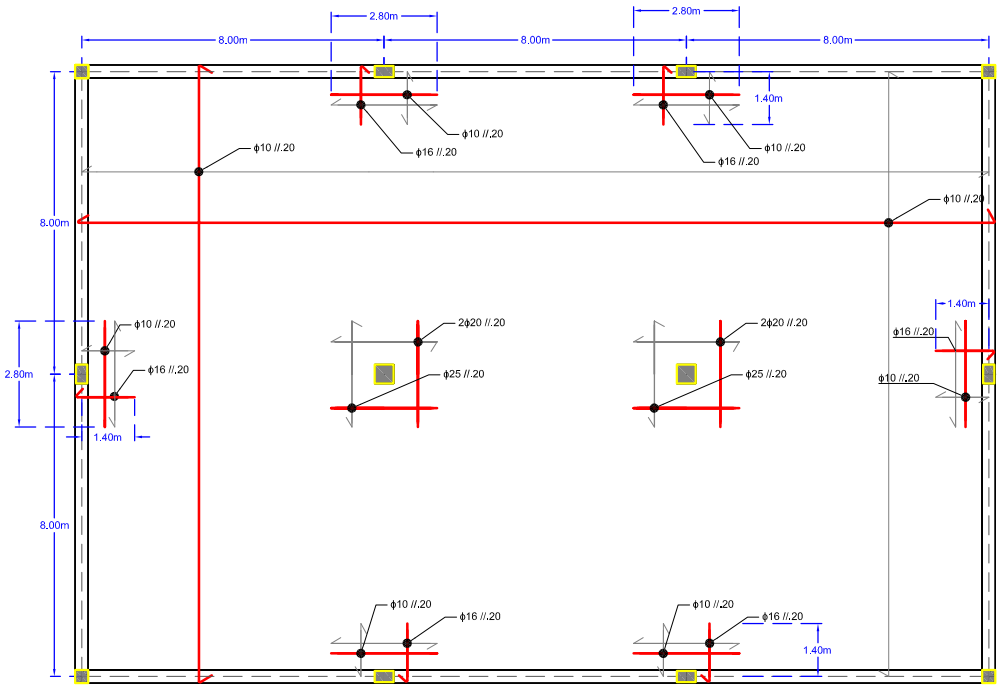
A.3.6.4



Escala 1:200

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de construções civis		
	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.3.6.4	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.5



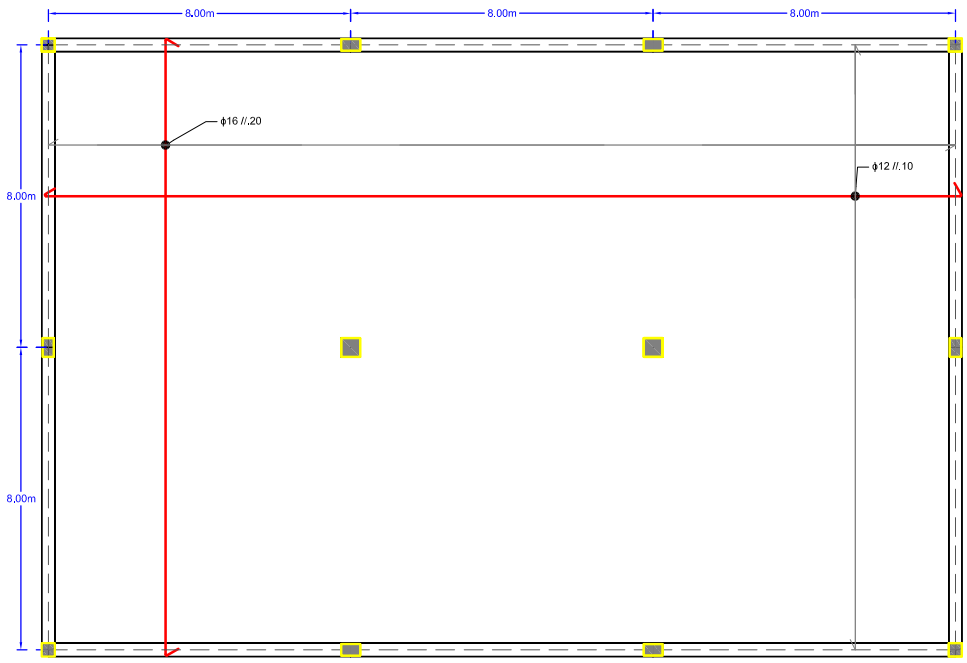
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.5	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.6



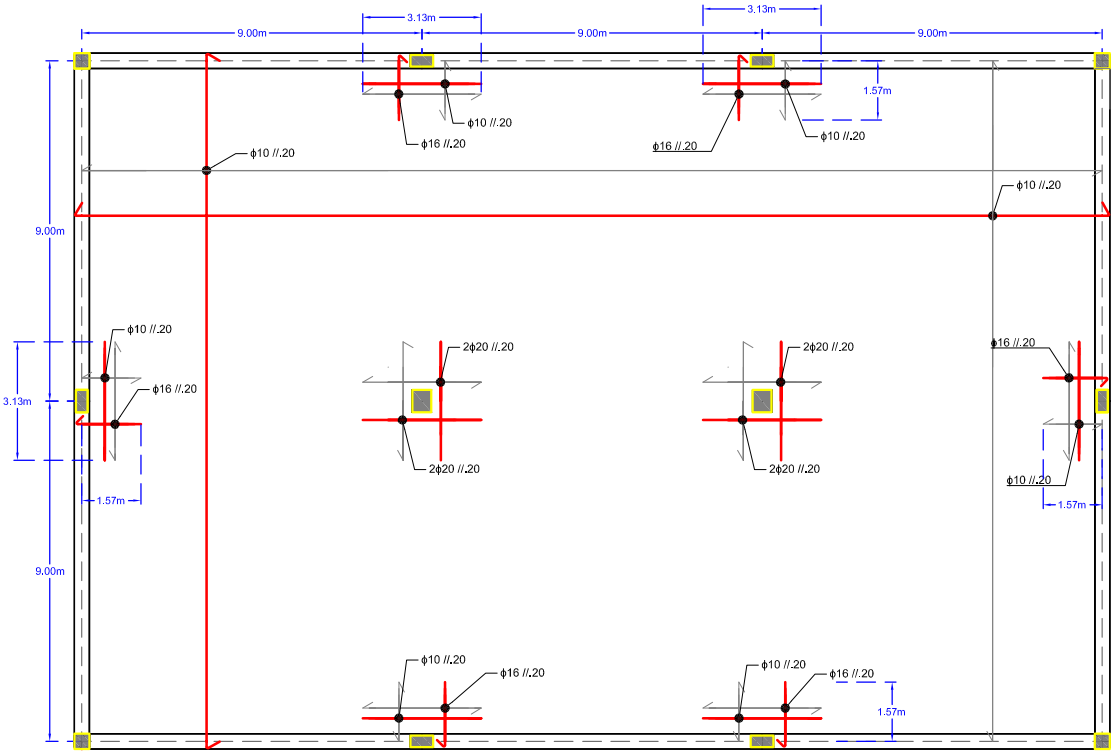
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.4.6.6	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.7



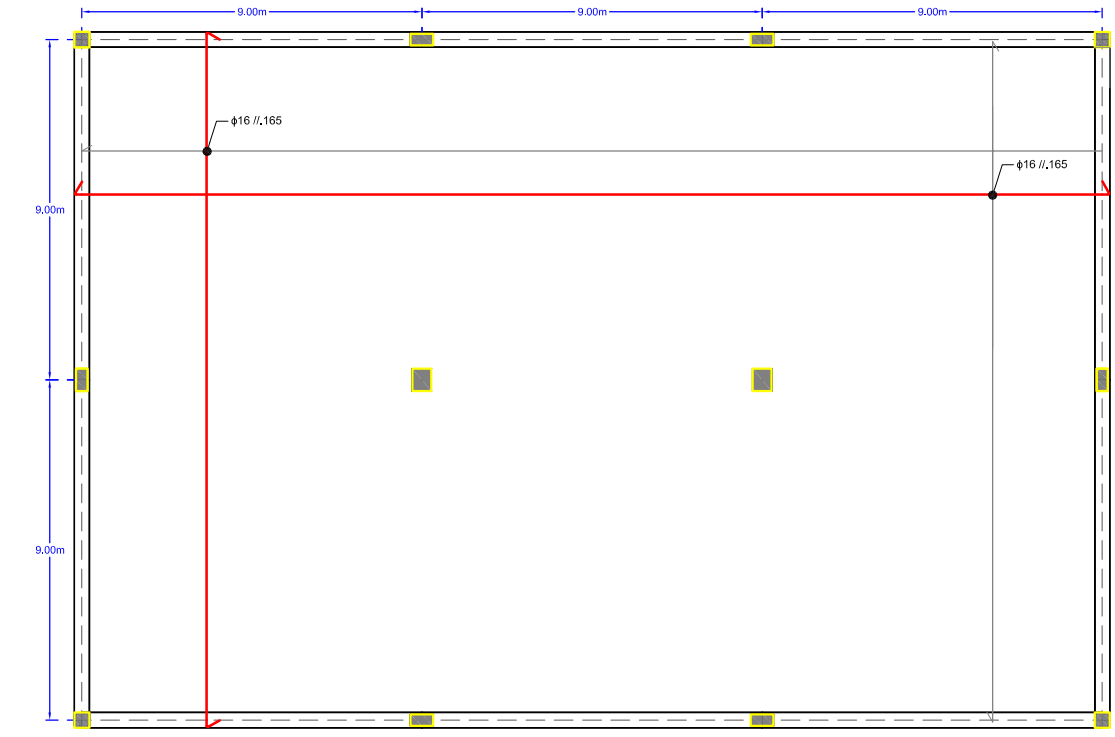
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.7	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.8



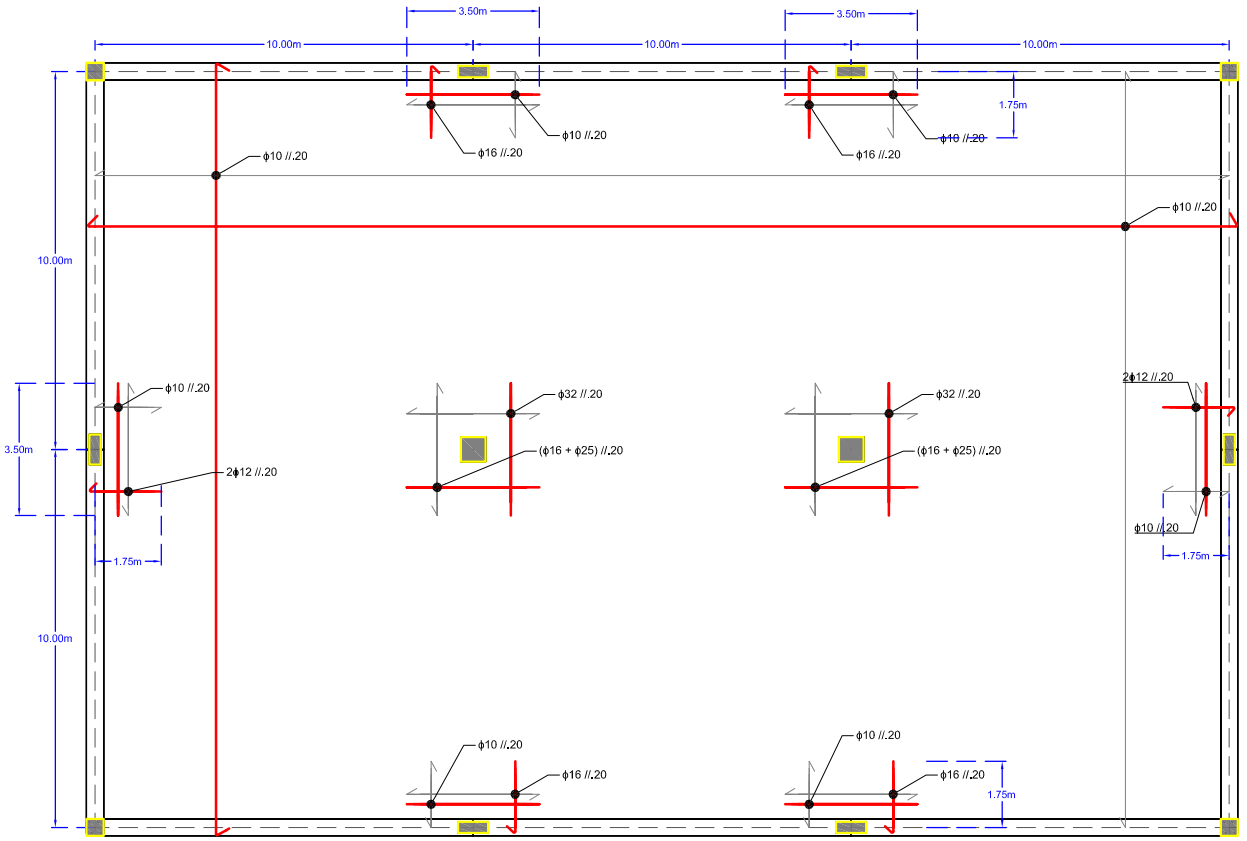
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.8	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.9



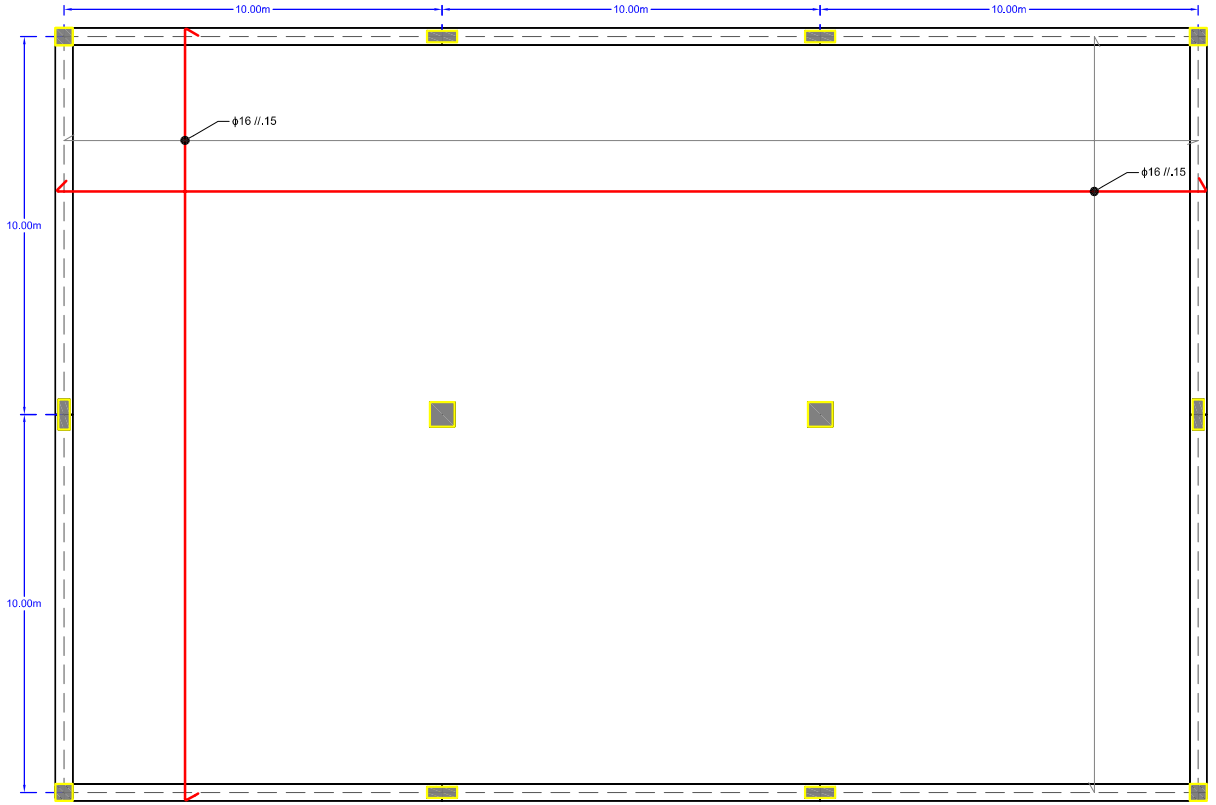
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.9	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.10



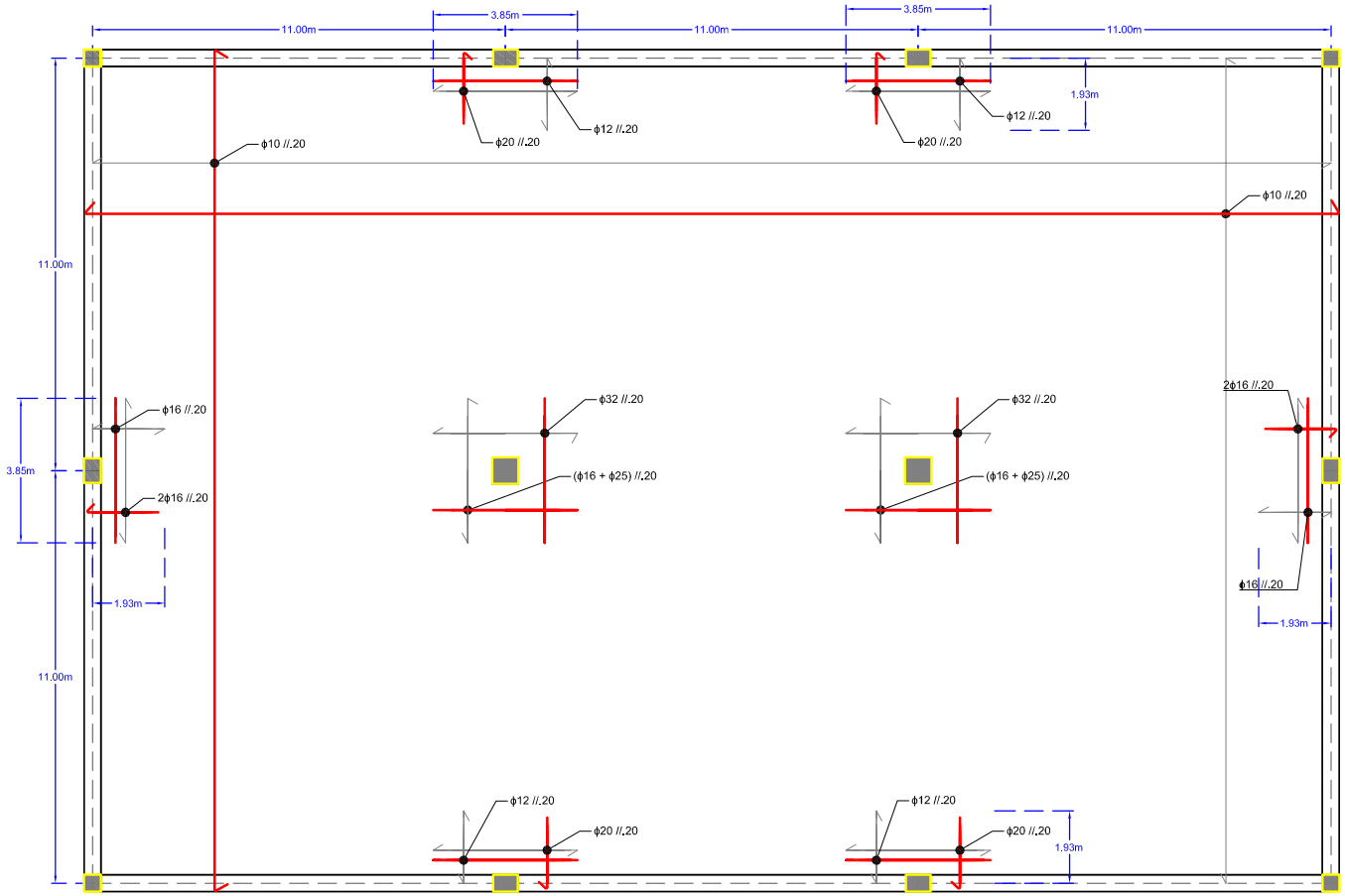
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.10	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.11



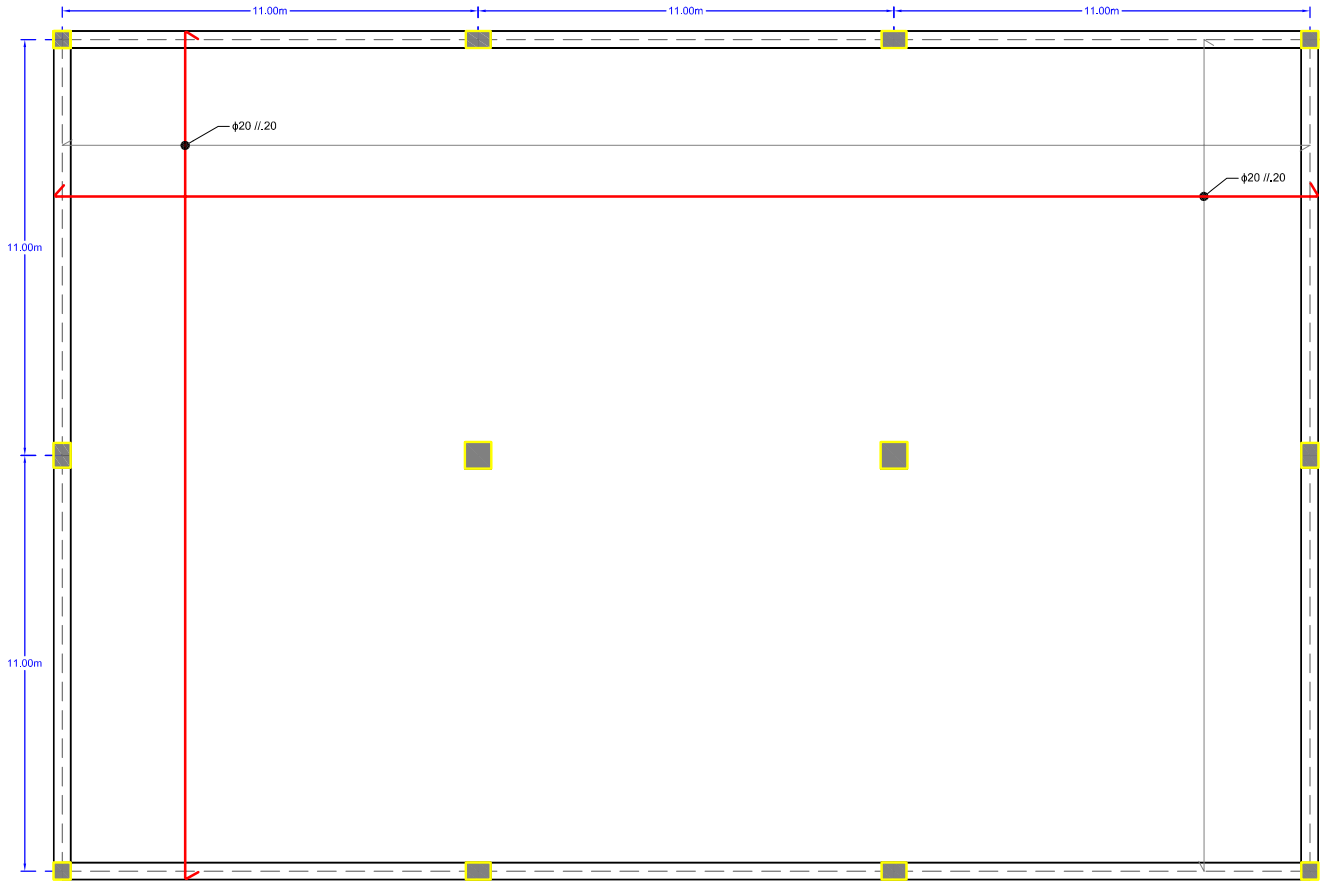
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.11	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.3.6.12



Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.3.6.12	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

ANEXO 4

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

A.4.1 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS

A.4.1.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.4.1.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.4.1.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10

A.4.1.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10

A.4.1.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10

A.4.1.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima

A.4.1.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.1.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.4.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS

A.4.2.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.4.2.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.2.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.4.2.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.4.2.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.4.2.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.4.2.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.4.2.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6
A.4.2.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10
A.4.2.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima
A.4.2.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6
A.4.2.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10
A.4.2.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima
A.4.2.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6
A.4.2.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10
A.4.2.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima
A.4.2.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6
A.4.2.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.4.3 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM LAJE
A.4.3.1 Caso A (Laje 6×6)
A.4.3.2 Caso B (Laje 7×7)
A.4.3.3 Caso C (Laje 8×8)
A.4.3.4 Caso D (Laje 9×9)
A.4.3.5 Caso E (Laje 10×10)
A.4.3.6 Caso F (Laje 11×11)

A.4.4 VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

A.4.5 DESENHOS - ARMADURAS EM VIGAS
A.4.5.1 Caso A (Laje 6×6)
A.4.5.2 Caso B (Laje 7×7)
A.4.5.3 Caso C (Laje 8×8)
A.4.5.4 Caso D (Laje 9×9)
A.4.5.5 Caso E (Laje 10×10)
A.4.5.6 Caso F (Laje 11×11)

A.4.6 DESENHOS - ARMADURAS EM LAJE
A.4.6.1 Pormenores de Armadura em laje
A.4.6.2 Caso A (Laje 6×6) - Armadura superior da laje

A.4.6.3 Caso A (Laje 6×6) - Armadura inferior da laje
A.4.6.4 Caso B (Laje 7×7) - Armadura superior da laje
A.4.6.5 Caso B (Laje 7×7) - Armadura inferior da laje
A.4.6.6 Caso C (Laje 8×8) - Armadura superior da laje
A.4.6.7 Caso C (Laje 8×8) - Armadura inferior da laje
A.4.6.8 Caso D (Laje 9×9) - Armadura superior da laje
A.4.6.9 Caso D (Laje 9×9) - Armadura inferior da laje
A.4.6.10 Caso E (Laje 10×10) - Armadura superior da laje
A.4.6.11 Caso E (Laje 10×10) - Armadura inferior da laje
A.4.6.12 Caso F (Laje 11×11) - Armadura superior da laje
A.4.6.13 Caso F (Laje 11×11) - Armadura inferior da laje

A.4.1.1.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

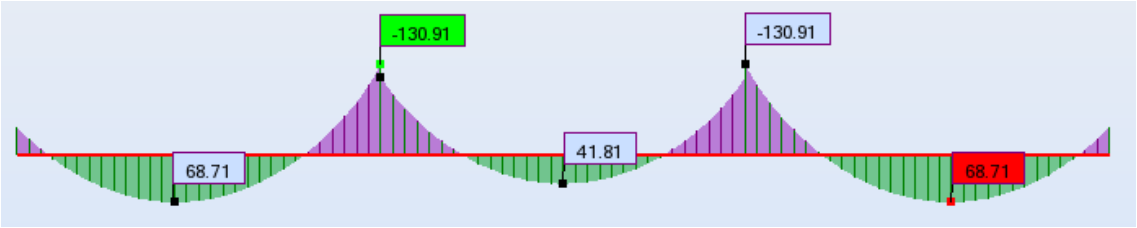
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
1,90	54,00

A.4.1.2.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



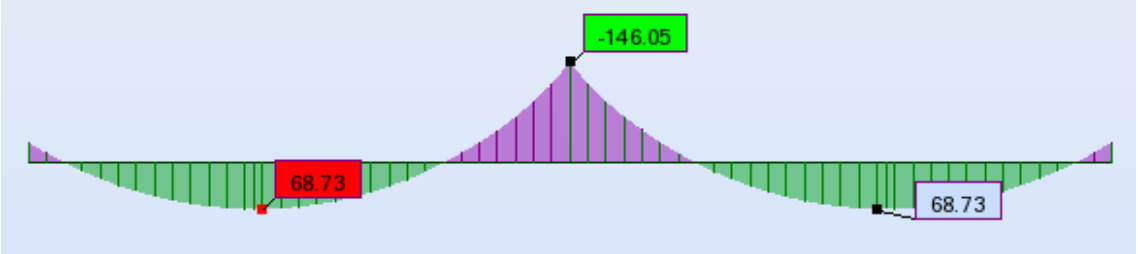
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	40,17	68,71	130,91	41,81	130,91	68,71	40,17
Msd´		79,02		48,09		79,02	
μ	0,038	0,075	0,124	0,045	0,124	0,075	0,038
Asc (cm^2/m)	2,29	4,65	8,06	2,75	8,06	4,65	2,29
Armadura	2ϕ16	3ϕ16	4ϕ16	2ϕ16	4ϕ16	3ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	6,03	8,04	4,02	8,04	6,03	4,02

A.4.1.3.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	28,82	68,73	146,05	68,73	28,82
Msd´		79,04		79,04	
μ	0,027	0,075	0,138	0,075	0,027
Asc (cm^2/m)	1,62	4,65	9,10	4,65	1,62
Armadura	2ϕ16	3ϕ16	2ϕ16+2ϕ20	3ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	6,03	10,3	6,03	4,02

A.4.1.4.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

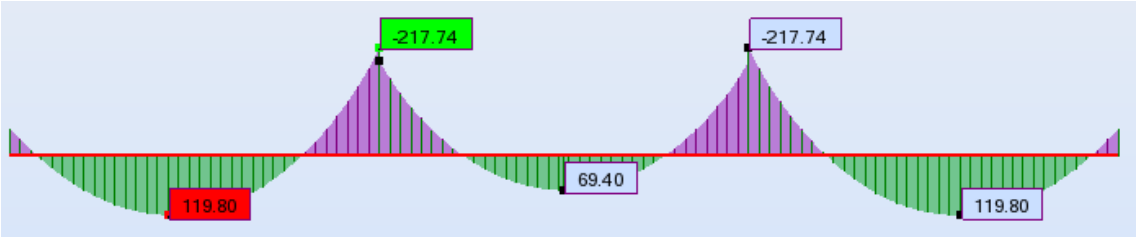
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
2,50	70,00

A.4.1.5.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	54,64	119,80	217,74	69,40	217,74	119,80	54,64
Msd´		137,77		79,81		137,77	
μ	0,035	0,089	0,141	0,052	0,141	0,089	0,035
Asc (cm^2/m)	2,77	7,34	12,15	4,11	12,15	7,34	2,77
Armadura	2ϕ16	4ϕ16	2ϕ16+3ϕ20	3ϕ16	2ϕ16+3ϕ20	4ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	8,04	13,44	6,03	13,44	8,04	4,02

A.4.1.6.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	29,33	114,92	240,43	114,92	29,33
Msd´		132,16		132,16	
μ	0,019	0,085	0,155	0,085	0,018
Asc (cm^2/m)	1,47	7,02	13,59	7,02	1,40
Armadura	2ϕ16	4ϕ16	2ϕ16+2ϕ25	4ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	8,04	13,84	8,04	4,02

A.4.1.7.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

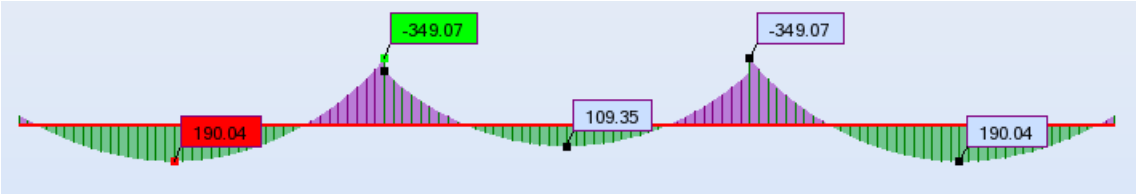
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
3,00	84,00

A.4.1.8.

Armadura longitudinal

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



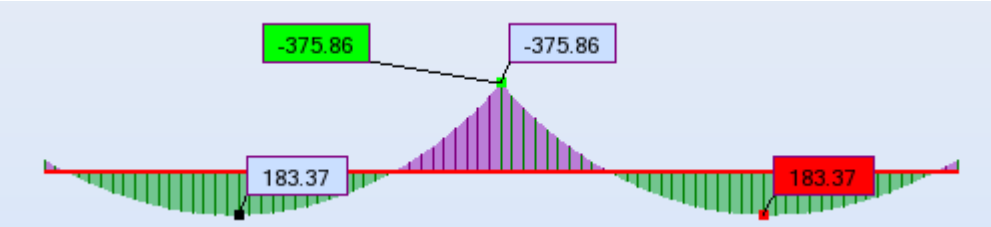
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	52,92	190,04	349,07	109,35	349,07	190,04	52,92
Msd´		218,55		125,76		218,55	
μ	0,023	0,096	0,153	0,055	0,153	0,096	0,023
Asc (cm^2/m)	2,19	9,66	16,24	5,36	16,24	9,66	2,19
Armadura	2ϕ16	5ϕ16	2ϕ16 + 3ϕ25	3ϕ16	2ϕ16 + 3ϕ25	5ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	10,05	18,75	6,03	18,75	10,05	4,02

A.4.1.9.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	49,36	183,37	375,86	183,37	49,36
Msd´		210,88		210,88	
μ	0,022	0,093	0,165	0,093	0,022
Asc (cm^2/m)	2,04	9,29	17,67	9,29	2,04
Armadura	2ϕ16	5ϕ16	2ϕ16 + 3ϕ25	5ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	10,05	18,75	10,05	4,02

A.4.1.10.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

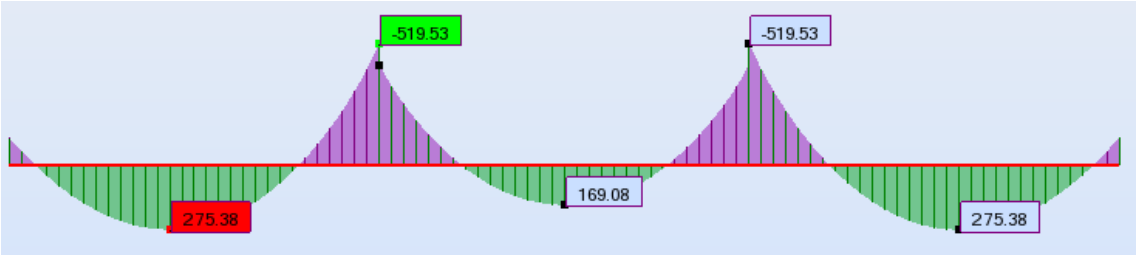
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,20	117,00

A.4.1.11.

Armadura longitudinal

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



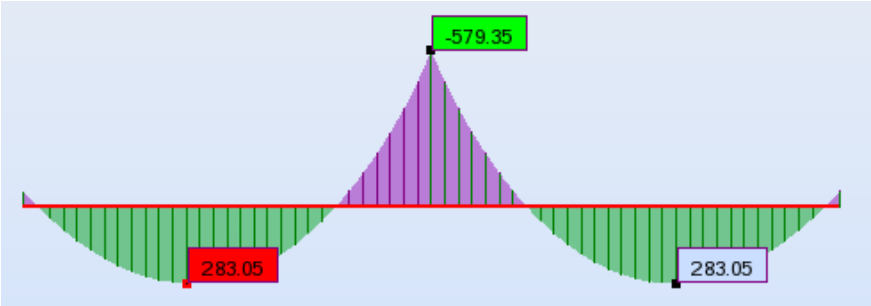
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	116,97	275,38	519,53	169,08	519,53	275,38	116,97
Msd´		316,69		194,45		316,69	
μ	0,034	0,092	0,150	0,056	0,150	0,092	0,034
Asc (cm^2/m)	4,49	12,82	22,16	7,62	22,16	12,82	4,49
Armadura	2ϕ20	2ϕ20+4ϕ16	2ϕ20+2ϕ32	4ϕ16	2ϕ20+2ϕ32	2ϕ20+4ϕ16	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	14,32	22,36	8,04	22,36	14,32	6,28

A.4.1.12.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	56,42	283,05	579,35	283,05	56,42
Msd´		325,51		325,51	
μ	0,016	0,094	0,167	0,094	0,016
Asc (cm^2/m)	2,13	13,21	25,08	13,21	2,13
Armadura	2ϕ20	3ϕ25	2ϕ20 + 4ϕ25	3ϕ25	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	14,73	25,91	14,73	6,28

A.4.1.13.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

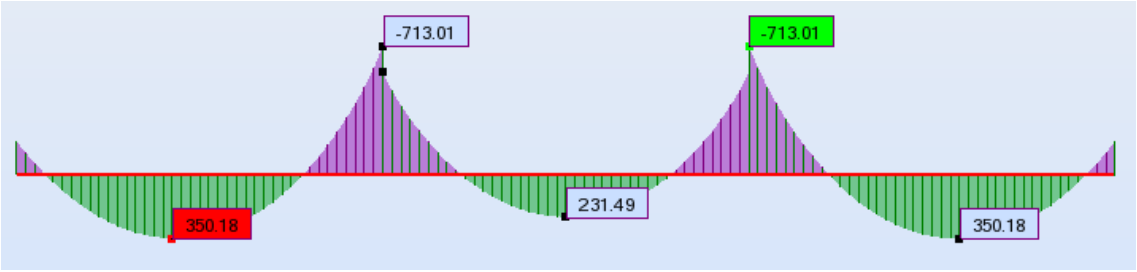
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,89	135,00

A.4.1.14.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



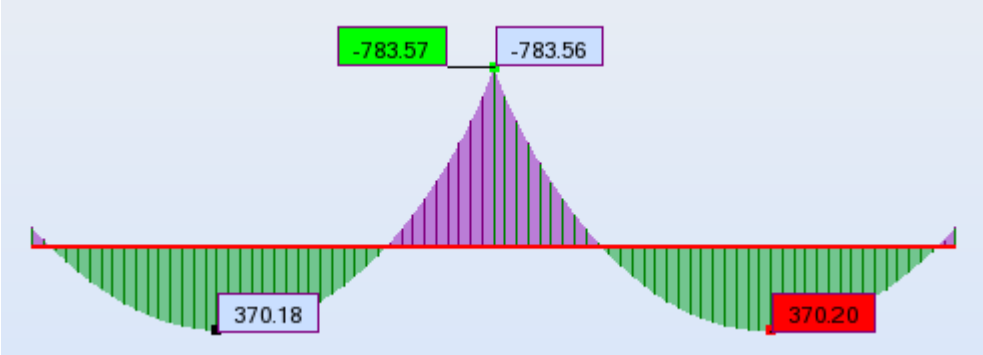
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	186,06	350,18	713,01	231,49	713,01	350,18	186,06
Msd´		402,71		266,22		402,71	
μ	0,040	0,086	0,153	0,057	0,153	0,086	0,040
Asc (cm^2/m)	6,18	13,97	26,25	8,99	26,25	13,97	6,18
Armadura	3ϕ20	3ϕ25	3ϕ20+4ϕ25	2ϕ25	3ϕ20+4ϕ25	3ϕ25	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	9,42	14,73	29,05	9,82	29,05	14,73	9,42

A.3.1.15.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	81,81	370,18	783,57	370,20	81,81
Msd´		425,71		425,73	
μ	0,018	0,091	0,168	0,091	0,018
Asc (cm^2/m)	2,66	14,84	29,22	14,84	2,66
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20+3ϕ32	5ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	30,41	15,71	6,28

A.4.1.16.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
5,56	153,00

A.4.1.17.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



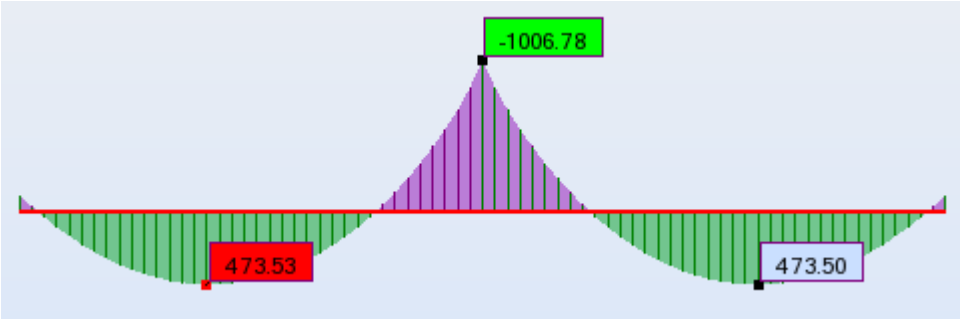
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	321,76	434,10	878,86	293,95	878,86	434,10	321,76
Msd´		499,22		338,05		499,22	
μ	0,053	0,082	0,145	0,056	0,145	0,082	0,053
Asc (cm^2/m)	9,50	15,15	28,22	10,01	28,22	15,15	9,50
Armadura	2ϕ25	5ϕ20	6ϕ25	4ϕ20	6ϕ25	5ϕ20	2ϕ25
As,eff (cm^2/m)	9,82	15,71	29,45	12,57	29,45	15,71	9,82

A.4.1.18.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	114,93	473,53	1006,78	473,53	114,93
Msd´		544,56		544,56	
μ	0,019	0,090	0,166	0,090	0,019
Asc (cm^2/m)	3,29	16,64	32,92	16,64	3,29
Armadura	3ϕ20	6ϕ20	3ϕ32 +3ϕ20	6ϕ20	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	9,42	18,85	33,55	18,85	9,42

A.4.2.1.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

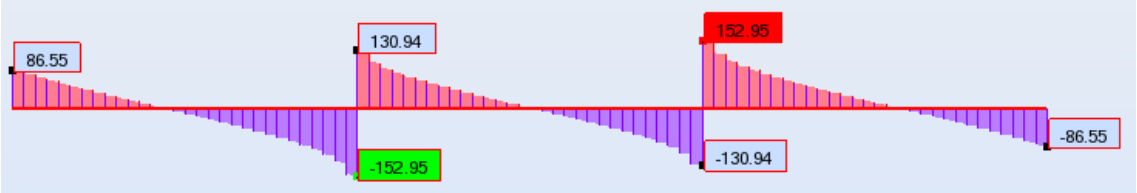
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,31
$S_{t,max}$ (m)	0,31
$(A_{sw}/s)min$	2,63
Armadura	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,80
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	160,78
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	469,24
$V_{rd,s}$ (kN)	115,10

A.4.2.2.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m - 5,4m	5,4m – 5,825m	0,175m - 0,6m	0,6m - 5,4m	5,4m – 5,825m	0,175m - 0,6m	0,6m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	152,95	130,94	< 115,10	130,94	152,95	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	3,72	3,19	Aswmin	3,19	3,72	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,8	4,04	4,04	2,8	4,04	4,04	2,8

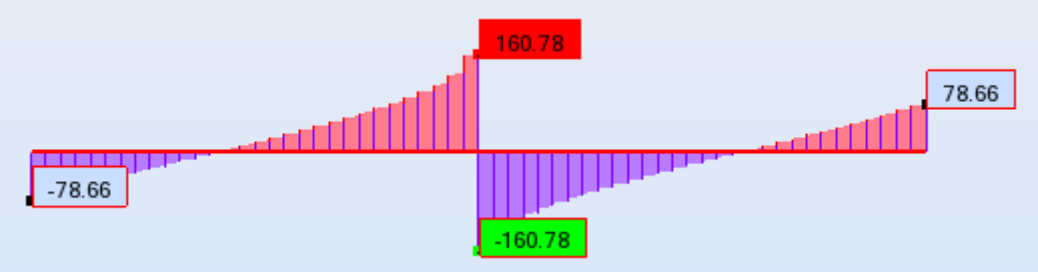
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

4.2.3.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 5,2m	5,2m – 5,825m	0,175m - 0,8m	0,8m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	160,78	160,78	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	3,92	3,92	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,8	4,04	4,04	2,8

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

4.2.4.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

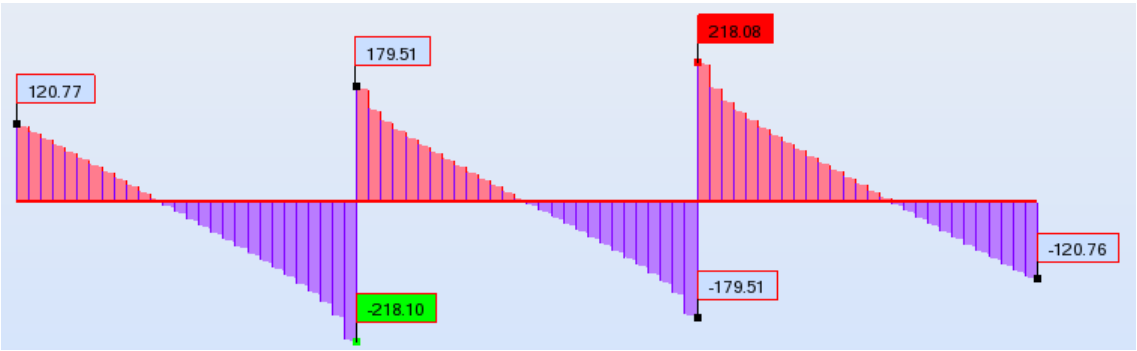
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,35
$S_{t,max}$ (m)	0,35
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	220,61
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	612,62
$V_{rd,s}$ (kN)	154,87

A.4.2.5.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m – 6,2m	6,2m - 6,825m	0,175m - 0,8m	0,8m - 6,2m	6,2m - 6,825m	0,175m - 0,8m	0,8m - 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	218,10	179,51	< 154,87	179,51	218,08	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,75	3,91	Aswmin	3, 91	4,75	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,05	5,05	3,37	5,05	5,05	3,37

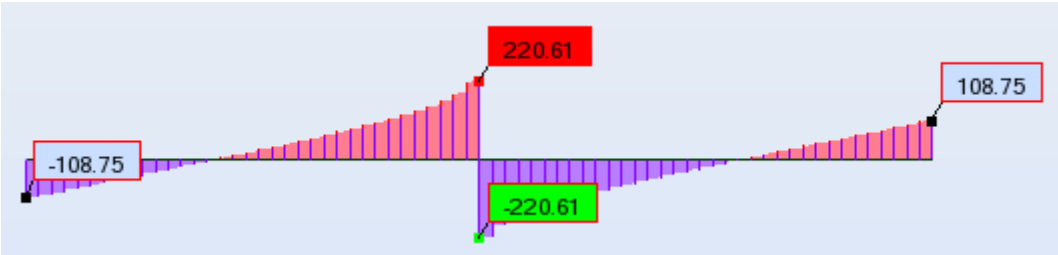
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.6.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 6m	6m - 6,825m	0,175m - 1m	1m - 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	220,61	220,61	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,80	4,80	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,05	5,05	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.7.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

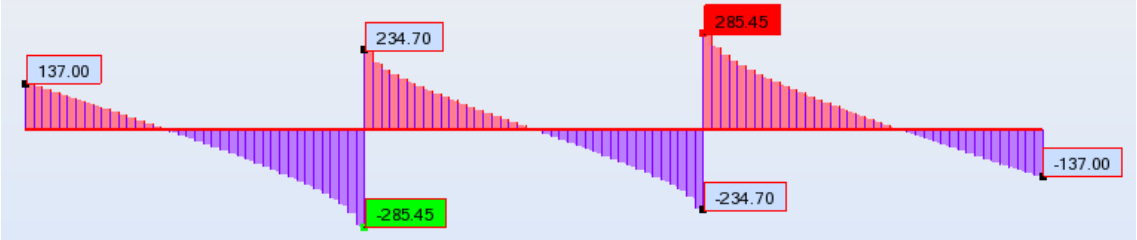
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,42
$S_{t,max}$ (m)	0,42
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	292,12
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	742,96
$V_{rd,s}$ (kN)	187,82

A.4.2.8.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m - 6,6m	6,6m – 7,75m	0,25m - 1,4m	1,4m - 6,6m	6,6m – 7,75m	0,25m - 1,4m	1,4m – 7,85m
Vrd (kN)	< 187,82	285,45	234,70	< 187,82	234,70	285,45	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,12	4,21	Aswmin	4,21	5,12	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37	5,77	5,77	3,37

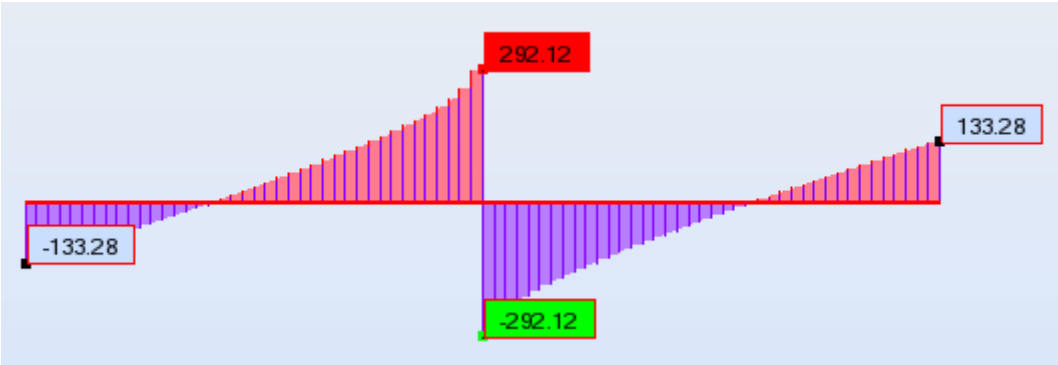
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.9.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 6,6m	6,6m – 7,75m	0,25m - 1,4m	1,4m – 7,85m
Vrd (kN)	< 187,82	292,12	292,12	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,24	5,24	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.10.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

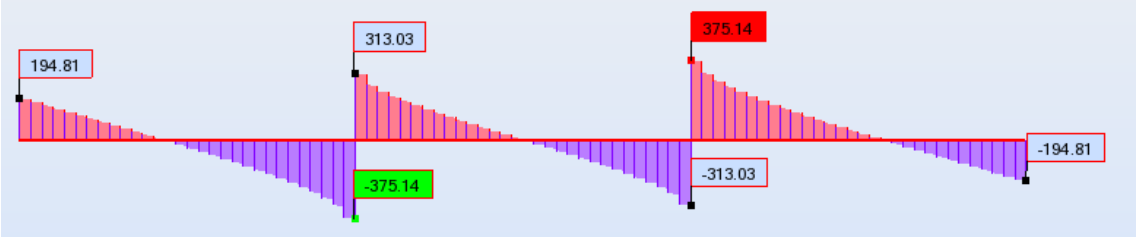
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,46
$S_{t,max}$ (m)	0,46
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	393,86
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1039,03
$V_{rd,s}$ (kN)	245,15

A.4.2.11.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,2m - 7,5m	7,5m – 8,7m	0,3m – 1,5m	1,5m - 7,5m	7,5m – 8,7m	0,3m - 1,5m	1,5m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	375,14	313,03	< 245,15	313,03	375,14	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,19	5,16	Aswmin	5,16	6,19	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08	6,73	6,73	4,08

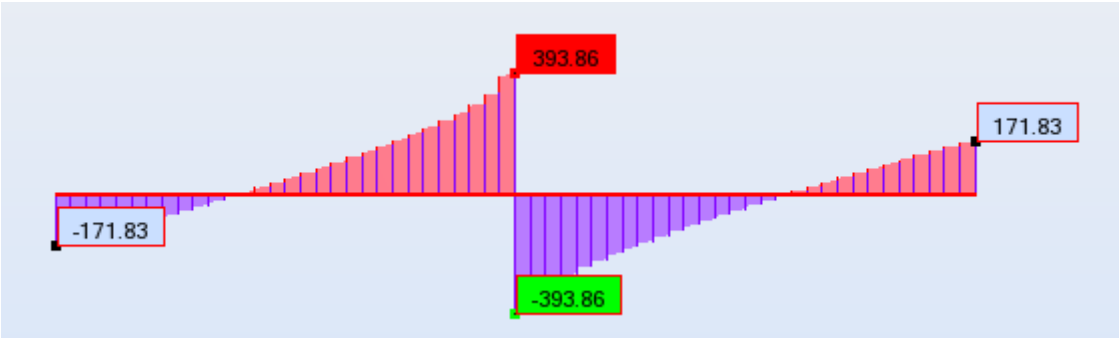
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.12.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,2m – 7,2m	7,2m – 8,7m	0,3m – 1,8m	1,8m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	393,86	393,86	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,70	6,70	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.13.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

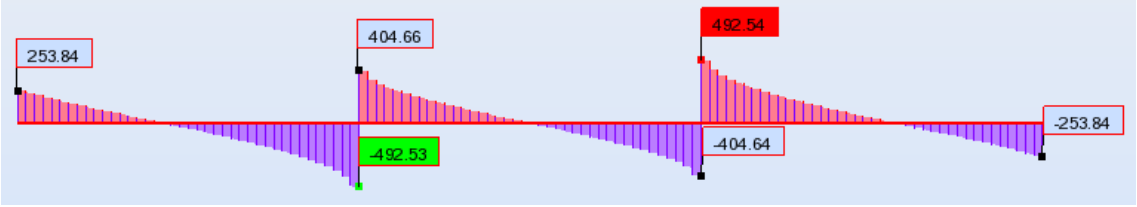
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,540
$S_{t,max}$ (m)	0,540
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	515,20
cot(θ)	2,0
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1206,62
$V_{rd,s}$ (kN)	284,69

A.3.2.14.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,225m - 8,2m	8,2m – 9,6m	0,4m – 1,8m	1,8m - 8,2m	8,2m – 9,6m	0,4m – 1,8m	1,8m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	492,53	404,66	< 284,69	404,64	492,54	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,99	5,74	Aswmin	5,74	6,99	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

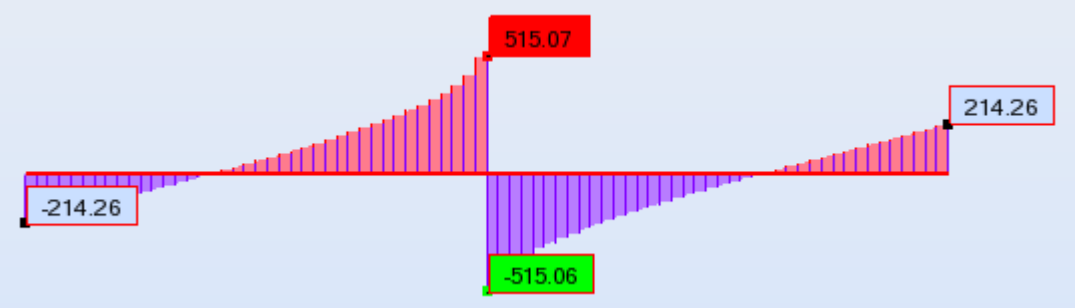
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.15.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0225m – 8,0m	8,0m – 9,6m	0,4m – 2m	2m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	515,07	515,06	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,31	7,31	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.16.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

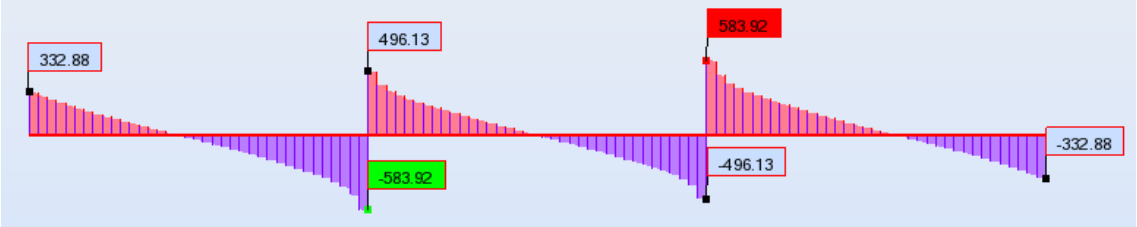
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,61
$S_{t,max}$ (m)	0,61
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	628,82
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1374,20
$V_{rd,s}$ (kN)	324,24

A.4.2.17.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,275m - 8,9m	8,9m – 10,675m	0,325m - 2,1m	2,1m - 8,9m	8,9m – 10,675m	0,325m – 2,1m	2,1m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	583,92	496,13	< 324,24	496,13	583,92	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,28	6,19	Aswmin	6,19	7,28	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

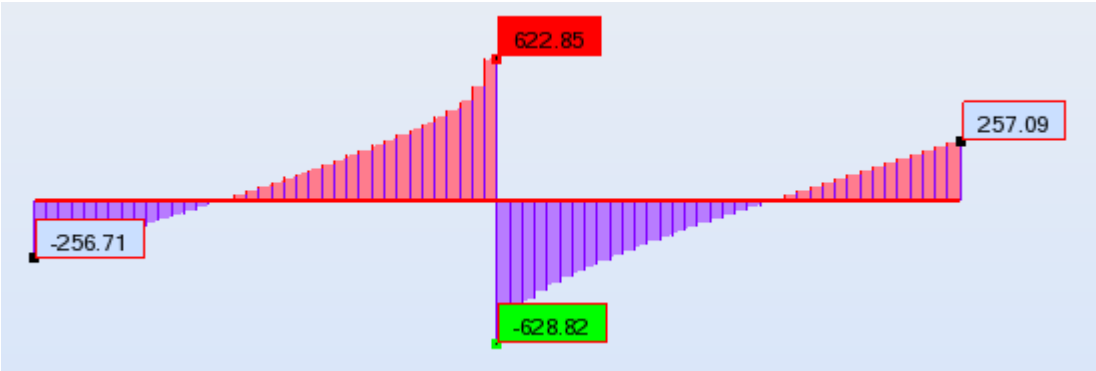
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.2.18.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,275m – 8,1m	8,1m – 10,675m	0,325m – 2,9m	2,9m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	622,85	628,82	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,76	7,84	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.4.3.1.

Armadura longitudinal - Laje

Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,245

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,70
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	110,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	6,80

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	41,91	37,20	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	48,20	42,78	-	-	-	-
μ	0,032	0,029	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	3,74	3,31	-	-	-	-
Armadura	2ϕ16	3ϕ12	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	4,02	3,39	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	8,96	8,17

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada uma armadura de ϕ10//.20

	Momento negativo			Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)			Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)	Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	“L” a considerar = 1,00m
Integral (kN.m/m)	294,92	90,80	300,24	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,00	2,00	2,00	-
Msd (kN.m)	147,46	45,40	150,12	41,91
Msd´(kN.m)	-	-	-	48,20
μ	0,123	0,038	0,125	0,048
Asc (cm^2/m)	15,54	4,42	15,85	5,69
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ25//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20 + ϕ25//.20	3ϕ16
As,eff (cm^2/m)	19,64	7,86	19,64	6,03

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.4.3.2.

Armadura longitudinal - Laje

Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,245

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,70
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	110,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	6,80

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	54,84	49,95	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	63,07	57,45	-	-	-	-
μ	0,042	0,038	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	4,94	4,48	-	-	-	-
Armadura	ϕ16 + ϕ20	ϕ16 + ϕ20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	5,15	5,15	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	10,37	10,37

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,00m
Integral (kN.m/m)	446,75	129,91	459,59	113,8	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,20	2,20	2,20	2,20	-
Msd (kN.m)	203,07	59,05	208,90	51,73	54,84
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	63,07
μ	0,169	0,049	0,174	0,043	0,074
Asc (cm^2/m)	22,28	5,82	23,02	5,07	8,90
Armadura	ϕ10//.20 + 2ϕ16//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20 + 2ϕ16//.20	ϕ10//.10	3ϕ20
As,eff (cm^2/m)	24,04	7,86	24,04	7,86	9,42

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.4.3.3.

Armadura longitudinal - Laje

Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,27

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	4,08
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	120,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	6,90

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	70,50	67,22	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	81,08	77,31	-	-	-	-
μ	0,050	0,048	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	6,53	6,21	-	-	-	-
Armadura	ϕ25 + ϕ16	3 ϕ16	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	6,92	6,03	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	11,08	10,09

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada uma armadura de ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,70m
Integral (kN.m/m)	701,94	198,35	696,31	174,24	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,60	2,60	2,60	2,60	-
Msd (kN.m)	269,98	76,29	267,81	67,02	70,50
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	81,08
μ	0,185	0,052	0,184	0,046	0,095
Asc (cm^2/m)	27,25	6,84	26,99	5,97	12,85
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ25//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20 + ϕ25//.20	ϕ10//.10	4ϕ20
As,eff (cm^2/m)	28,47	7,86	28,47	7,86	12,57

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.4.3.4.

Armadura longitudinal - Laje

Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,32

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	4,83
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	140,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	8,78

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	109,27	99,46	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	125,67	114,38	-	-	-	-
μ	0,049	0,045	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	7,58	6,87	-	-	-	-
Armadura	ϕ25 + ϕ20	ϕ25 + ϕ16	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	8,05	6,92	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	13,99	12,58

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada uma armadura de ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,00m
Integral (kN.m/m)	832,15	232,66	830,09	205,56	-
$L_{"cut"}$ (m)	1,80	1,80	1,80	1,80	-
Msd (kN.m)	462,31	129,26	461,16	114,20	109,27
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	125,66
μ	0,226	0,063	0,225	0,056	0,061
Asc (cm^2/m)	40,71	9,88	40,59	8,661	9,58
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.20 + ϕ16//.20	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	2ϕ25
As,eff (cm^2/m)	44,14	13,98	44,14	9,58	10,05

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.4.3.5.

Armadura longitudinal

Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,40

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	6,03
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	172,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	9,40

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	149,97	129,24	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	172,47	148,63	-	-	-	-
μ	0,049	0,042	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	9,36	8,01	-	-	-	-
Armadura	2ϕ25	ϕ20 + ϕ25	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	9,82	8,05	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	14,84	12,87

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada uma armadura de ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,90m
Integral (kN.m/m)	1571,33	382,11	1575,63	326,67	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,80	2,80	2,80	2,80	-
Msd (kN.m)	561,19	136,47	562,73	116,67	149,97
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	172,47
μ	0,175	0,043	0,176	0,036	0,102
Asc (cm^2/m)	37,91	8,18	38,03	6,95	20,76
Armadura	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ25)//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ25)//.20	ϕ10//.10	5 ϕ25
As,eff (cm^2/m)	38,52	9,58	38,52	7,86	24,54

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.4.3.6.

Armadura longitudinal

Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,48

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	7,24
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	204,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	9,16

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	195,21	171,57	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	224,49	197,31	-	-	-	-
μ	0,044	0,039	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	10,10	8,84	-	-	-	-
Armadura	ϕ32 + ϕ20	2ϕ25	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	11,18	9,82	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	16,35	14,84

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada uma armadura de ϕ10//.20

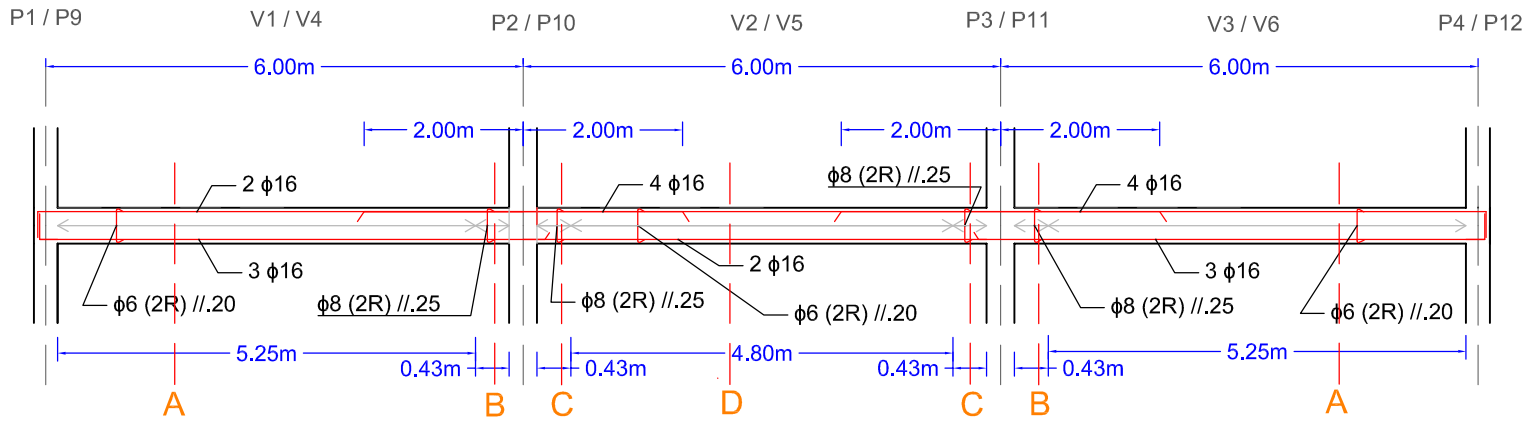
	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 2,00m
Integral (kN.m/m)	2144,49	660,25	2158,84	313,22	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,90	2,90	2,90	2,90	-
Msd (kN.m)	739,48	227,67	744,43	108,01	195,21
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	224,49
μ	0,160	0,049	0,162	0,023	0,097
Asc (cm^2/m)	41,10	11,44	41,42	5,30	23,60
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.20 + 2ϕ10//.20	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.10	5ϕ 25
As,eff (cm^2/m)	44,14	11,79	44,14	7,86	24,54

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções, considerando-se a extensão do molde acrescida da largura da banda de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

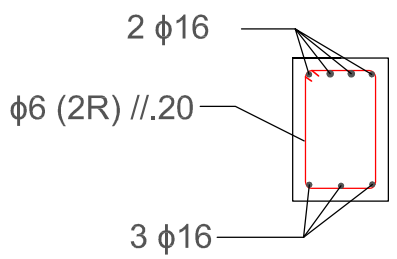
A.4.4 Verificação punçoamento

		Lajes fungiformes aligeirada com moldes											
		6x6		7x7		8x8		9x9		10x10		11x11	
	Pilar	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7
Armadura superior	Asx (cm^2) / m	19,64	19,64	24,04	24,04	27,93	27,93	44,14	44,14	38,52	38,52	44,14	44,14
	Asy (cm^2) / m	19,64	19,64	24,04	24,04	27,93	27,93	44,14	44,14	38,52	38,52	44,14	44,14
ved (kN)		679,82	679,82	885,88	885,88	1168,95	1168,95	1641,45	1641,45	2274,17	2274,17	2982,77	2982,77
b (m)		0,35	0,35	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50	0,65	0,65	0,70	0,70
d (m)		0,245	0,245	0,245	0,245	0,270	0,270	0,320	0,320	0,400	0,400	0,480	0,480
uo (m)		1,40	1,40	1,60	1,60	2,00	2,00	2,00	2,00	2,60	2,60	2,80	2,80
u1 (m)		4,48	4,48	4,68	4,68	5,39	5,39	6,02	6,02	7,63	7,63	8,83	8,83
Vrdc,max (kN)		5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280
VEd (kN) u0		2279	2279	2599	2599	2489	2489	2949	2949	2515	2515	2552	2552
VEd (u0) < Vrdc,max		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vmin (kN)		504	504	504	504	486	486	459	459	428	428	405	405
vrdc (kN)		659	659	705	705	702	702	743	743	629	629	597	597
Vmin < Vrdc		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vrd,c (kN)		723,12	723,12	808,14	808,14	1022,17	1022,17	1431,61	1431,61	1918,84	1918,84	2530,86	2530,86
		KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO
Asw (cm^2) /m		4,41	4,41	8,98	8,98	12,69	12,69	17,20	17,20	23,88	23,88	29,35	29,35

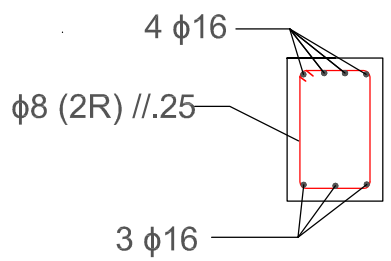
A.4.5.1



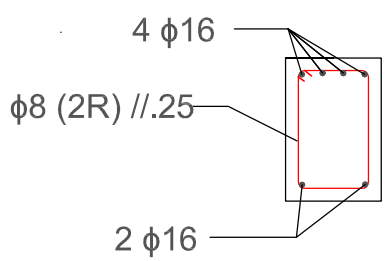
Escala 1:100



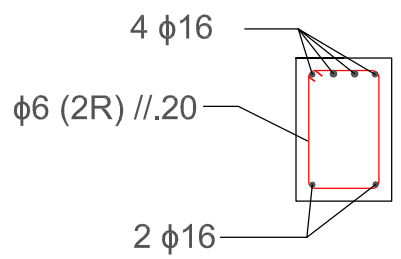
A	Escala 1:25



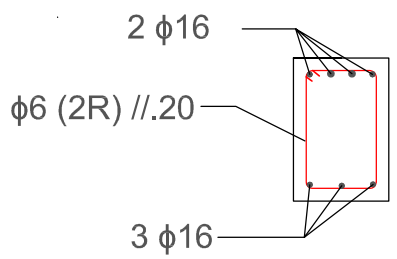
B	Escala 1:25



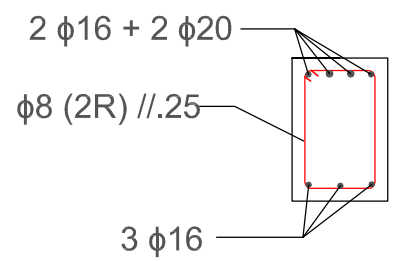
C	Escala 1:25



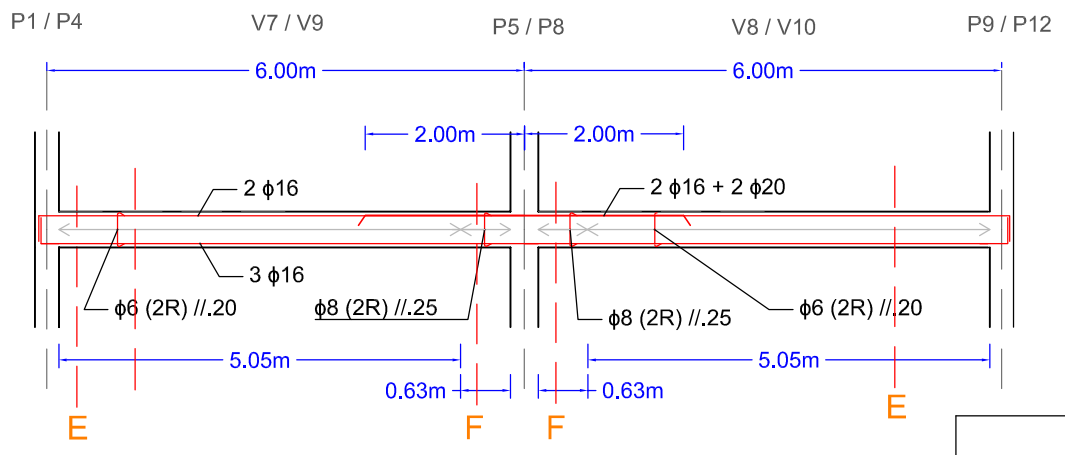
D	Escala 1:25



E	Escala 1:25



F	Escala 1:25



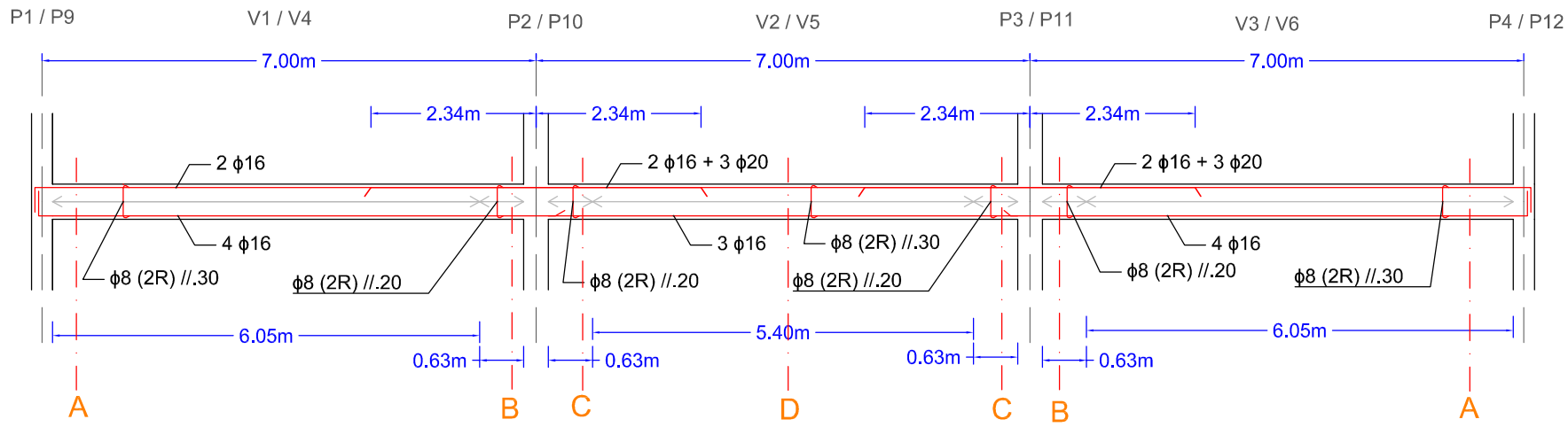
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

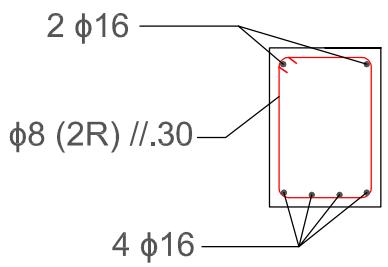
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.1	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

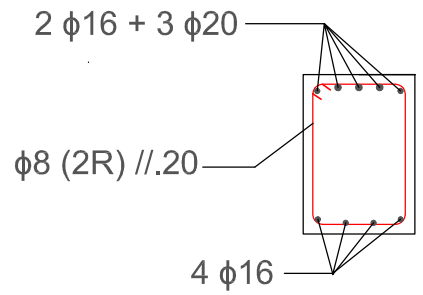
A.4.5.2



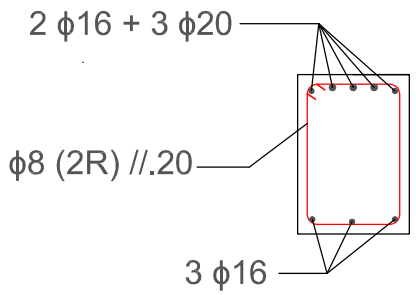
Escala 1:100



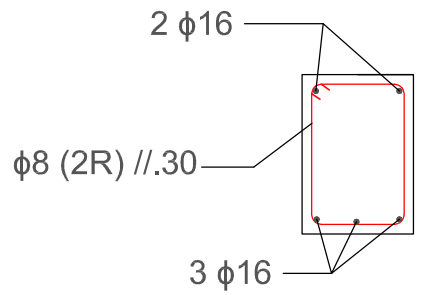
A | Escala 1:25



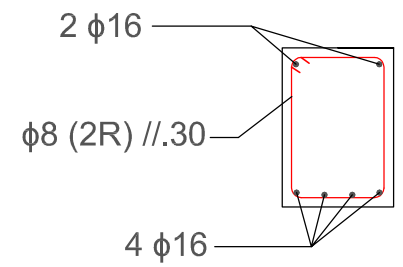
B | Escala 1:25



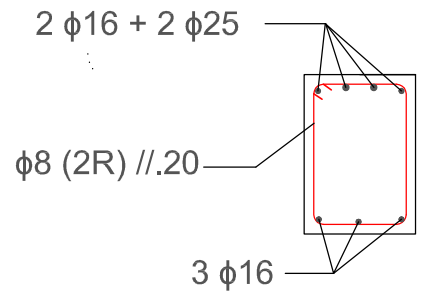
C | Escala 1:25



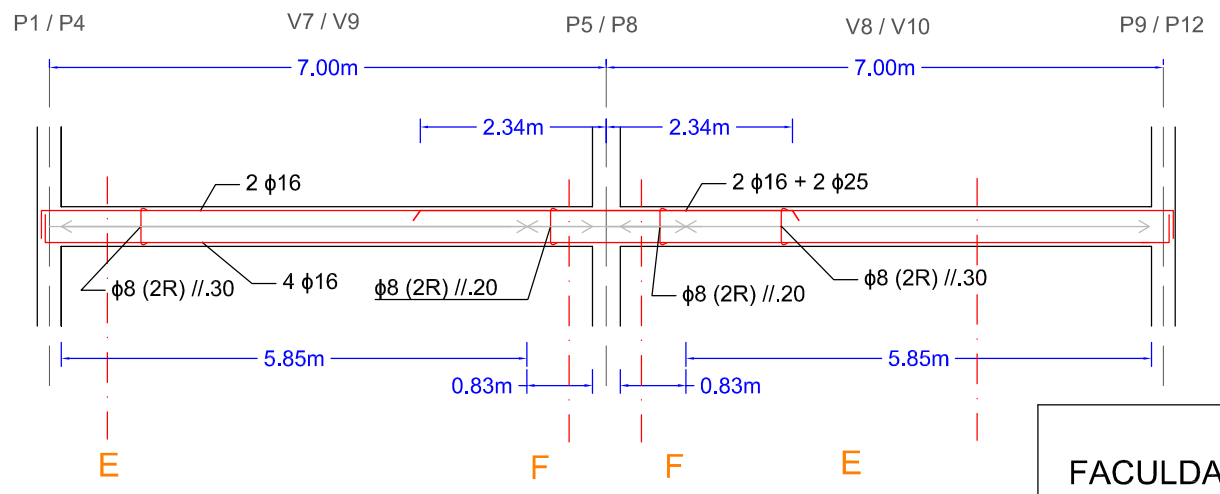
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



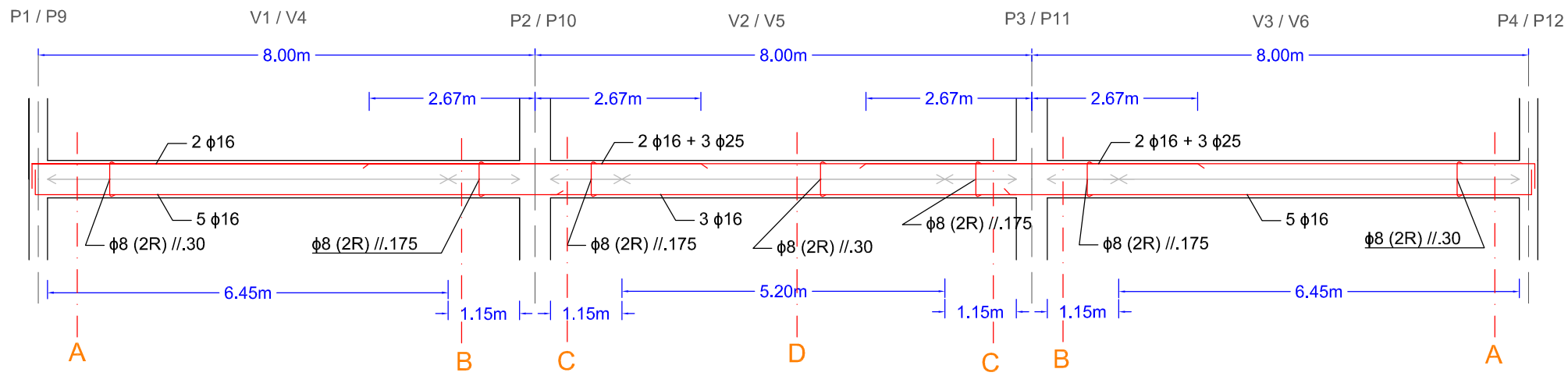
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

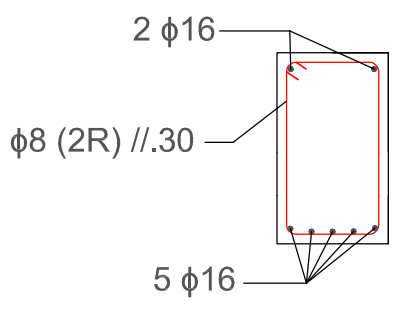
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.2	Laje fungiforme algeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

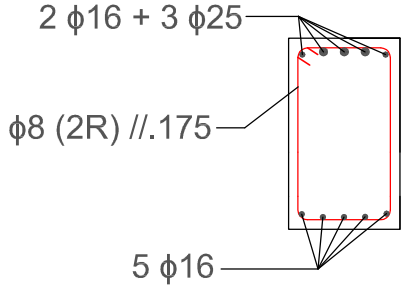
A.4.5.3



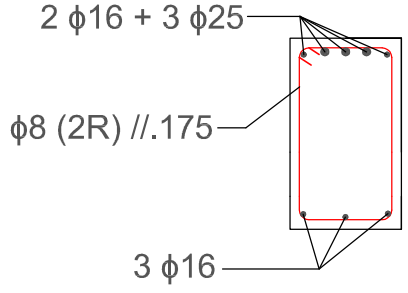
Escala 1:100



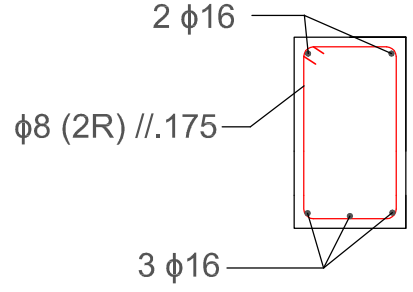
A | Escala 1:25



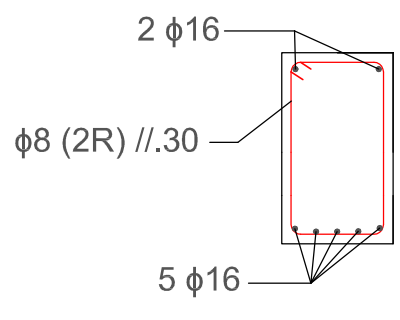
B | Escala 1:25



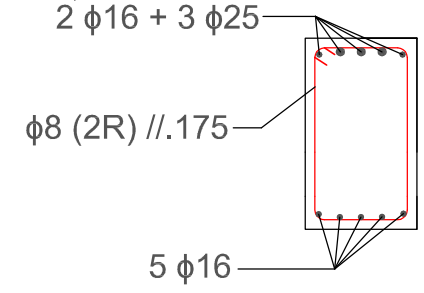
C | Escala 1:25



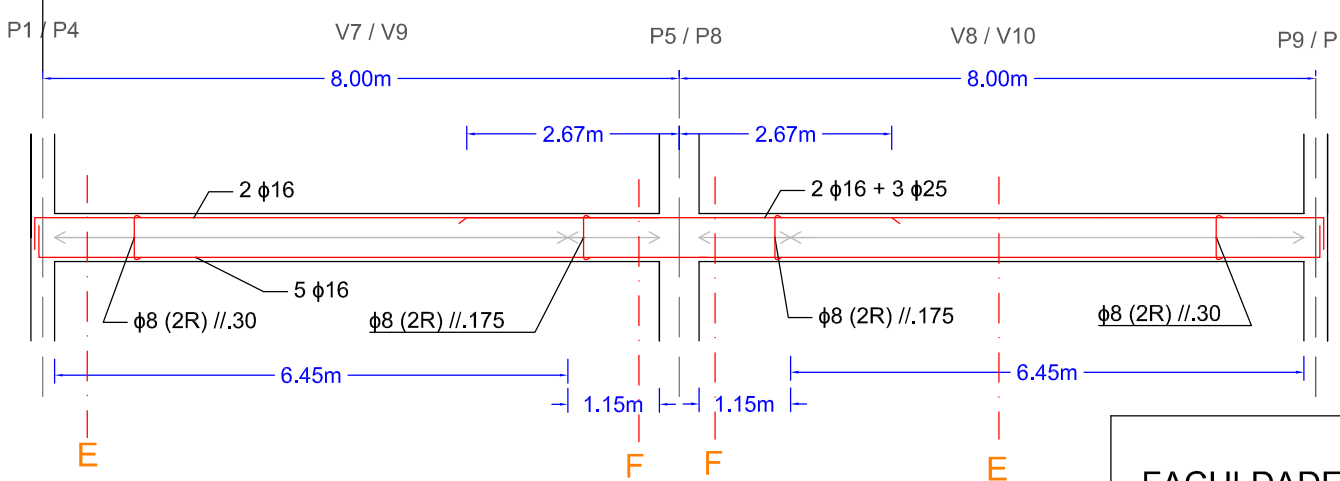
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



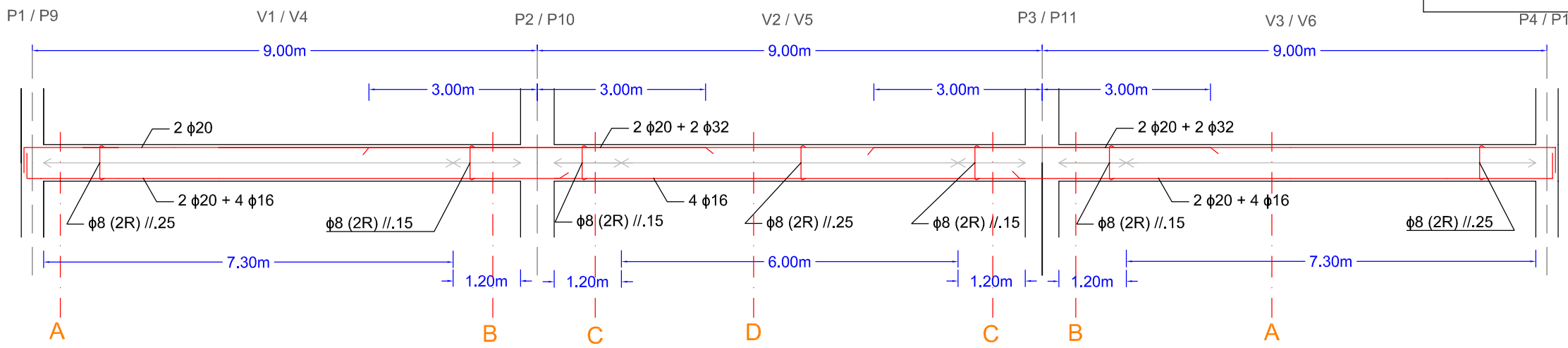
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

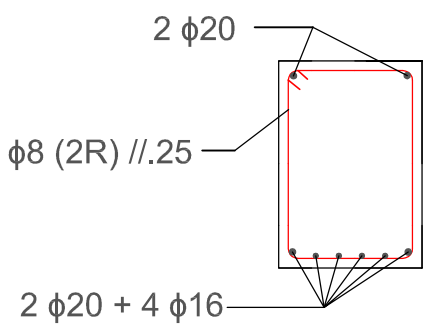
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.3	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

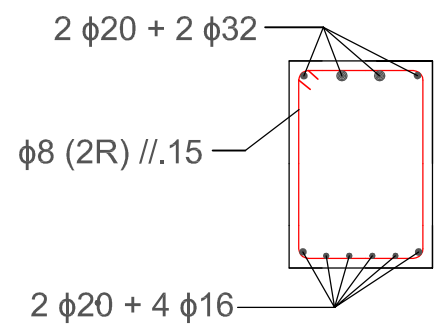
A.4.5.4



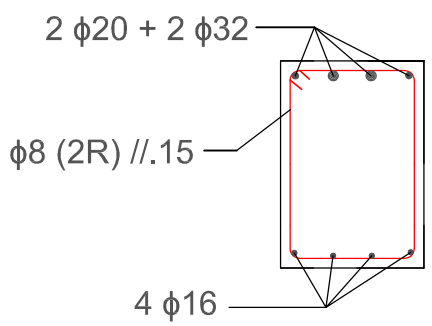
Escala 1:100



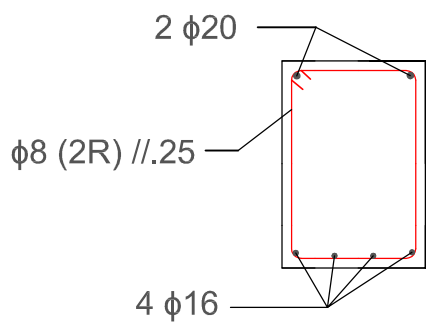
A | Escala 1:25



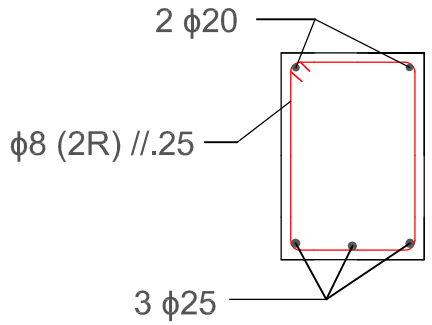
B | Escala 1:25



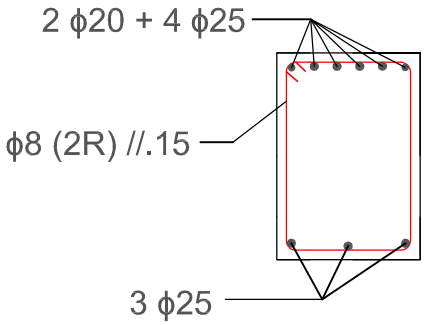
C | Escala 1:25



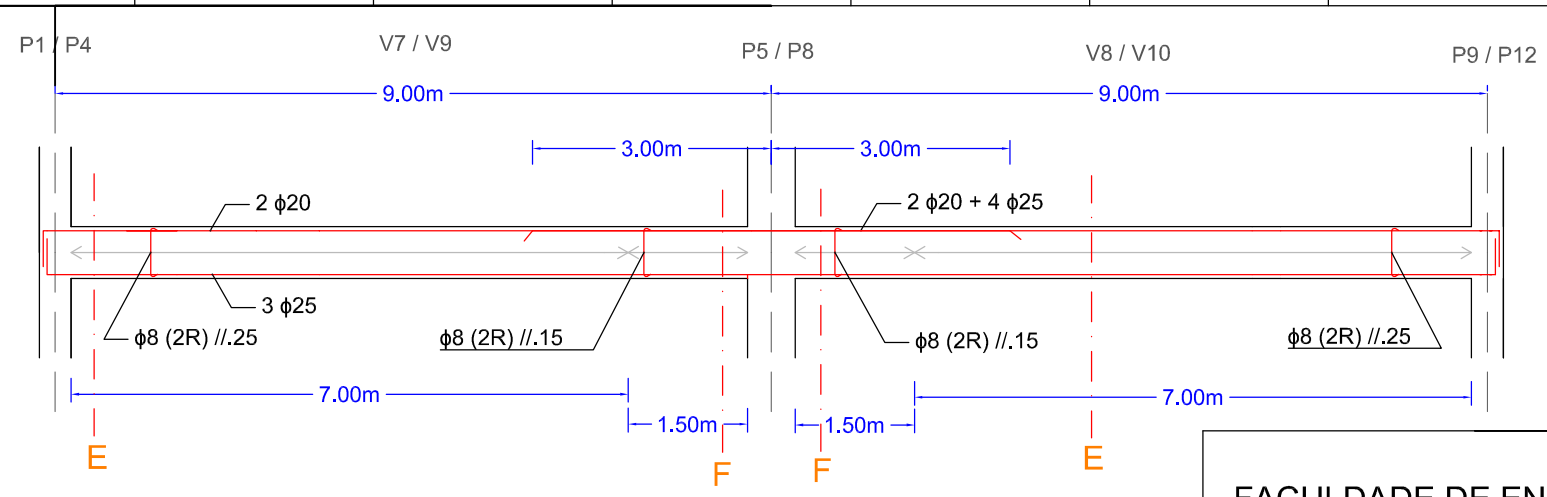
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



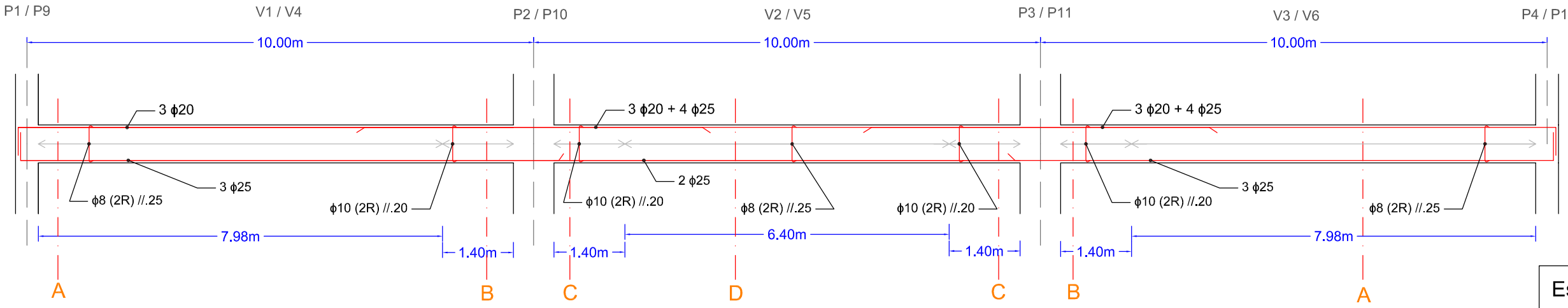
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

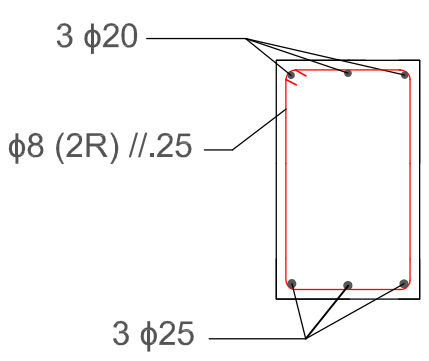
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.4	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

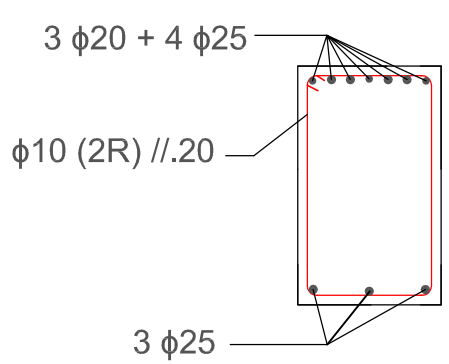
A.4.5.5



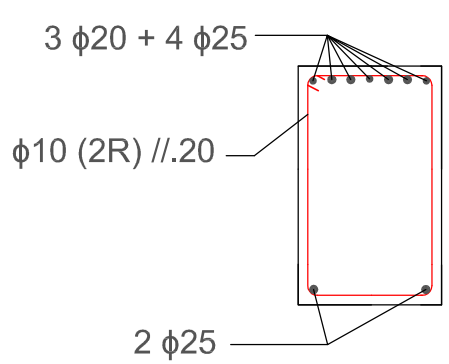
Escala 1:100



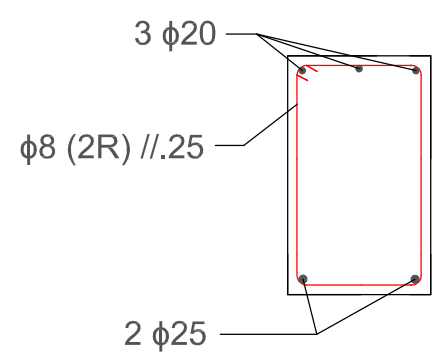
A | Escala 1:25



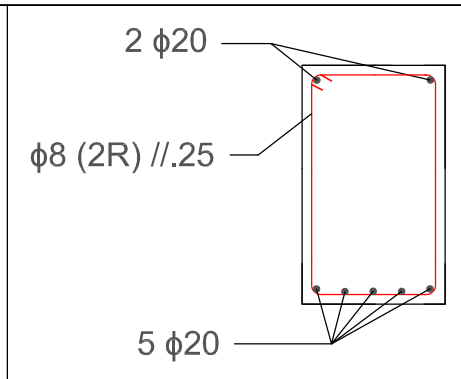
B | Escala 1:25



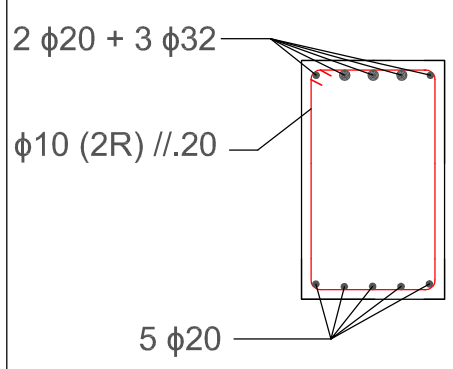
C | Escala 1:25



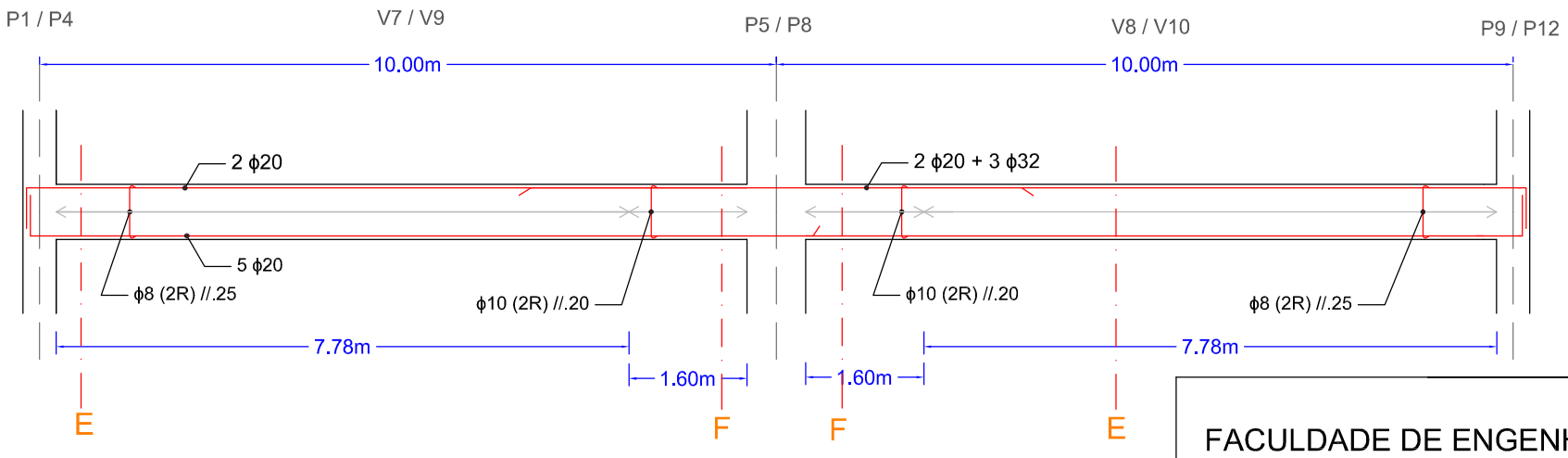
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



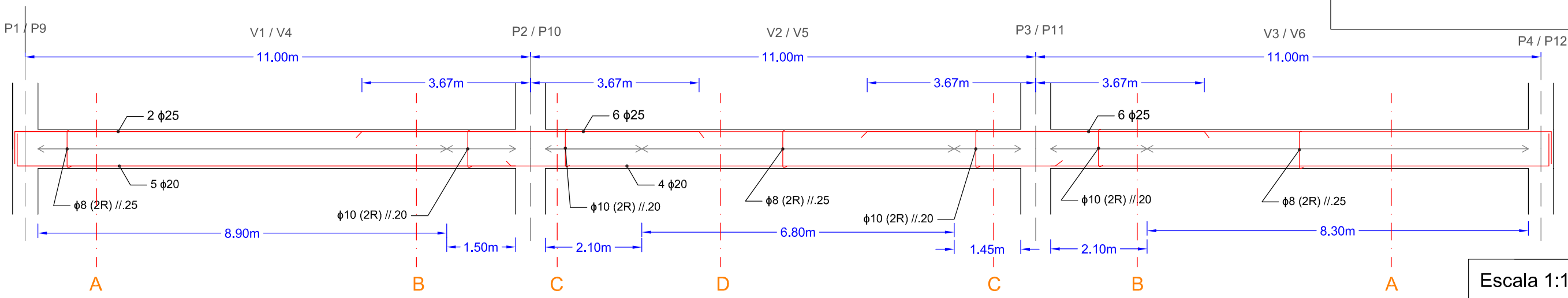
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

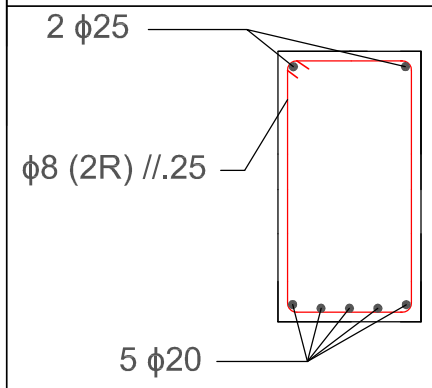
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.5	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

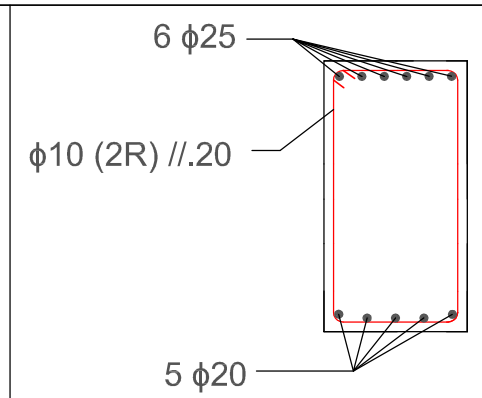
A.4.5.6



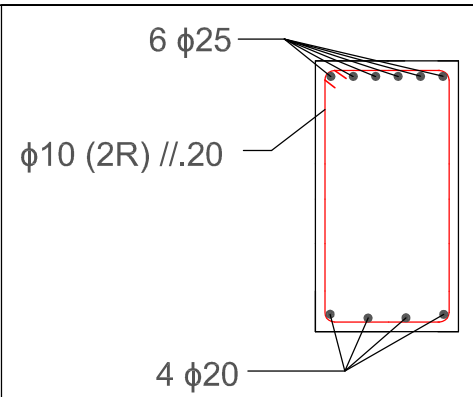
Escala 1:100



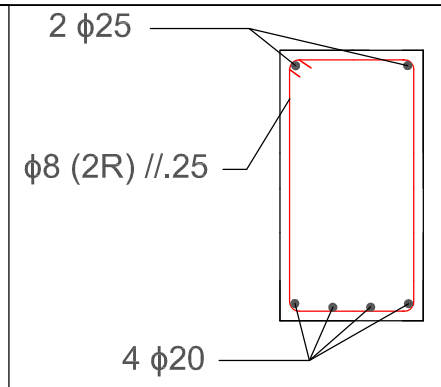
A | Escala 1:25



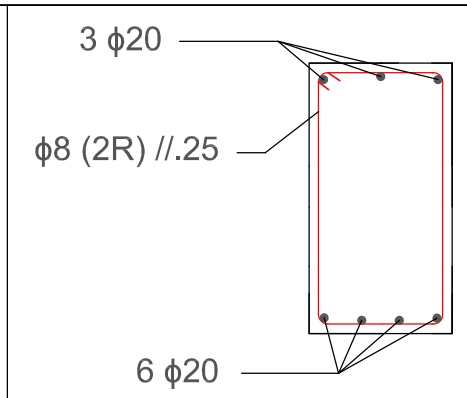
B | Escala 1:25



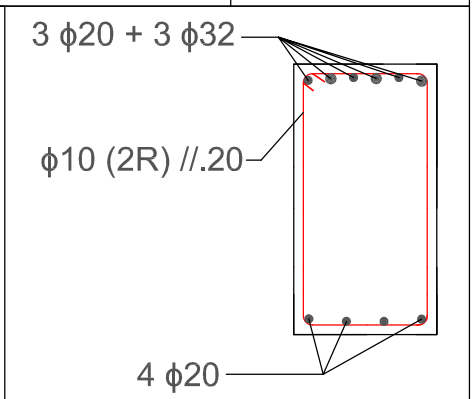
C | Escala 1:25



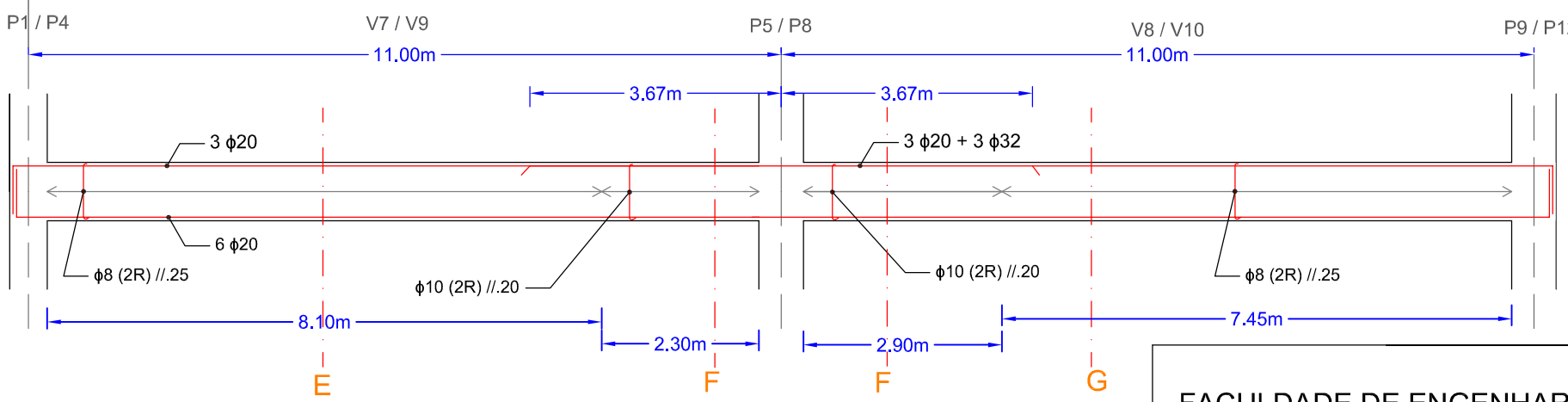
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



Escala 1:100

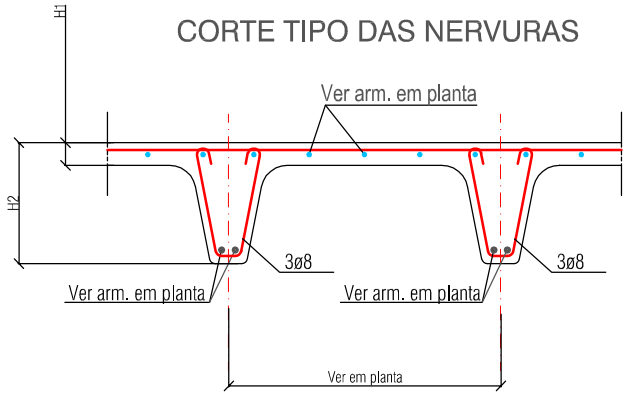
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

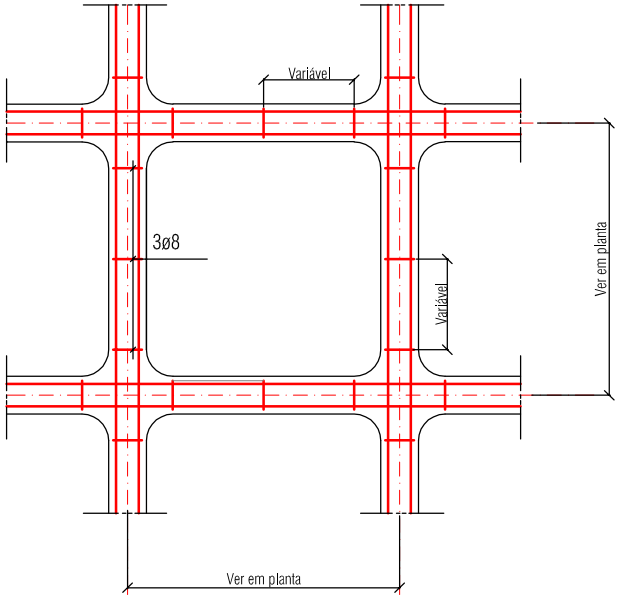
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.4.5.6	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

PORMENORES TIPO DE NERVURAS

CORTE TIPO DAS NERVURAS

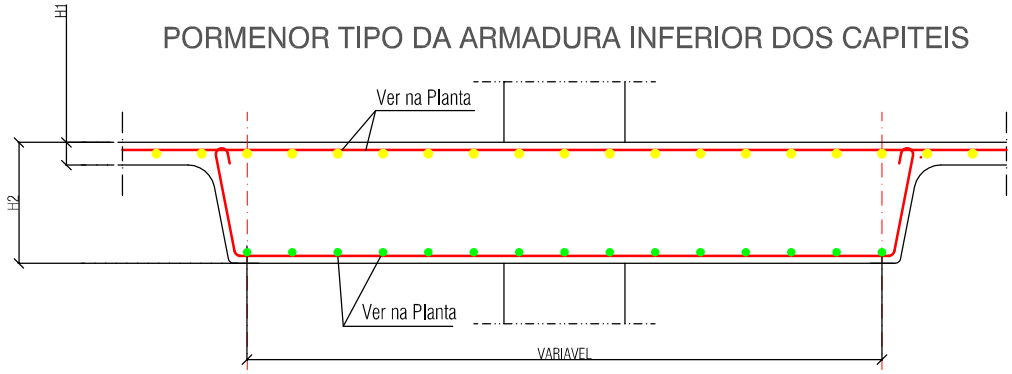


PLANTA TIPO DAS NERVURAS



PORMENORES TIPO DE CAPITÉIS

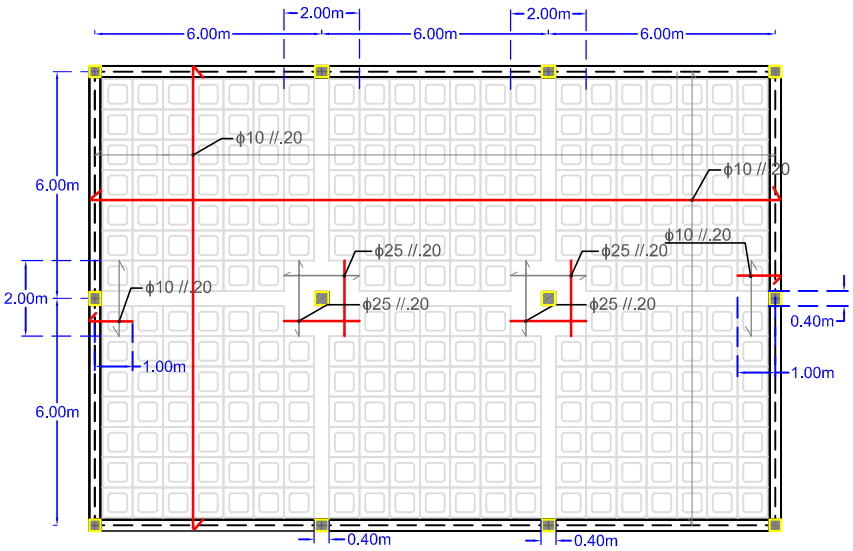
PORMENOR TIPO DA ARMADURA INFERIOR DOS CAPITEIS



QUADRO DAS BANDAS MACIÇAS

Caso Tipo	Vão	H1 (m)	H2 (m)
Caso A	6x6	0,075	0,275
Caso B	7x7	0,075	0,275
Caso C	8x8	0,075	0,300
Caso D	9x9	0,100	0,350
Caso E	10x10	0,105	0,430
Caso F	11x11	0,085	0,510

A.4.6.2

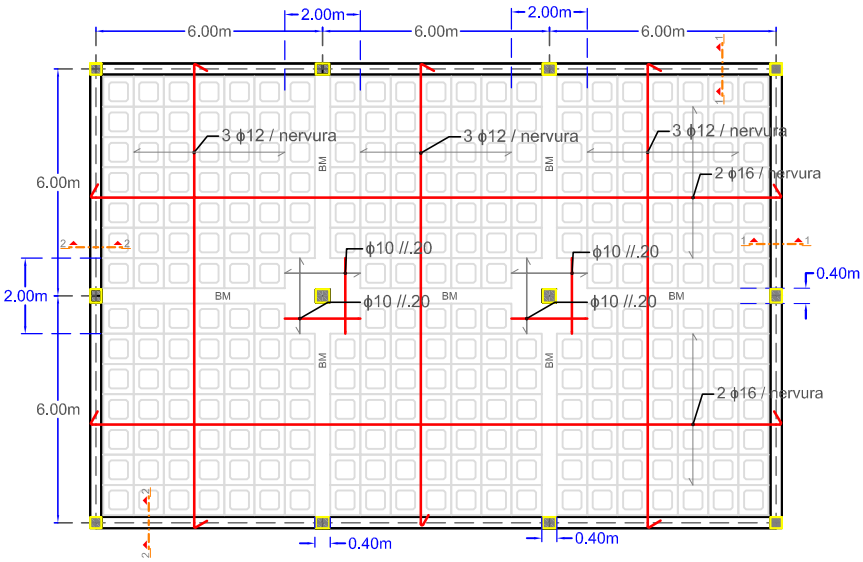


Escala 1:200

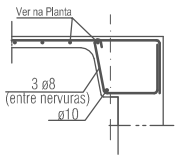
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.2	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.3

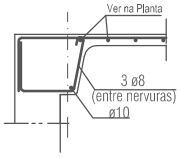


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



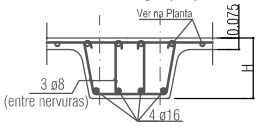
Escala 1:50

Banda Maciça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



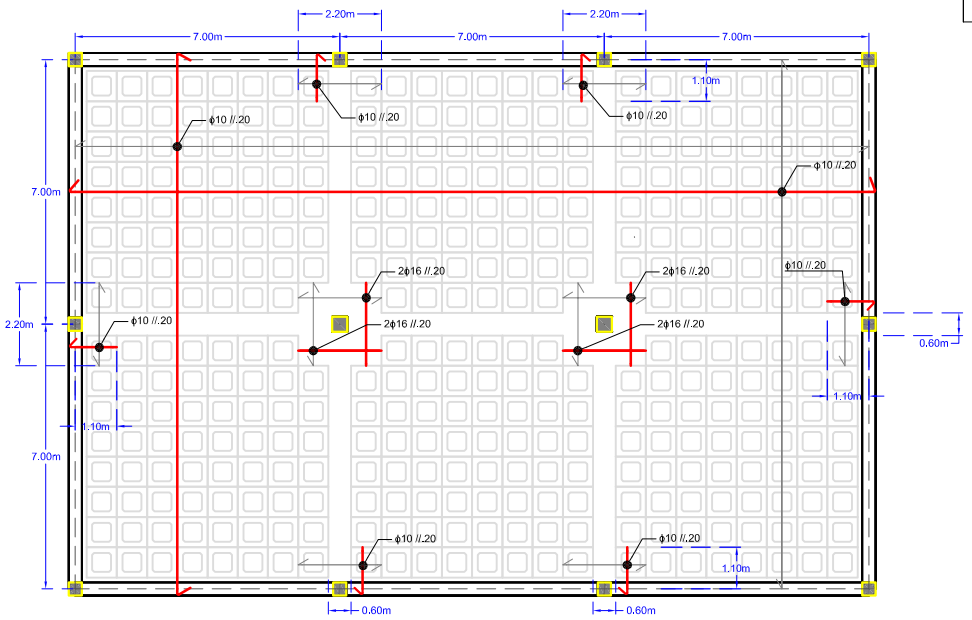
Escala 1:50

Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.3	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.4

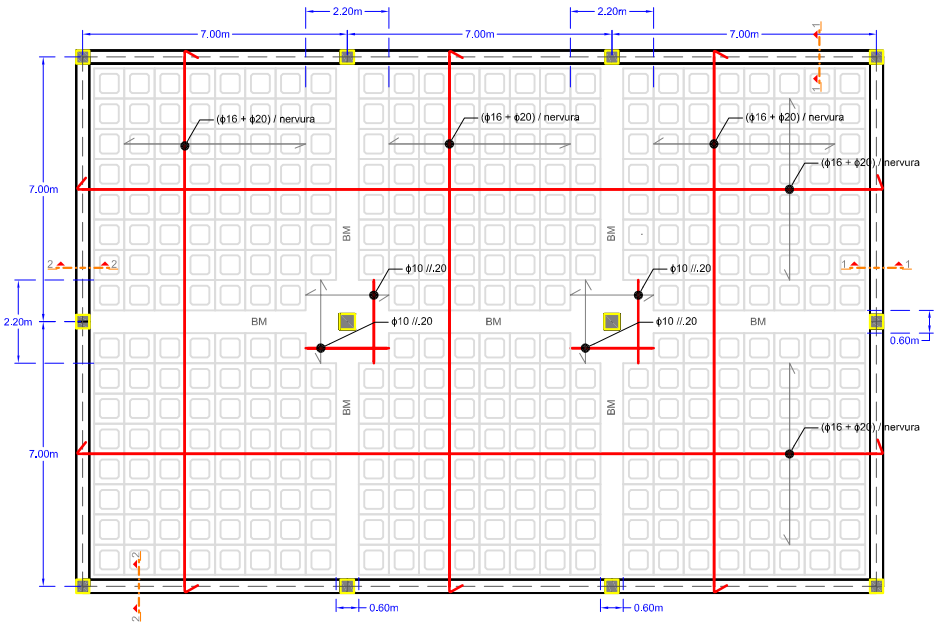


Escala 1:200

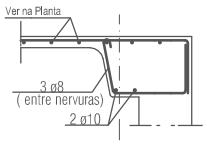
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.4	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.5

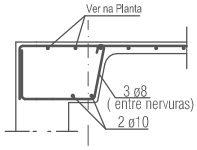


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



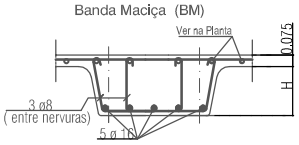
Escala 1:50

Banda Maciça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



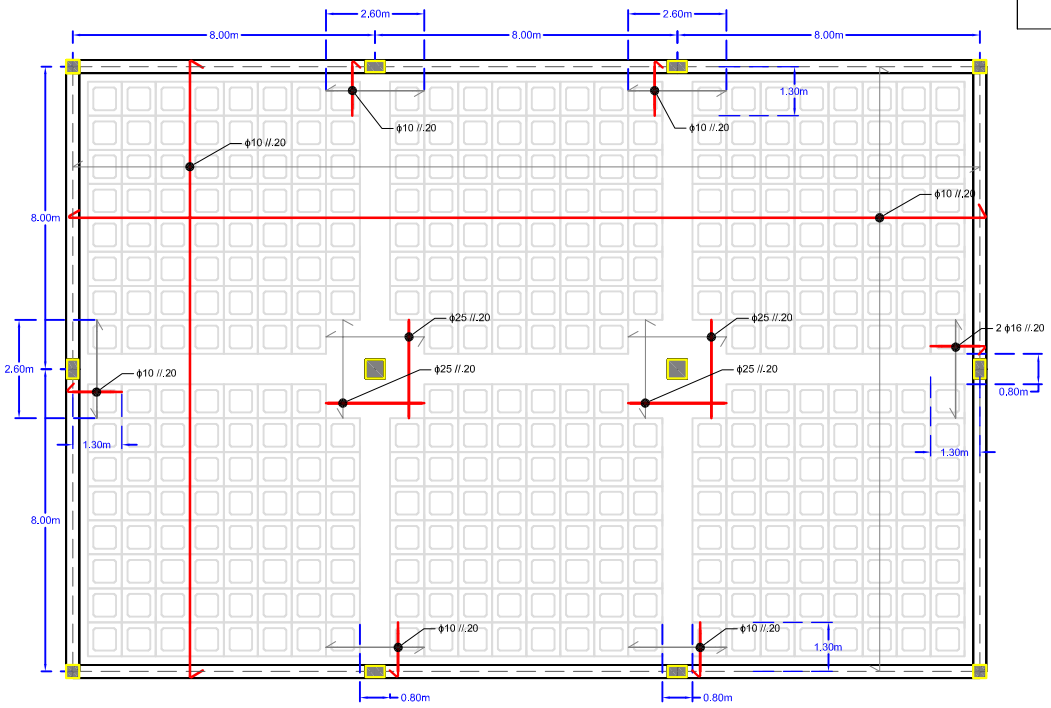
Escala 1:50

Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.5	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.6

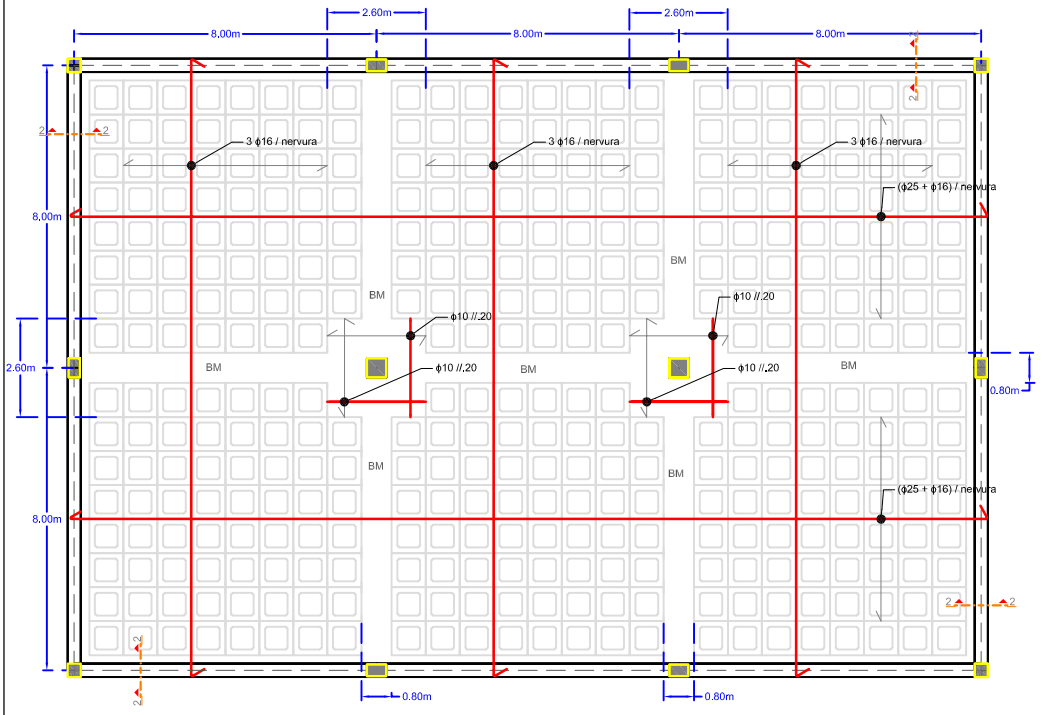


Escala 1:200

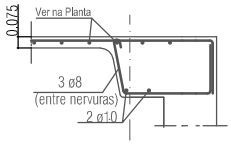
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.6	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.7

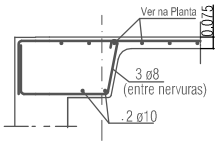


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



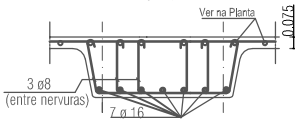
Escala 1:50

Banda Maciça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



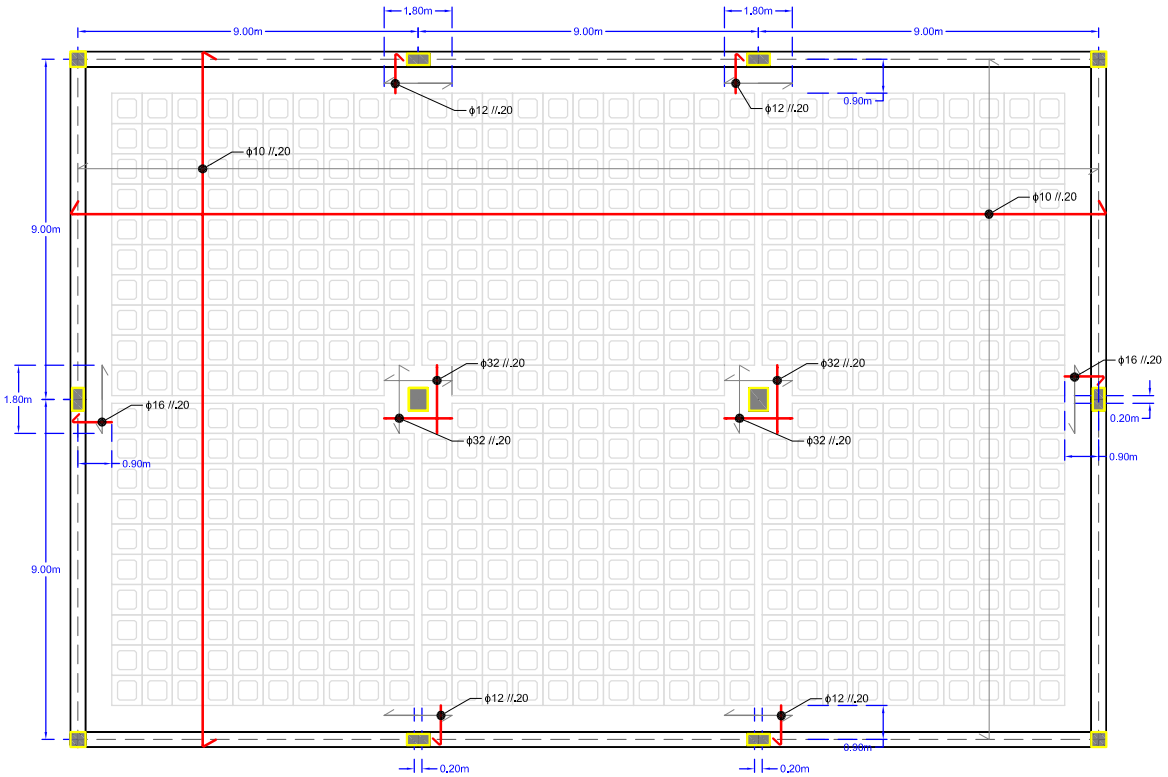
Escala 1:50

Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.7	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.8

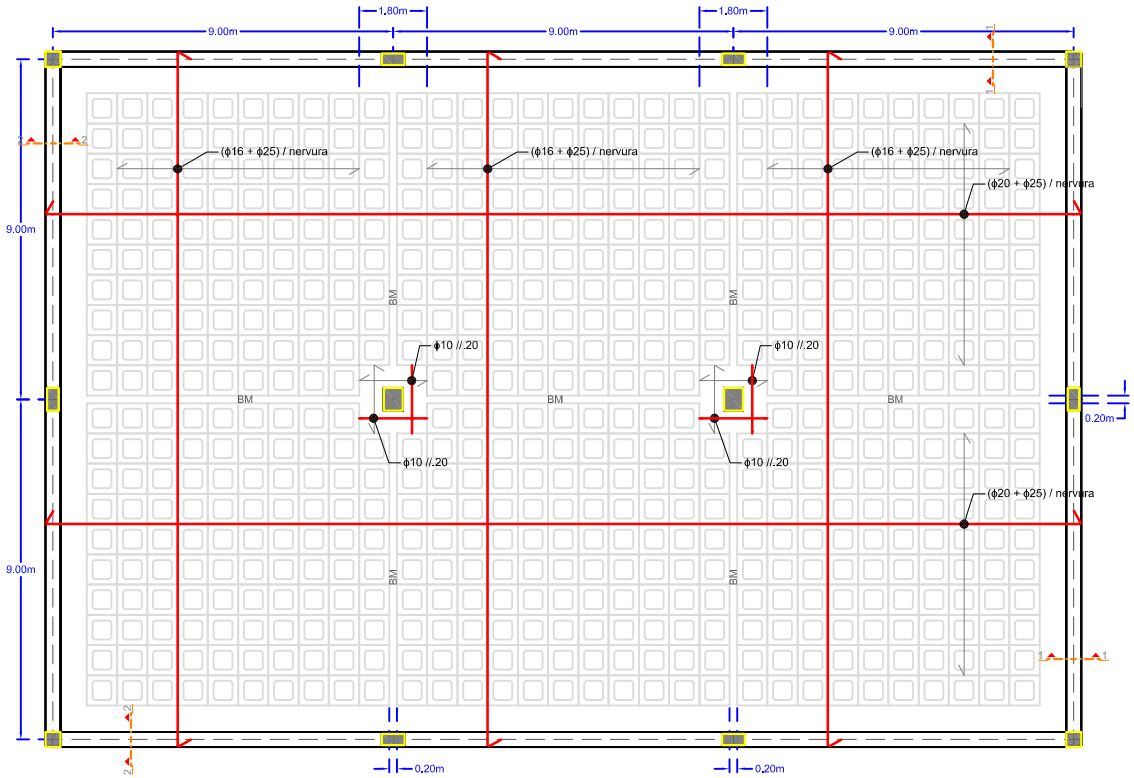


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

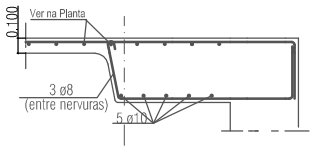
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.4.6.8	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.9

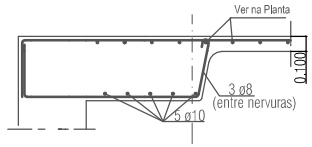


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



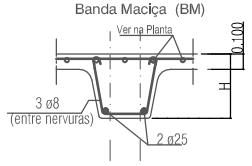
Escala 1:50

Banda Maclça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



Escala 1:200

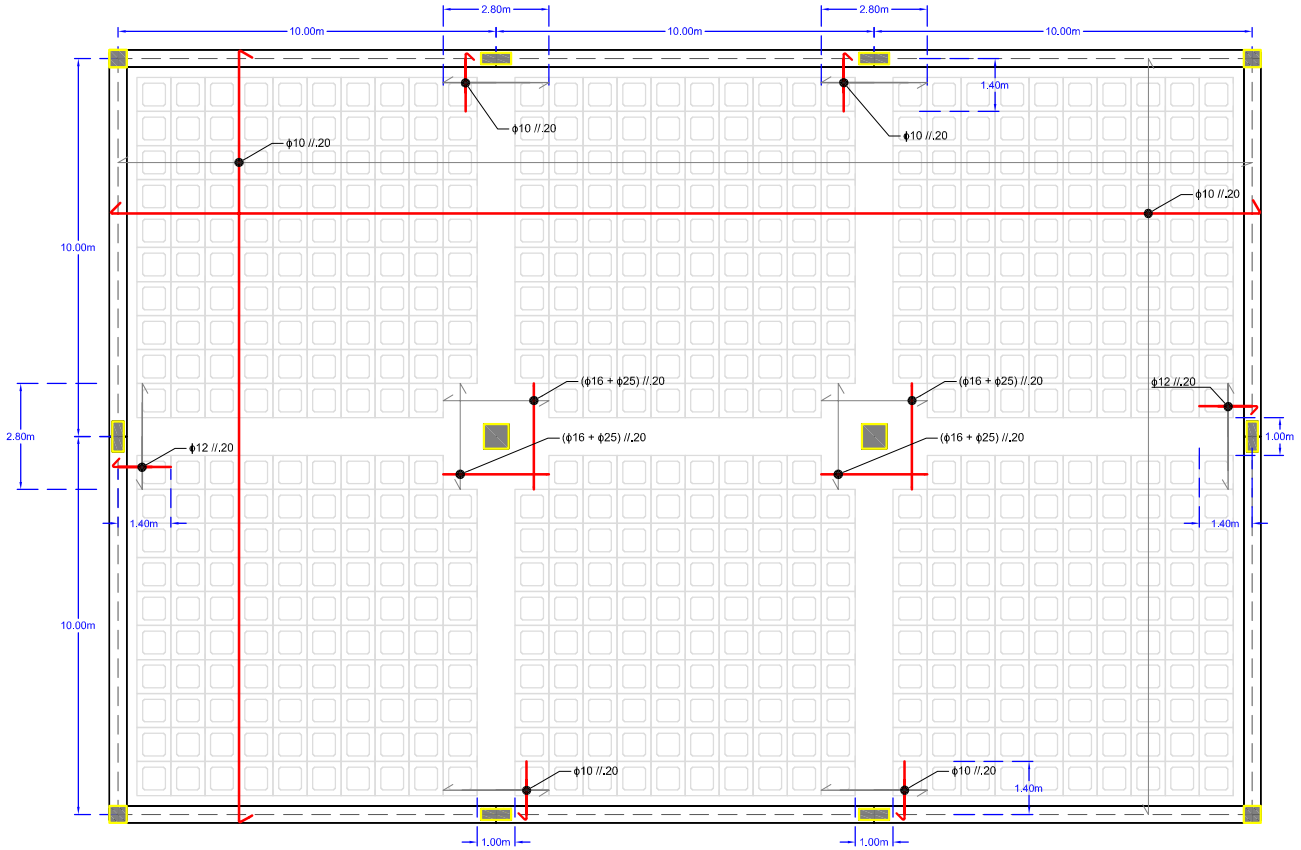
Escala 1:50

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.4.6.9	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.10



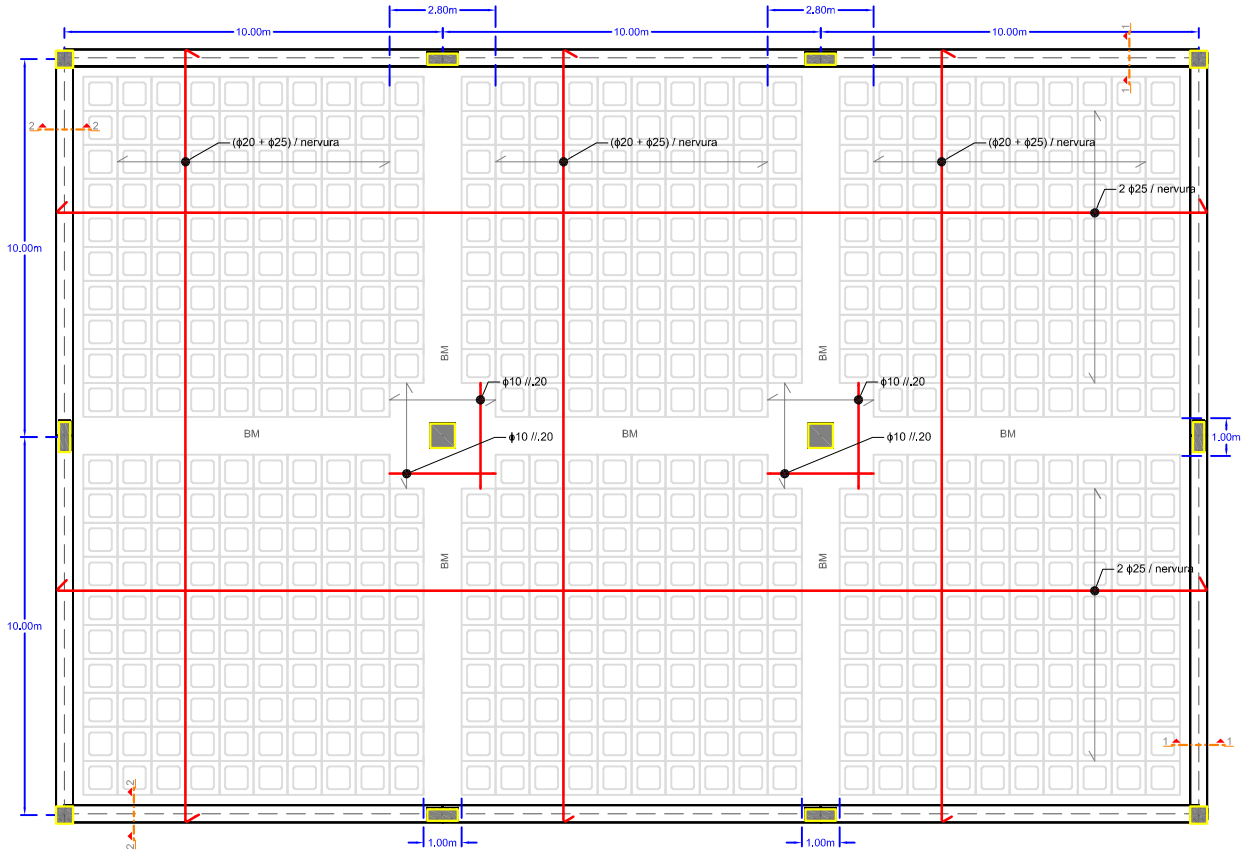
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

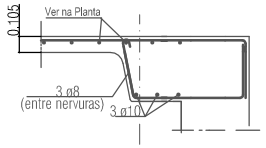
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.4.6.10	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.11

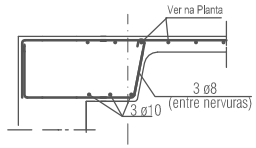


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



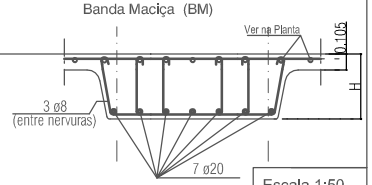
Escala 1:50

Banda Maciça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



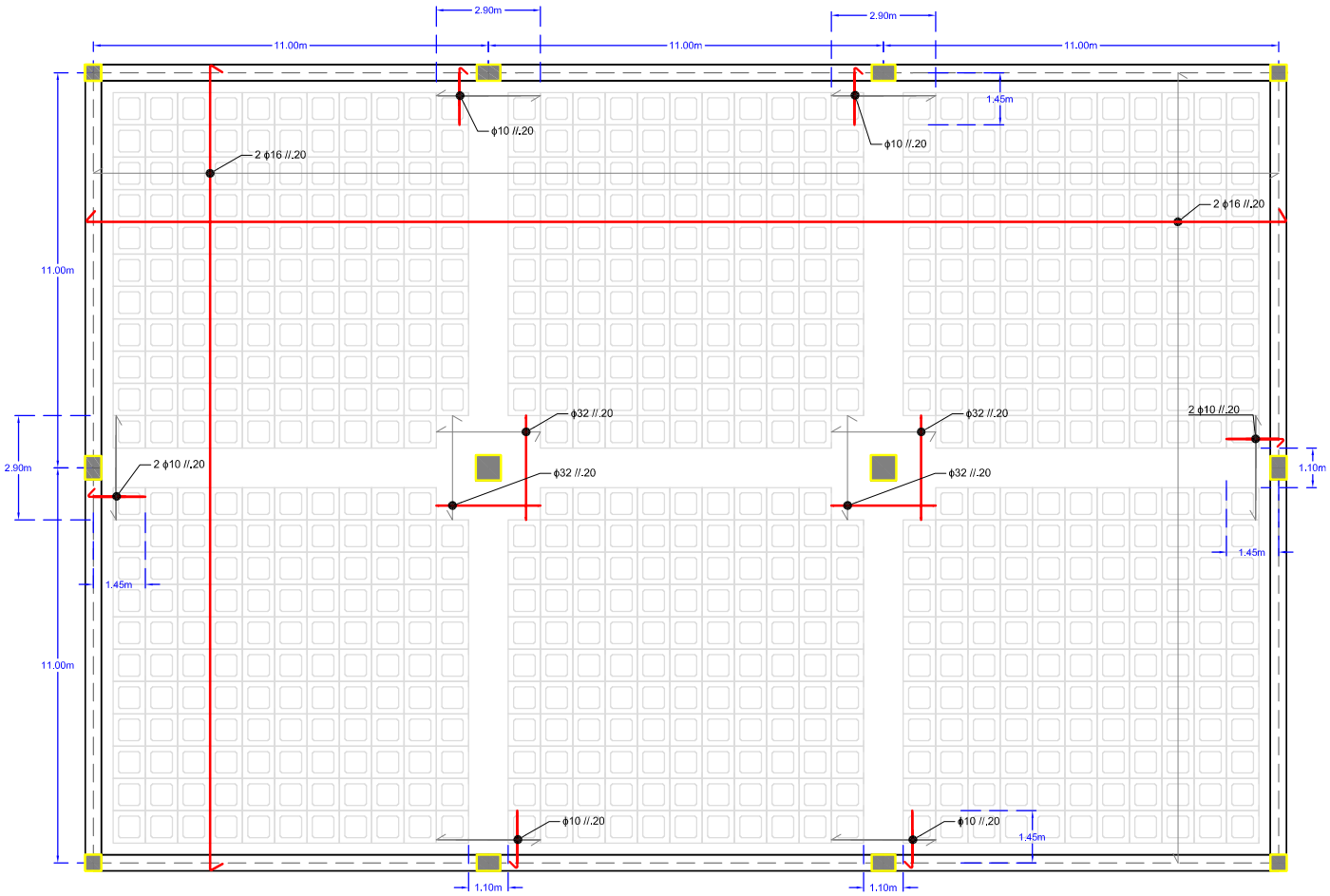
Escala 1:50

Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.11	Laje fungiforme aligeirada com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.12



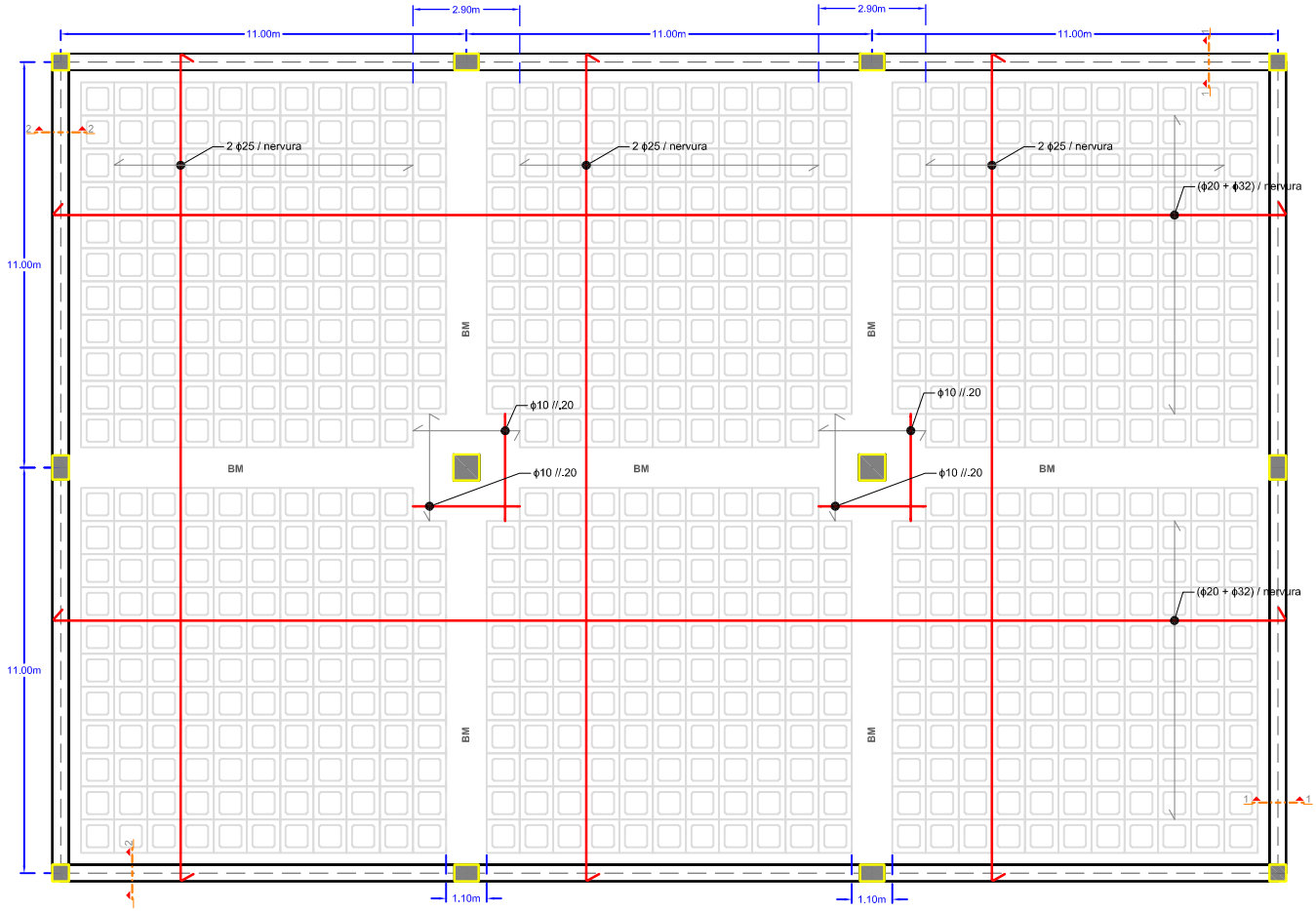
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

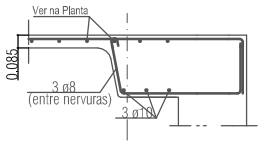
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.4.6.12	Laje fungiforme aligeiradas com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.4.6.13

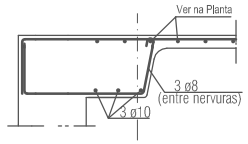


Banda Maciça junto a Paredes (Corte 1)



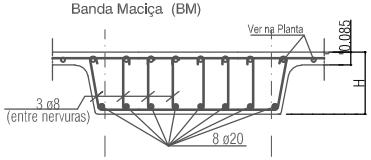
Escala 1:50

Banda Maclça junto a Paredes (Corte 2)



Escala 1:50

Banda Maciça (BM)



Escala 1:50

Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.4.6.13	Laje fungiforme aligeiradas com moldes	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

ANEXO 5

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES

A.5.1 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS

A.5.1.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.5.1.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.5.1.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10

A.5.1.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10

A.5.1.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10

A.5.1.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima

A.5.1.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.1.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.5.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS

A.5.2.1 Caso A (Laje 6×6) – Armadura mínima e máxima

A.5.2.2 Caso A (Laje 6×6) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.2.3 Caso A (Laje 6×6) – V7, V8 e V9, V10

A.5.2.4 Caso B (Laje 7×7) – Armadura mínima e máxima

A.5.2.5 Caso B (Laje 7×7) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.2.6 Caso B (Laje 7×7) – V7, V8 e V9, V10

A.5.2.7 Caso C (Laje 8×8) – Armadura mínima e máxima

A.5.2.8 Caso C (Laje 8×8) – V1 a V3 e V4 a V6

A.5.2.9 Caso C (Laje 8×8) – V7, V8 e V9, V10
A.5.2.10 Caso D (Laje 9×9) – Armadura mínima e máxima
A.5.2.11 Caso D (Laje 9×9) – V1 a V3 e V4 a V6
A.5.2.12 Caso D (Laje 9×9) – V7, V8 e V9, V10
A.5.2.13 Caso E (Laje 10×10) – Armadura mínima e máxima
A.5.2.14 Caso E (Laje 10×10) – V1 a V3 e V4 a V6
A.5.2.15 Caso E (Laje 10×10) – V7, V8 e V9, V10
A.5.2.16 Caso F (Laje 11×11) – Armadura mínima e máxima
A.5.2.17 Caso F (Laje 11×11) – V1 a V3 e V4 a V6
A.5.2.18 Caso F (Laje 11×11) – V7, V8 e V9, V10

A.5.3 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM LAJE
A.5.3.1 Caso A (Laje 6×6)
A.5.3.2 Caso B (Laje 7×7)
A.5.3.3 Caso C (Laje 8×8)
A.5.3.4 Caso D (Laje 9×9)
A.5.3.5 Caso E (Laje 10×10)
A.5.3.6 Caso F (Laje 11×11)

A.5.4 VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

A.5.5 DESENHOS - ARMADURAS EM VIGAS
A.5.5.1 Caso A (Laje 6×6)
A.5.5.2 Caso B (Laje 7×7)
A.5.5.3 Caso C (Laje 8×8)
A.5.5.4 Caso D (Laje 9×9)
A.5.5.5 Caso E (Laje 10×10)
A.5.5.6 Caso F (Laje 11×11)

A.5.6 DESENHOS - ARMADURAS EM VIGAS
A.5.6.1 Pormenores de Armadura em laje
A.5.6.2 Caso A (Laje 6×6) - Armadura superior da laje
A.5.6.3 Caso A (Laje 6×6) - Armadura inferior da laje

A.5.6.4 Caso B (Laje 7×7) - Armadura superior da laje
A.5.6.5 Caso B (Laje 7×7) - Armadura inferior da laje
A.5.6.6 Caso C (Laje 8×8) - Armadura superior da laje
A.5.6.7 Caso C (Laje 8×8) - Armadura inferior da laje
A.5.6.8 Caso D (Laje 9×9) - Armadura superior da laje
A.5.6.9 Caso D (Laje 9×9) - Armadura inferior da laje
A.5.6.10 Caso E (Laje 10×10) - Armadura superior da laje
A.5.6.11 Caso E (Laje 10×10) - Armadura inferior da laje
A.5.6.12 Caso F (Laje 11×11) - Armadura superior da laje
A.5.6.13 Caso F (Laje 11×11) - Armadura inferior da laje

Lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

A.5.1.1.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
1,90	54,00

A.5.1.2.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



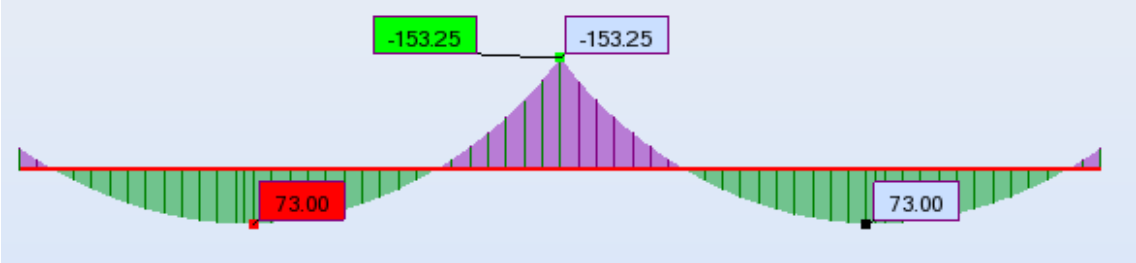
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	40,79	72,85	137,11	44,35	137,11	72,85	40,79
Msd´		83,78		48,09		83,78	
μ	0,039	0,079	0,130	0,045	0,130	0,079	0,039
Asc (cm^2/m)	2,32	4,95	8,48	2,75	8,48	4,95	2,32
Armadura	2ϕ12	3ϕ16	2ϕ12+2ϕ20	2ϕ16	2ϕ12+2ϕ20	3ϕ16	2ϕ12
As,eff (cm^2/m)	2,26	6,03	8,54	4,02	8,54	6,03	2,26

A.5.1.3.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 6×6

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	28,82	73,00	153,25	73,00	28,82
Msd´		83,95		83,95	
μ	0,027	0,079	0,145	0,079	0,027
Asc (cm^2/m)	1,62	4,96	9,61	4,96	1,62
Armadura	2ϕ16	3ϕ16	5ϕ16	3ϕ16	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	6,03	10,05	6,03	4,02

A.5.1.4.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

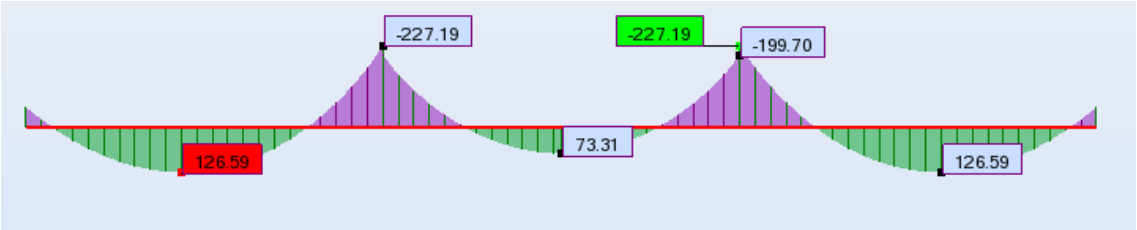
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
2,50	70,00

A.5.1.5.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	54,34	126,59	227,19	73,31	227,19	126,59	54,34
Msd´		145,58		79,81		145,58	
μ	0,035	0,094	0,147	0,052	0,147	0,094	0,035
Asc (cm^2/m)	2,77	7,80	12,75	4,11	12,75	7,80	2,77
Armadura	2ϕ16	3ϕ20	3ϕ20+2ϕ16	2ϕ20	3ϕ20+2ϕ16	3ϕ20	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	9,42	12,57	6,28	12,57	9,42	4,02

A.5.1.6.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 7×7

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	50,48	121,25	251,39	121,25	50,48
Msd´		139,44		139,44	
μ	0,033	0,090	0,163	0,090	0,033
Asc (cm^2/m)	2,55	7,44	14,30	7,44	2,55
Armadura	2ϕ20	4ϕ16	5ϕ20	4ϕ16	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	8,28	8,04	14,73	8,04	8,28

A.5.1.7.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
3,00	84,00

A.5.1.8.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	17,54	225,10	365,67	104,41	365,67	225,10	17,54
Msd´		258,87		120,08		258,87	
μ	0,008	0,114	0,161	0,053	0,161	0,114	0,008
Asc (cm^2/m)	0,72	11,63	17,12	5,10	17,12	11,63	0,72
Armadura	2ϕ16	4ϕ20	3ϕ25 + 2ϕ16	2ϕ20	3ϕ25 + 2ϕ16	4ϕ20	2ϕ16
As,eff (cm^2/m)	4,02	12,57	18,75	6,28	18,75	12,57	4,02

A.5.1.9.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 8×8

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	13,41	211,45	419,82	211,45	13,41
Msd´		243,17		243,17	
μ	0,006	0,107	0,185	0,107	0,006
Asc (cm^2/m)	0,554	9,29	20,06	9,29	0,554
Armadura	2ϕ20	4ϕ20	2ϕ20 + 3ϕ25	4ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	12,57	21,01	12,57	6,28

A.5.1.10.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

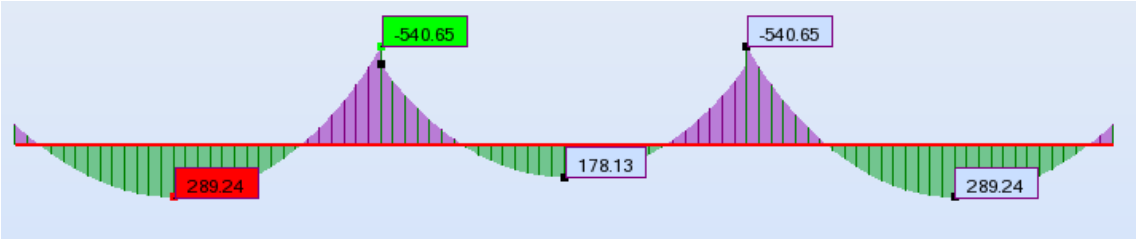
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,20	117,00

A.5.1.11.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



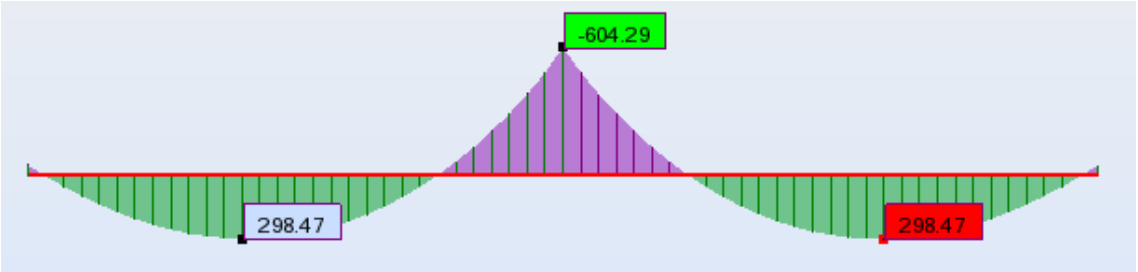
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	111,84	289,24	540,65	178,13	540,65	289,24	111,84
Msd´		332,63		202,06		332,63	
μ	0,032	0,096	0,150	0,051	0,150	0,096	0,032
Asc (cm^2/m)	4,29	13,52	22,16	6,85	22,16	13,52	4,29
Armadura	2ϕ20	3ϕ25	2ϕ20 + 4ϕ25	2ϕ25	2ϕ20 + 4ϕ25	3ϕ25	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	14,73	25,91	9,82	25,91	14,73	6,28

A.5.1.12.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 9×9

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	47,79	298,47	604,29	298,47	47,79
Msd´		343,24		343,24	
μ	0,014	0,099	0,175	0,099	0,014
Asc (cm^2/m)	1,80	13,99	26,32	13,99	1,80
Armadura	2ϕ20	3ϕ25	2ϕ20 + 3ϕ32	3ϕ25	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	14,32	30,41	14,32	6,28

A.5.1.13.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

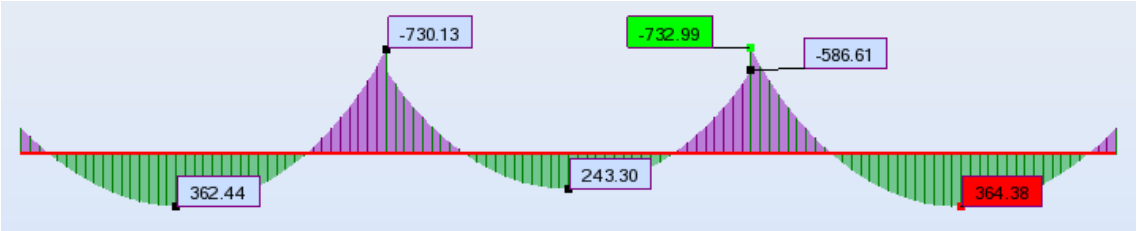
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,89	135,00

A.5.1.14.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



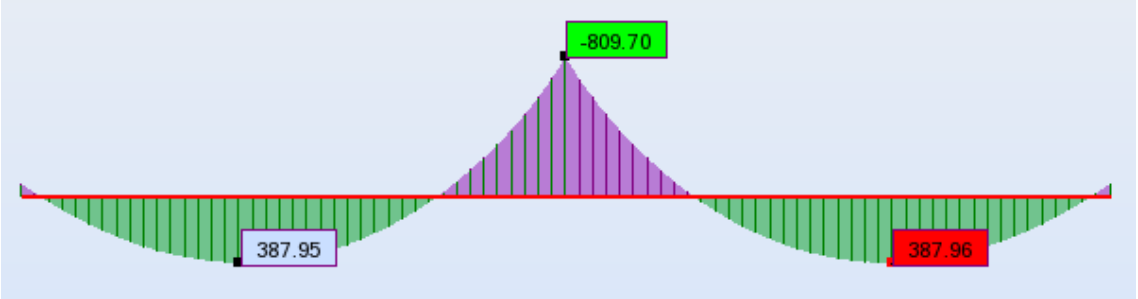
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	179,45	362,44	730,13	243,30	732,99	364,38	179,45
Msd´		416,81		179,80		419,04	
μ	0,038	0,089	0,156	0,060	0,156	0,090	0,038
Asc (cm^2/m)	5,95	14,50	26,96	9,47	26,96	14,58	5,95
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20+3ϕ32	4ϕ20	2ϕ20+3ϕ32	5ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	29,45	12,57	29,45	15,71	6,28

A.5.1.15.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 10×10

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	69,71	387,95	809,70	387,96	69,71
Msd´		446,15		446,16	
μ	0,015	0,096	0,174	0,096	0,015
Asc (cm^2/m)	2,26	15,61	30,34	15,61	2,26
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20+3ϕ32	5ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	30,41	15,71	6,28

A.5.1.16.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

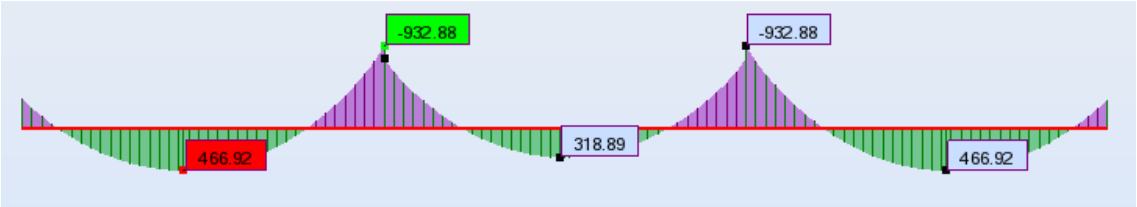
A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
5,56	153,00

A.5.1.17.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4 são iguais aos dos Pilares P9, P10, P11 e P12 respectivamente.



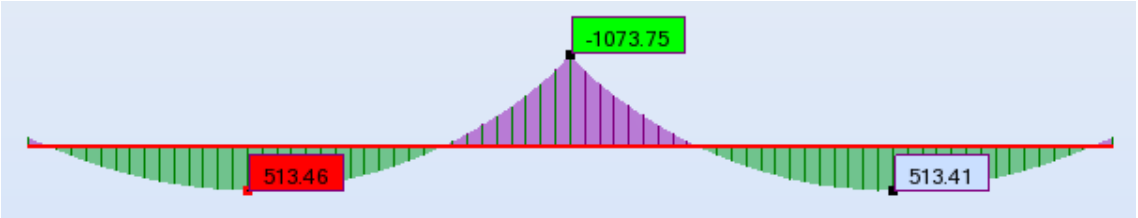
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P9		P2 / P10		P3 / P11		P4 / P12
Viga		V1 / V4		V2 / V5		V3 / V6	
Msd	330,30	466,92	932,88	318,89	932,88	466,92	330,30
Msd´		536,96		366,73		536,96	
μ	0,055	0,089	0,154	0,061	0,154	0,089	0,055
Asc (cm^2/m)	9,77	16,39	30,19	10,91	30,19	16,39	9,77
Armadura	3ϕ25	6ϕ20	3ϕ25+2ϕ32	4ϕ20	3ϕ25+2ϕ32	6ϕ20	3ϕ25
As,eff (cm^2/m)	14,73	18,85	30,81	12,57	30,81	18,85	14,73

A.5.1.18.

Armadura longitudinal - Vigas

Vigas V7, V8 e V9, V10, Laje 11×11

Nota: Os momentos nas Vigas V7, e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P5, P9 são iguais aos dos Pilares P4, P8 e P12 respectivamente.



	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P4		P5 / P8		P9 / P12
Viga		V7 / V9		V8 / V10	
Msd	108,07	513,46	1073,75	513,41	108,07
Msd´		590,48		590,43	
μ	0,018	0,098	0,177	0,098	0,018
Asc (cm^2/m)	3,09	18,17	35,45	18,17	3,09
Armadura	2ϕ20	6ϕ20	4ϕ32 +2ϕ20	6ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	6,28	18,85	38,45	18,85	6,28

A.5.2.1.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,30
d (m)	0,42

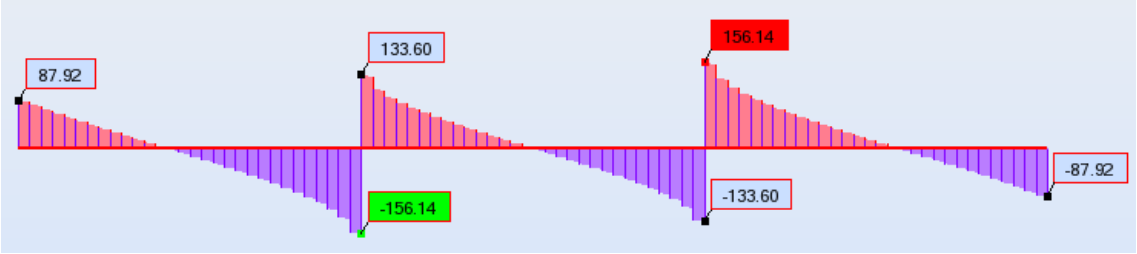
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,31
$S_{t,max}$ (m)	0,31
$(A_{sw}/s)min$ (cm^2/m)	2,63
Armadura	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	2,80
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	164,29
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	469,24
$V_{rd,s}$ (kN)	115,10

A.5.2.2.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m - 5,4m	5,4m – 5,825m	0,175m - 0,6m	0,6m - 5,4m	5,4m – 5,825m	0,175m - 0,6m	0,6m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	156,14	133,60	< 115,10	133,60	156,14	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	3,80	3,25	Aswmin	3,25	3,80	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2)	2,8	4,04	4,04	2,8	4,04	4,04	2,8

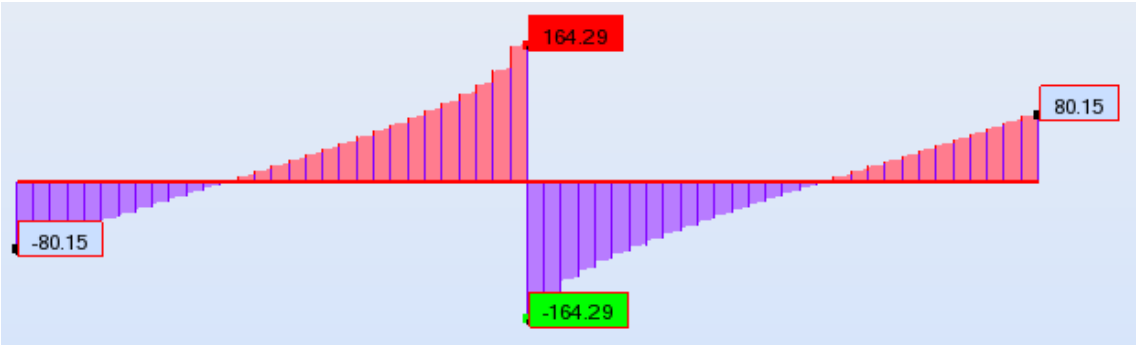
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.3.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 6×6

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m - 5,2m	5,2m – 5,825m	0,175m - 0,8m	0,8m – 5,85m
Vrd (kN)	< 115,10	164,29	164,29	< 115,10
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,00	4,00	Aswmin
ϕ	ϕ6(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.25	ϕ6(2R)//.20
As,eff (cm^2)	2,8	4,04	4,04	2,8

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.4.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,47

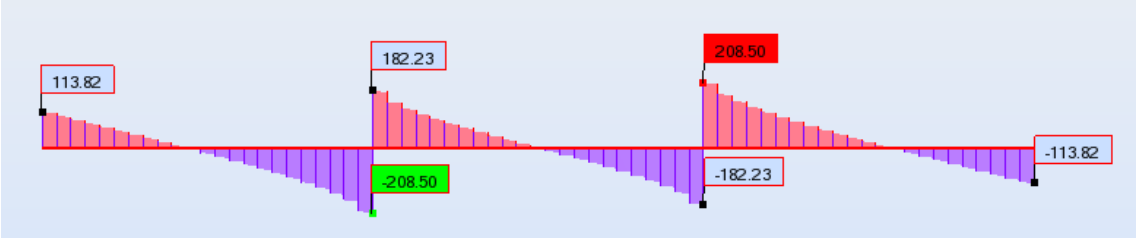
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,35
$S_{t,max}$ (m)	0,35
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	220,71
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	612,62
$V_{rd,s}$ (kN)	154,87

A.5.2.5.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m – 6,1m	6,1m – 6,825m	0,175m - 0,9m	0,9m - 6,1m	6,1m – 6,825m	0,175m - 0,9m	0,9m – 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	208,50	182,23	< 154,87	182,23	208,50	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,54	3,97	Aswmin	3, 91	4,75	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2)	3,37	5,05	5,05	3,37	5,05	5,05	3,37

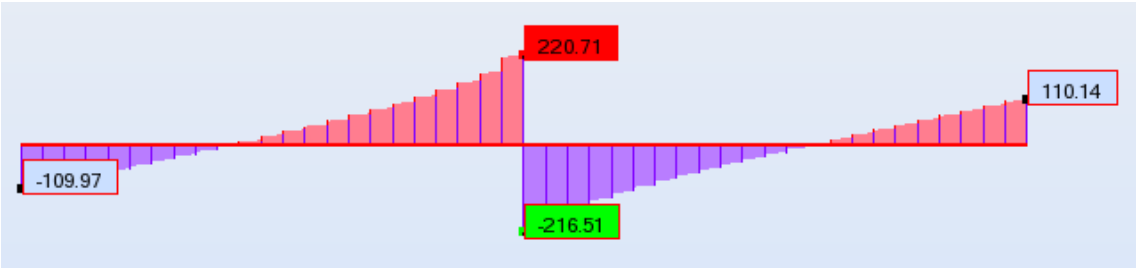
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.6.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 7×7

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m – 5,8m	5,8m – 6,825m	0,175m – 1,2m	1,2m – 6,85m
Vrd (kN)	< 154,87	220,61	220,61	< 154,87
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	4,80	4,80	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.20	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2)	3,37	5,05	5,05	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.7.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,35
d (m)	0,57

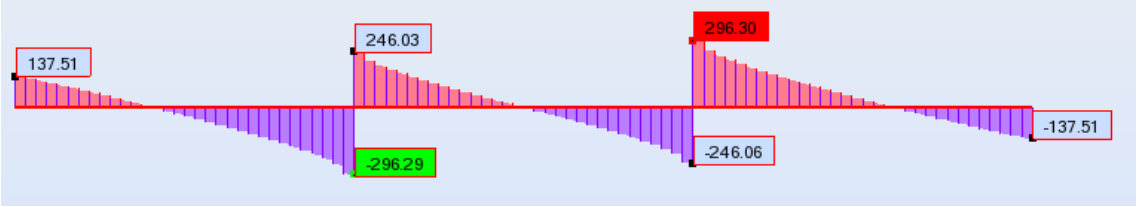
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,42
$S_{t,max}$ (m)	0,42
$(A_{sw}/s)min$	3,07
Armadura	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	292,12
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	742,96
$V_{rd,s}$ (kN)	187,82

A.5.2.8.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,15m – 6,5m	6,5m – 7,75m	0,25m – 1,5m	1,5m - 6,5m	6,5m – 7,75m	0,25m - 1,5m	1,5m – 7,85m
Vrd (kN)	< 187,82	296,29	246,03	< 187,82	246,03	296,30	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,32	4,21	Aswmin	4,21	5,32	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37	5,77	5,77	3,37

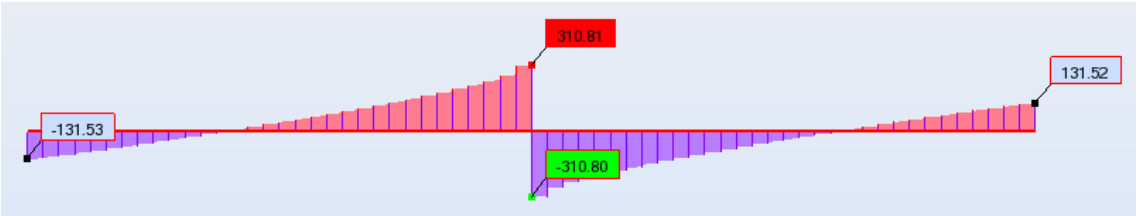
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.9.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 8×8

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,15m – 6,5m	6,5m – 7,75m	0,25m – 1,5m	1,5m – 7,85m
Vrd (kN)	< 187,82	310,81	310,81	< 187,82
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,58	5,58	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.30	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.175	ϕ8(2R)//.30
As,eff (cm^2/m)	3,37	5,77	5,77	3,37

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.10.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,62

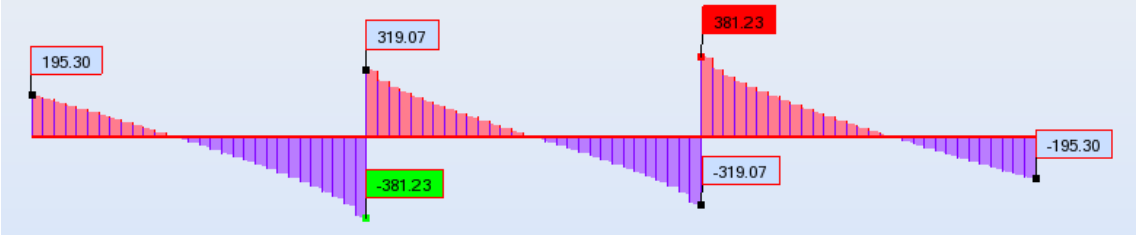
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,46
$S_{t,max}$ (m)	0,46
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	400,84
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1039,03
$V_{rd,s}$ (kN)	245,15

A.5.2.11.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,2m – 7,2m	7,2m – 8,7m	0,3m – 1,8m	1,8m - 7,2m	7,2m – 8,7m	0,2m - 1,8m	1,8m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	381,23	319,07	< 245,15	319,07	381,23	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,29	5,26	Aswmin	5,26	6,29	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08	6,73	6,73	4,08

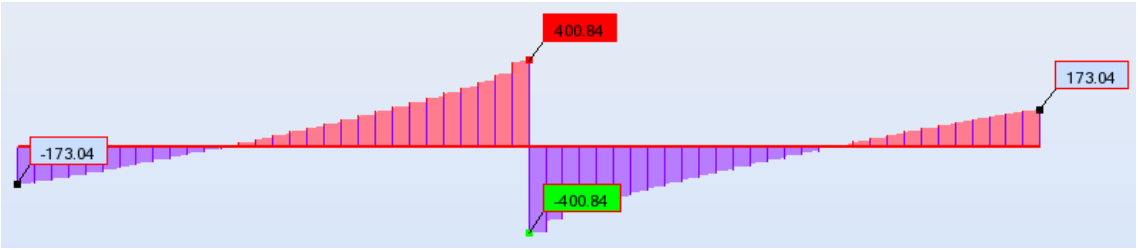
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.12.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 9×9

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,2m – 7,2m	7,2m – 8,7m	0,3m – 1,8m	1,8m – 8,8m
Vrd (kN)	< 245,15	400,84	400,84	< 245,15
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,61	6,61	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.15	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	6,73	6,73	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.13.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,72

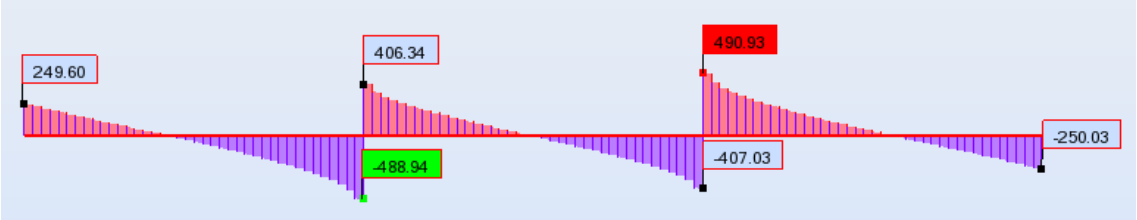
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,540
$S_{t,max}$ (m)	0,540
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	515,20
cot(θ)	2,0
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1206,62
$V_{rd,s}$ (kN)	284,69

A.5.2.14.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,225m – 8,2m	8,2m – 9,6m	0,4m – 1,8m	1,8m – 8,2m	8,2m – 9,6m	0,4m – 1,8m	1,8m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	488,94	406,34	< 284,69	4,07,03	490,93	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,94	5,77	Aswmin	5,77	6,94	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08	7,85	7,85	4,08

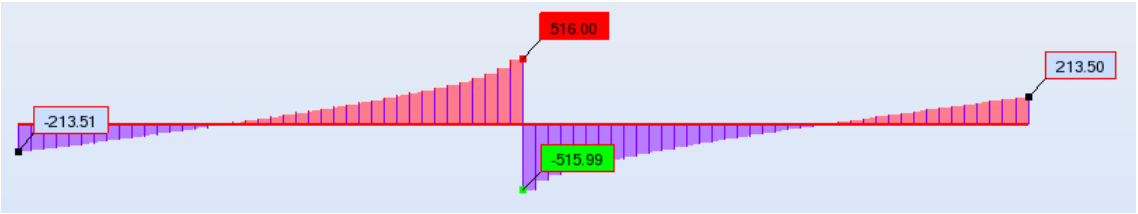
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.15.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 10×10

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,225m – 8m	8m – 9,6m	0,4m – 2m	2m – 9,775m
Vrd (kN)	< 284,69	516,00	515,99	< 284,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,33	7,33	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ10(2R)//.20	ϕ10(2R)//.20	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	7,85	7,85	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.16.

Armadura de esforço transverso

Vigas Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,82

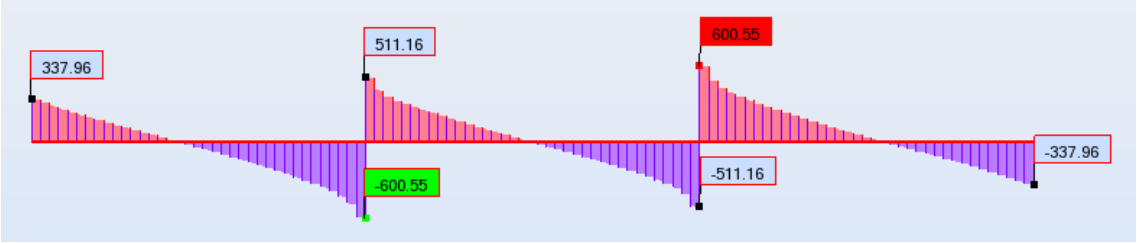
$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,61
$S_{t,max}$ (m)	0,61
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	628,82
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1374,20
$V_{rd,s}$ (kN)	324,24

A.5.2.17.

Armadura de esforço transverso

Vigas V1 a V3 e V4 a V6, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V1, V2 e V3 são iguais aos das Vigas V4, V5 e V6 respectivamente.



	Viga 1 / Viga 4		Viga 2 / Viga 5			Viga 3 / Viga 6	
Extensão	0,275m – 8,9m	8,9m – 10,675m	0,325m – 2,1m	2,1m - 8,9m	8,9m – 10,675m	0,325m – 2,1m	2,1m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	600,55	511,16	< 324,24	511,16	600,55	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,48	6,37	Aswmin	6,37	7,48	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	8,93	8,93	4,08	8,93	8,93	4,08

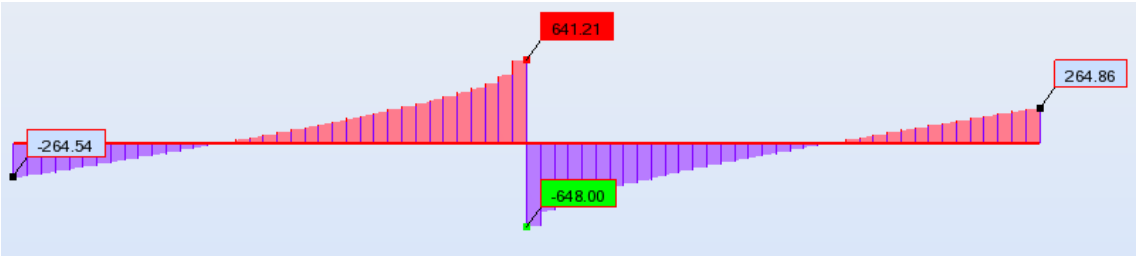
Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.2.18.

Armadura de esforço transverso

Vigas V7 a V8 e V9 a V10, Laje 11×11

Nota: Os esforços nas Vigas V7 e V8 são iguais aos das Vigas V9 e V10 respectivamente.



	Viga 7 / Viga 8		Viga 9 / Viga 10	
Extensão	0,275m – 8,4m	8,4m – 10,675m	0,325m – 2,8m	2,8m – 10,725m
Vrd (kN)	< 324,24	641,21	648,00	< 324,24
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	7,99	8,09	Aswmin
ϕ	ϕ8(2R)//.25	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(4R)//.225	ϕ8(2R)//.25
As,eff (cm^2/m)	4,08	8,93	8,93	4,08

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.5.3.1.

Armadura longitudinal

Laje 6×6

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,245

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,70
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	110,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	6,29

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	43,11	38,66	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	49,58	44,46	-	-	-	-
μ	0,037	0,033	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	5,15	3,88	-	-	-	-
Armadura	ϕ20 + ϕ16	2ϕ16	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	5,15	4,02	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	9,65	8,40

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo			Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)			Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)	Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	“L” a considerar = 1,50m
Integral (kN.m/m)	297,49	104,73	301,33	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,40	2,40	2,40	-
Msd (kN.m)	123,95	43,64	125,55	43,11
Msd´(kN.m)	-	-	-	49,58
μ	0,103	0,036	0,105	0,062
Asc (cm^2/m)	12,83	4,25	13,02	7,41
Armadura	10//.20 + 16//.20	10//.10	ϕ10//.20 + 16//.20	4ϕ16
As,eff (cm^2)	13,98	7,86	13,98	8,04

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.5.3.2.

Armadura longitudinal

Laje 7×7

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,245

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,70
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	110,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	6,29

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	53,62	48,39	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	61,66	55,65	-	-	-	-
μ	0,046	0,042	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	5,45	4,90	-	-	-	-
Armadura	2ϕ20	ϕ16 + ϕ20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	6,28	5,15	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	10,91	9,65

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,60m
Integral (kN.m/m)	490,62	143,5	515,17	127,81	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	-
Msd (kN.m)	196,25	57,40	206,07	51,12	53,34
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	61,34
μ	0,163	0,048	0,172	0,043	0,082
Asc (cm^2/m)	21,43	5,65	22,66	5,01	9,97
Armadura	ϕ10//.20 + 2ϕ16//.20	ϕ10//.10	ϕ10//.20 + 2ϕ16//.20	ϕ10//.10	5ϕ16
As,eff (cm^2)	24,04	7,86	24,04	7,86	10,05

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.5.3.3.

Armadura longitudinal

Laje 8×8

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,30

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	4,08
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	120,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	7,74

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	72,82	66,19	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	83,75	76,12	-	-	-	-
μ	0,052	0,047	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	6,75	6,11	-	-	-	-
Armadura	ϕ25 + ϕ16	2 ϕ20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	6,92	6,28	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	11,62	10,91

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,70m
Integral (kN.m/m)	756,08	216,47	775,57	190,35	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,60	2,60	2,60	2,60	-
Msd (kN.m)	290,80	83,26	298,30	73,21	72,82
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	83,75
μ	0,199	0,057	0,205	0,05	0,098
Asc (cm^2/m)	29,70	7,50	30,60	6,55	13,31
Armadura	ϕ10//.20 + 2ϕ20//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	ϕ10//.20 + 2ϕ20//.20	ϕ10//.10	5ϕ20
As,eff (cm^2)	35,35	9,58	35,35	7,86	15,71

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.5.3.4.

Armadura longitudinal

Laje 9×9

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,32

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	4,83
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	140,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	7,93

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	106,24	96,99	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	122,18	111,54	-	-	-	-
μ	0,054	0,049	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	8,33	7,57	-	-	-	-
Armadura	2ϕ25	ϕ20 + ϕ25	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	9,82	8,05	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	14,84	12,87

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 0,00m
Integral (kN.m/m)	859,94	233,00	857,23	206,46	-
$L_{"cut"}$ (m)	1,80	1,80	1,80	1,80	-
Msd (kN.m)	477,74	129,44	476,24	114,70	-
Msd´(kN.m)	-	-	-	-	-
μ	0,233	0,063	0,233	0,056	-
Asc (cm^2/m)	42,33	9,89	42,17	8,71	-
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.20 + ϕ16//.20	ϕ10//.20 + ϕ32//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	-
As,eff (cm^2)	44,14	13,98	44,14	9,58	-

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. Não existe banda central de maciçamento. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.5.3.5.

Armadura longitudinal

Laje 10×10

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1
d_{Laje} (m)	0,40

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	6,04
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	172
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	7,74

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	143,13	127,28	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	164,60	146,38	-	-	-	-
μ	0,046	0,041	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	8,91	7,89	-	-	-	-
Armadura	2ϕ25	ϕ25 + ϕ20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	9,82	8,05	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	13,75	11,98

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 1,90m
Integral (kN.m/m)	1619,91	401,09	1600,81	348,36	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,80	2,80	2,80	2,80	-
Msd (kN.m)	578,54	143,25	571,72	124,41	143,13
Msd´(kN.m)	-		-		164,60
μ	0,181	0,045	0,179	0,039	0,098
Asc (cm^2/m)	39,27	8,61	38,73	7,43	19,73
Armadura	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ20)//.20	ϕ10//.20 + ϕ12//.20	ϕ10//.20 + (ϕ16+ϕ20)//.20	ϕ10//.10	7 ϕ20
As,eff (cm^2)	39,69	9,58	39,69	7,86	21,99

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

A.5.3.6.

Armadura longitudinal

Laje 11×11

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,48

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	7,24
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	204,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	8,75

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	194,06	171,18	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	223,17	196,86	-	-	-	-
μ	0,044	0,038	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	10,04	8,82	-	-	-	-
Armadura	ϕ32 + ϕ20	2ϕ25	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	11,18	9,82	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	15,11	13,75

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

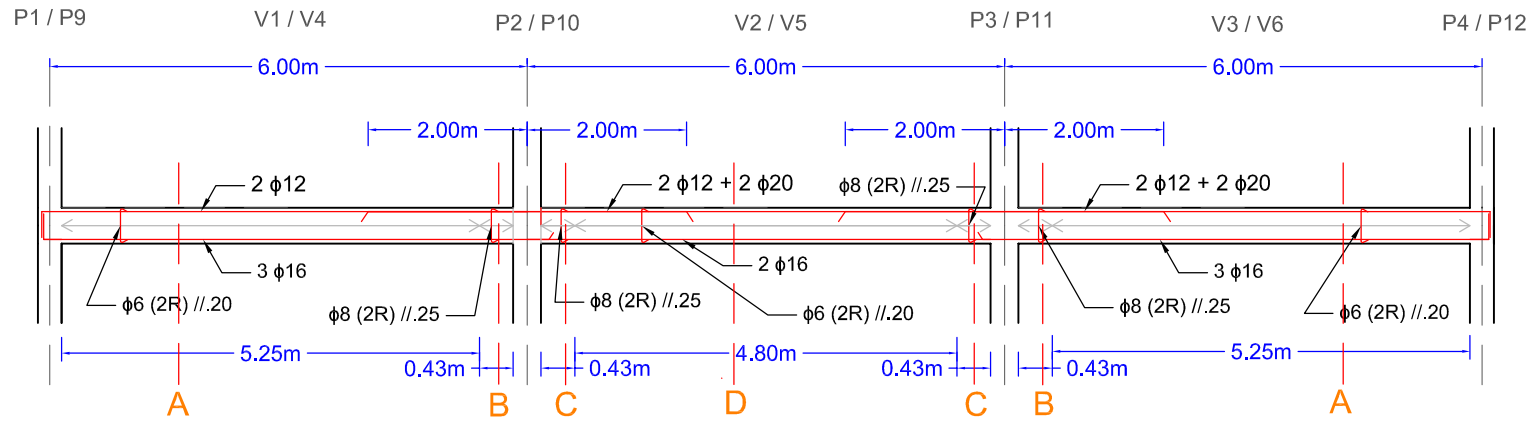
	Momento negativo				Momento positivo
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)				Armadura em bandas centrais de maciçamento
	Direcção X (“Cuts”)		Direcção Y (“Cuts”)		Direcção X / Y
	P6, P7	P5, P8	P6, P7	P2, P3, P10, P11	“L” a considerar = 2,00m
Integral (kN.m/m)	2271,98	694,39	2280,01	591,13	-
$L_{"cut"}$ (m)	2,90	2,90	2,90	2,90	-
Msd (kN.m)	783,44	139,44	786,21	203,84	194,06
	-	-	-	-	223,17
μ	0,170	0,052	0,171	0,044	0,097
Asc (cm^2/m)	43,90	12,07	44,08	10,20	23,45
Armadura	ϕ10//.20 + ϕ 32//.20	ϕ10//.20 + ϕ 16//.20	ϕ10//.20 + ϕ 32//.20	ϕ10//.20 + 2ϕ10//.20	8 ϕ20
As,eff (cm^2)	44,14	13,98	44,14	11,79	25,13

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

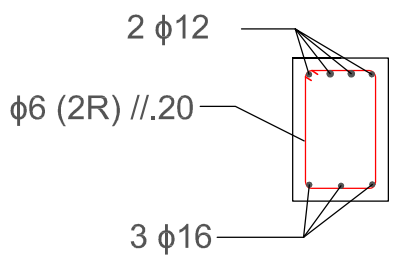
A.5.4 Verificação punçoamento

		Lajes fungiformes aligeirada com blocões											
		6x6		7x7		8x8		9x9		10x10		11x11	
	Pilar	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7	P6	P7
Armadura superior	Asx (cm^2) / m	13,98	13,98	24,04	24,04	35,35	35,35	44,14	44,14	39,69	39,69	44,14	44,14
	Asy (cm^2) / m	13,98	13,98	24,04	24,04	35,35	35,35	44,15	44,14	39,69	39,69	44,14	44,14
ved (kN)		702,75	702,75	911,53	911,53	1246,65	1246,65	1638,33	1638,33	2218,03	2218,03	3056,25	3056,25
b (m)		0,35	0,35	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50	0,65	0,65	0,70	0,70
d (m)		0,245	0,245	0,245	0,245	0,270	0,270	0,320	0,320	0,400	0,400	0,480	0,480
uo (m)		1,40	1,40	1,60	1,60	2,00	2,00	2,00	2,00	2,60	2,60	2,80	2,80
u1 (m)		4,48	4,48	4,68	4,68	5,39	5,39	6,02	6,02	7,63	7,63	8,83	8,83
Vrdc,max (kN)		5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280	5280
VEd (kN) u0		2356	2356	2674	2674	2655	2655	2944	2944	2453	2453	2615	2615
VEd (u0) < Vrdc,max		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vmin (kN)		504	504	504	504	486	486	459	459	428	428	405	405
vrdc (kN)		589	589	705	705	759	759	743	743	635	635	597	597
Vmin < Vrdc		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Vrd,c (kN)		646,31	646,31	808,14	808,14	1105,17	1105,17	1431,61	1431,61	1937,14	1937,14	2530,86	2530,86
		KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO	KO
Asw (cm^2) /m		8,40	8,40	9,81	9,81	13,16	13,16	17,10	17,10	21,87	21,87	31,33	31,33

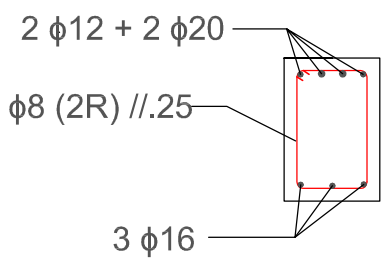
A.5.5.1



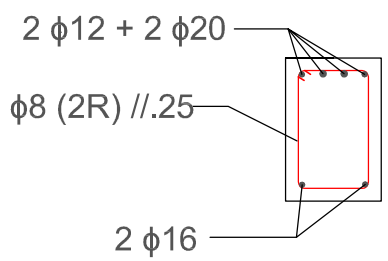
Escala 1:100



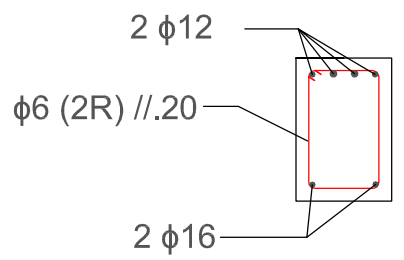
A | Escala 1:25



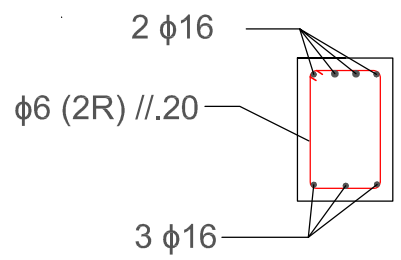
B | Escala 1:25



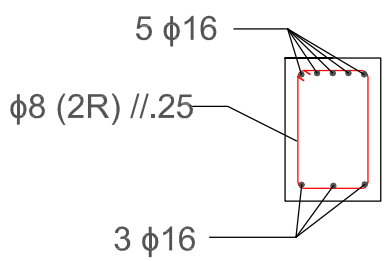
C | Escala 1:25



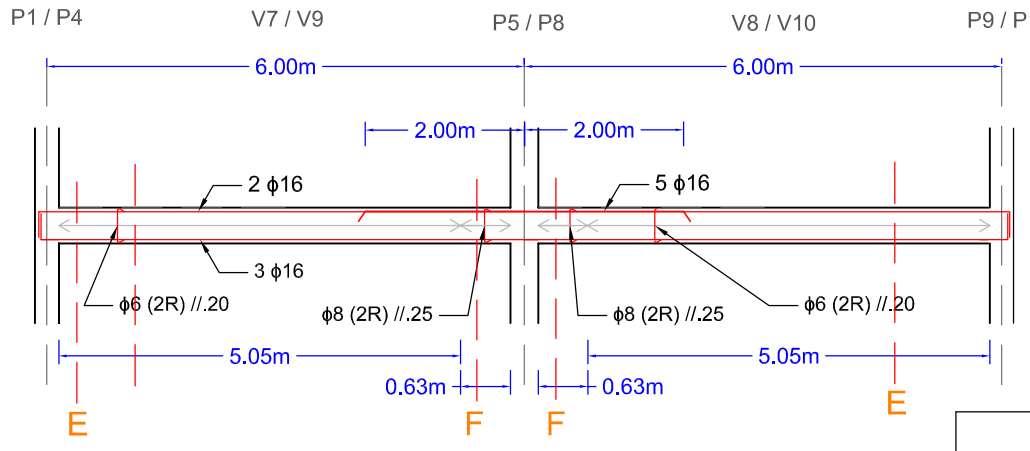
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



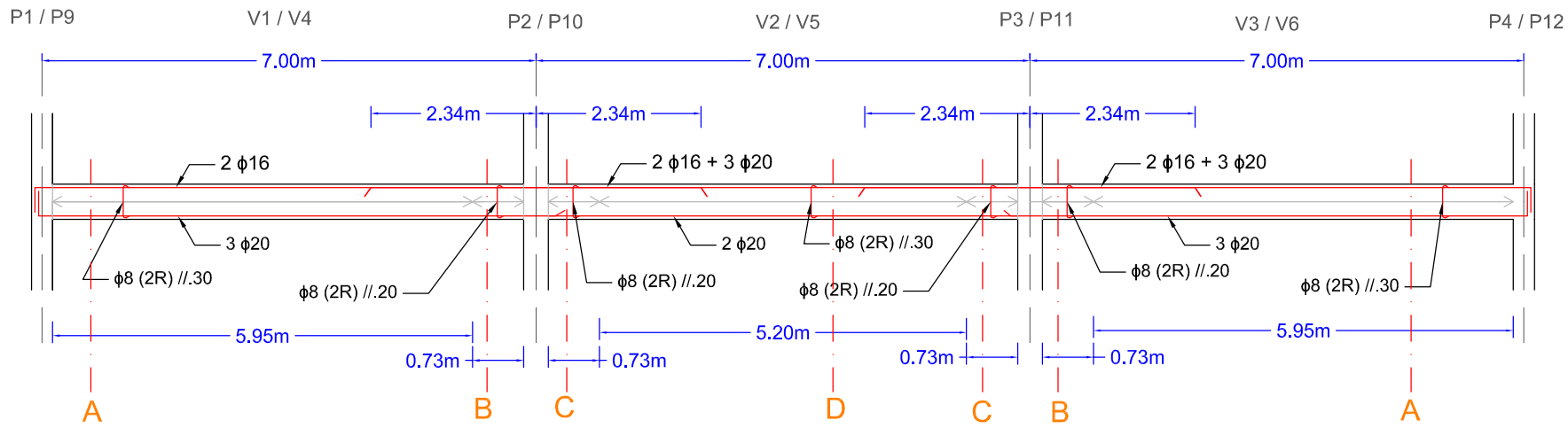
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

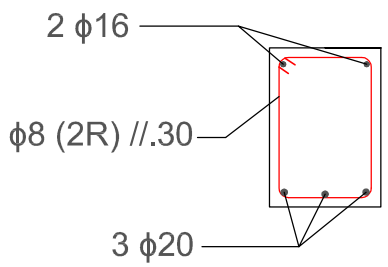
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.1	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

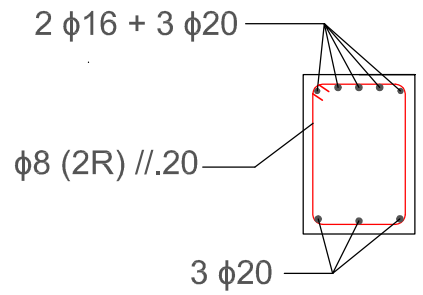
A.5.5.2



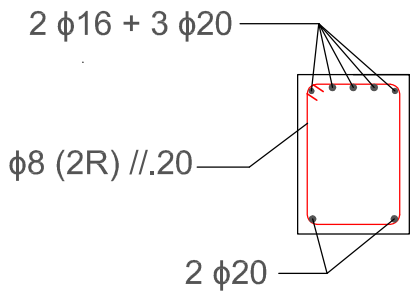
Escala 1:100



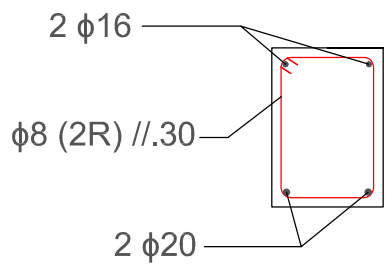
A | Escala 1:25



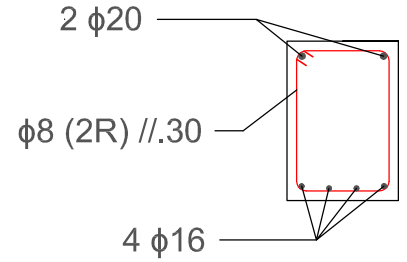
B | Escala 1:25



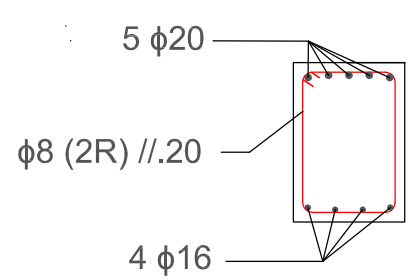
C | Escala 1:25



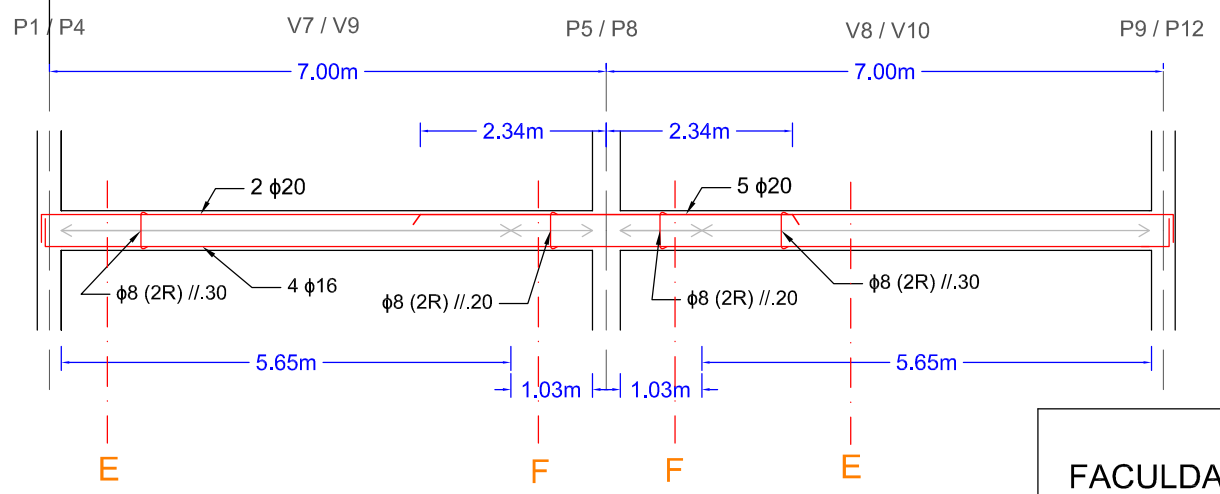
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



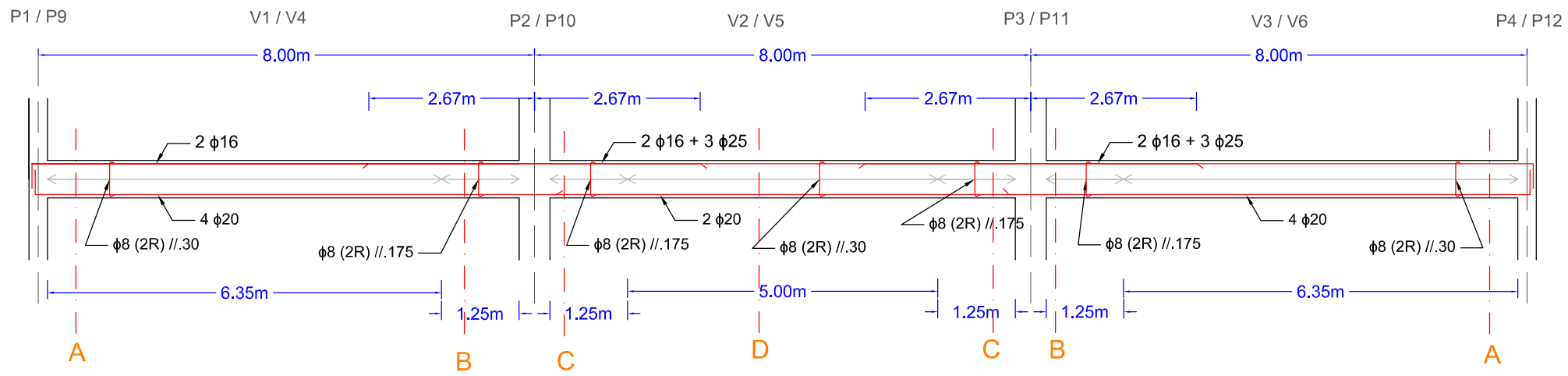
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

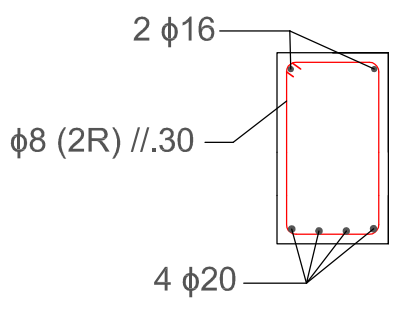
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.2	Laje fungiforme algeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

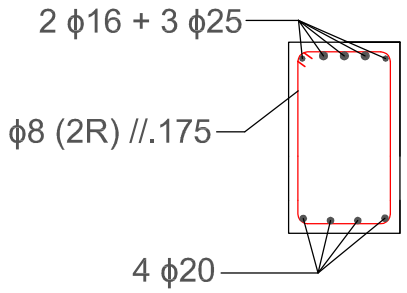
A.5.5.3



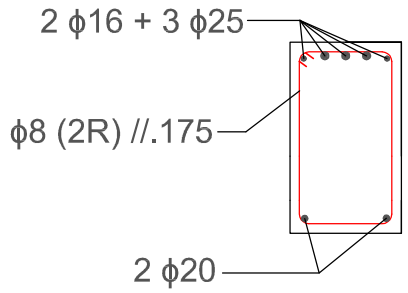
Escala 1:100



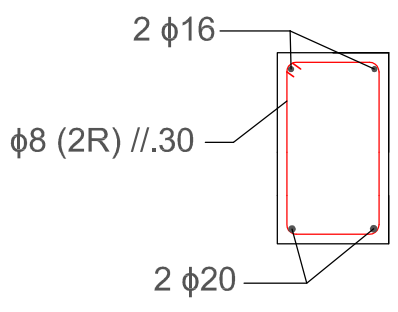
A | Escala 1:25



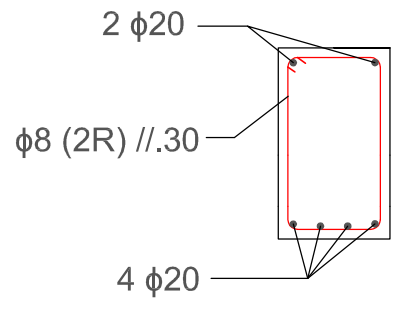
B | Escala 1:25



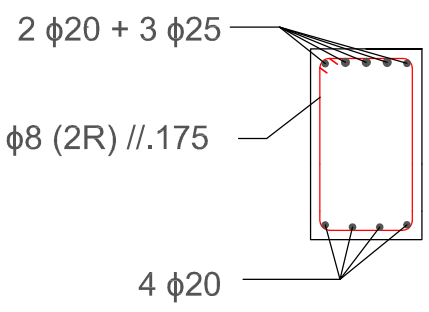
C | Escala 1:25



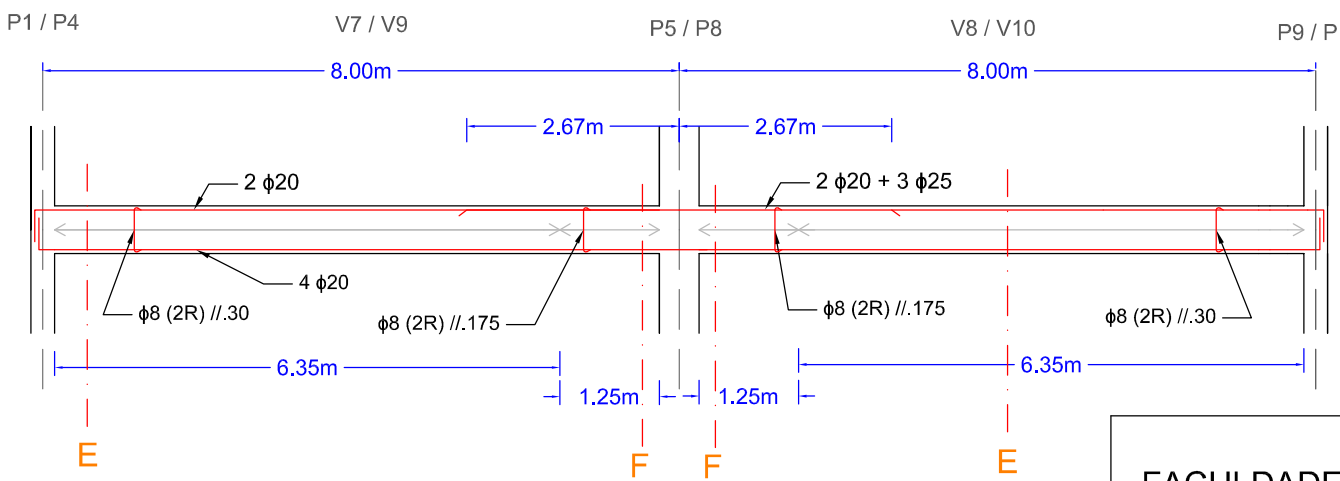
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



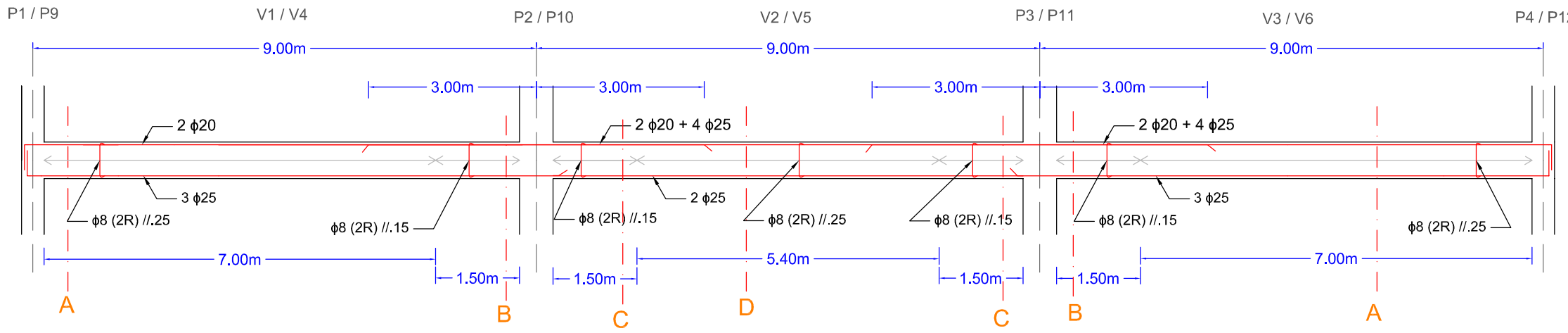
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

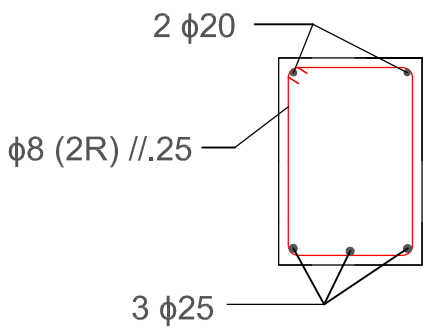
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.3	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

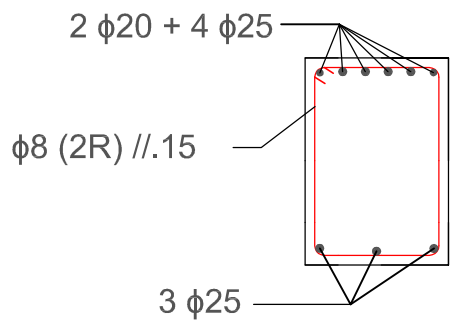
A.5.5.4



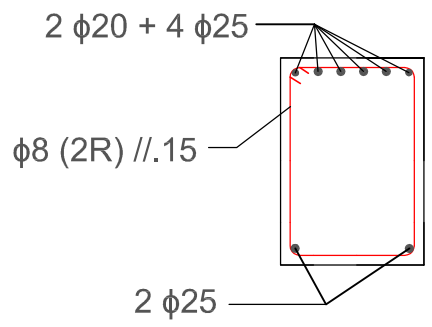
Escala 1:100



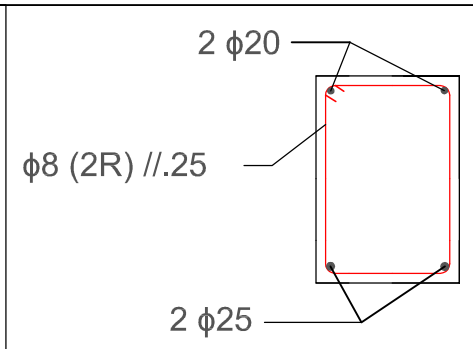
A | Escala 1:25



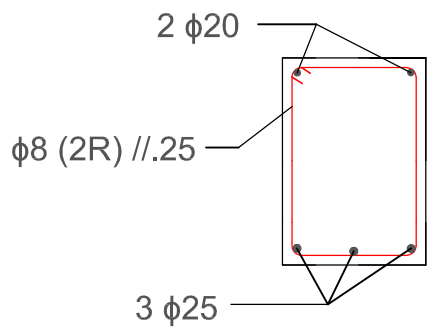
B | Escala 1:25



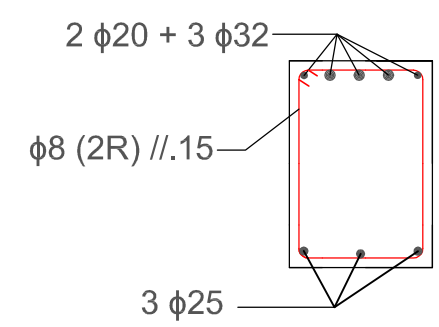
C | Escala 1:25



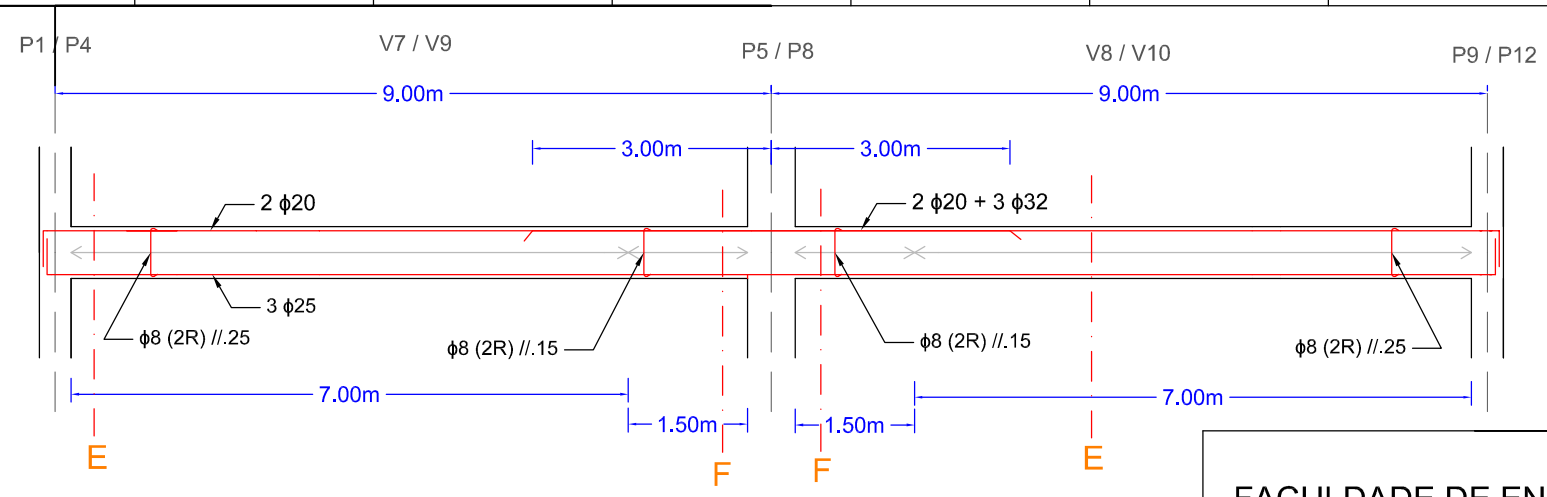
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



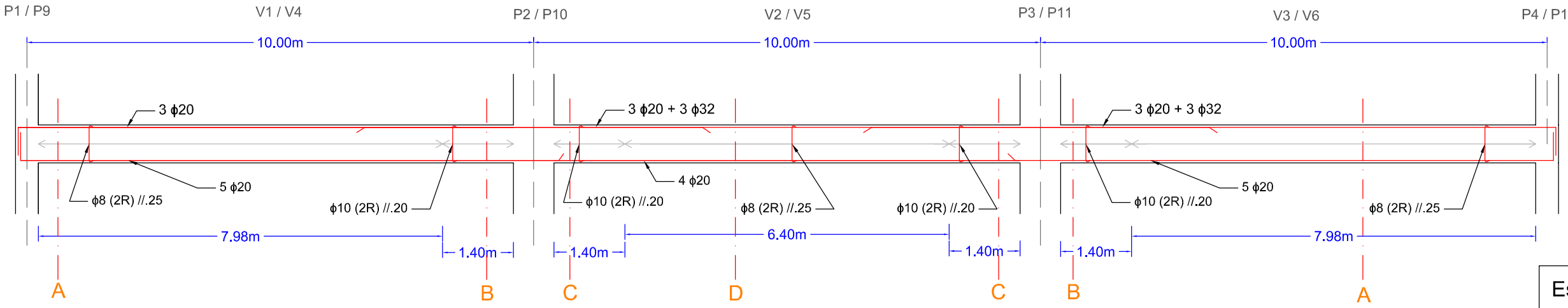
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

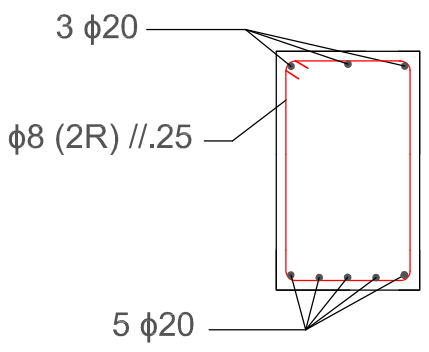
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.4	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

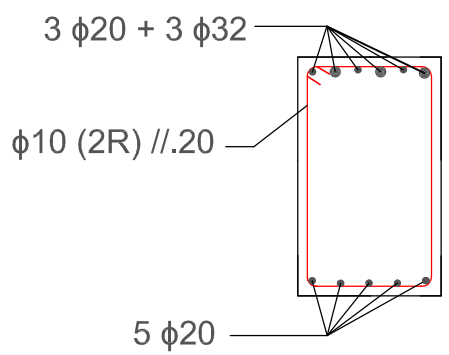
A.5.5.5



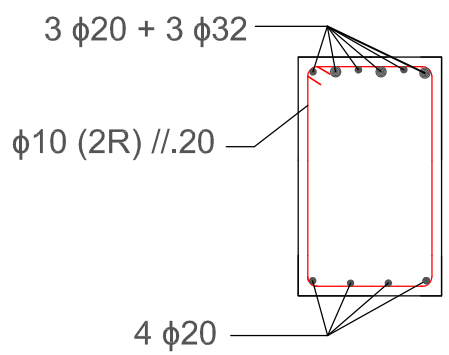
Escala 1:100



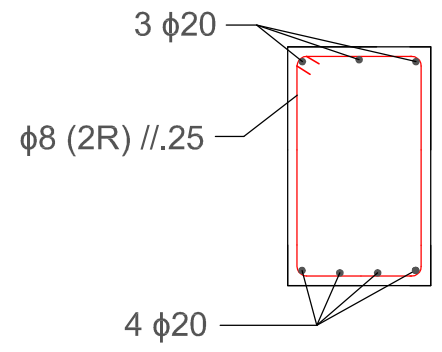
A | Escala 1:25



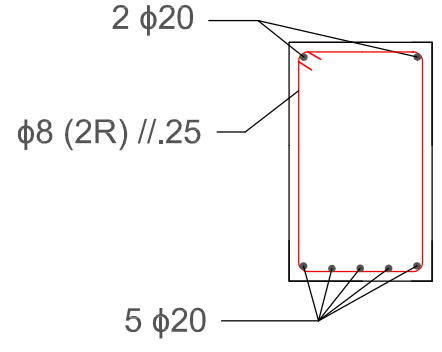
B | Escala 1:25



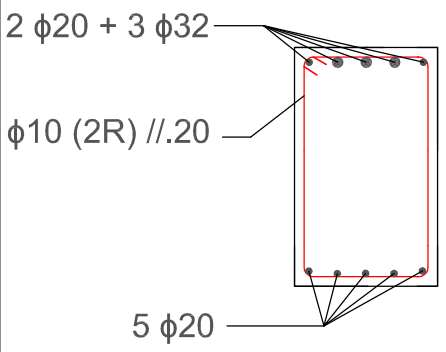
C | Escala 1:25



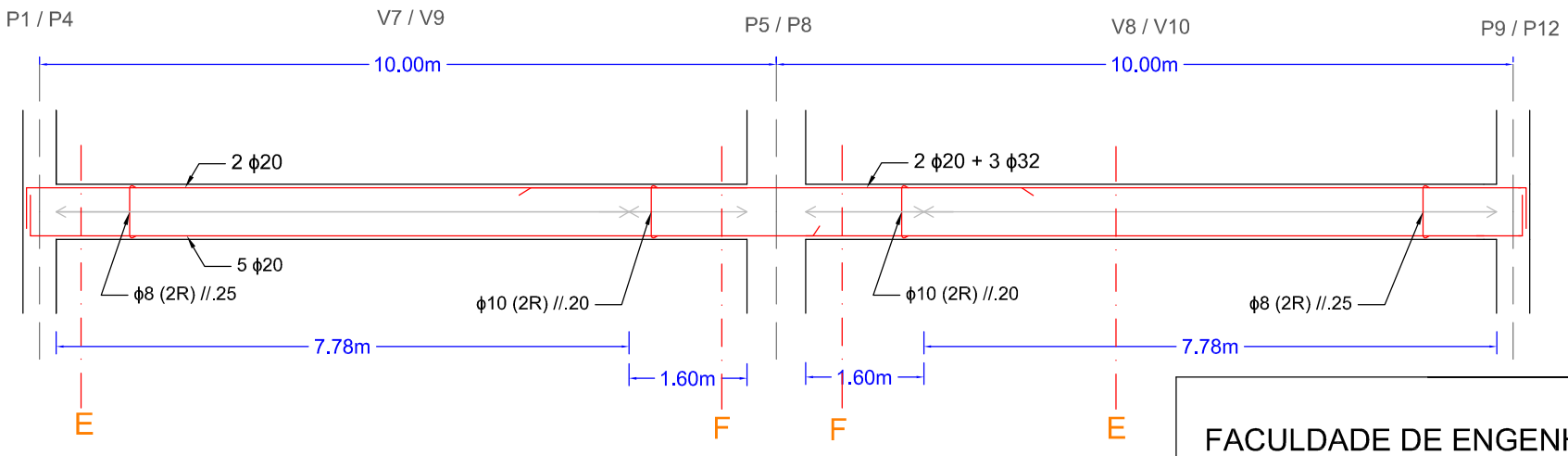
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



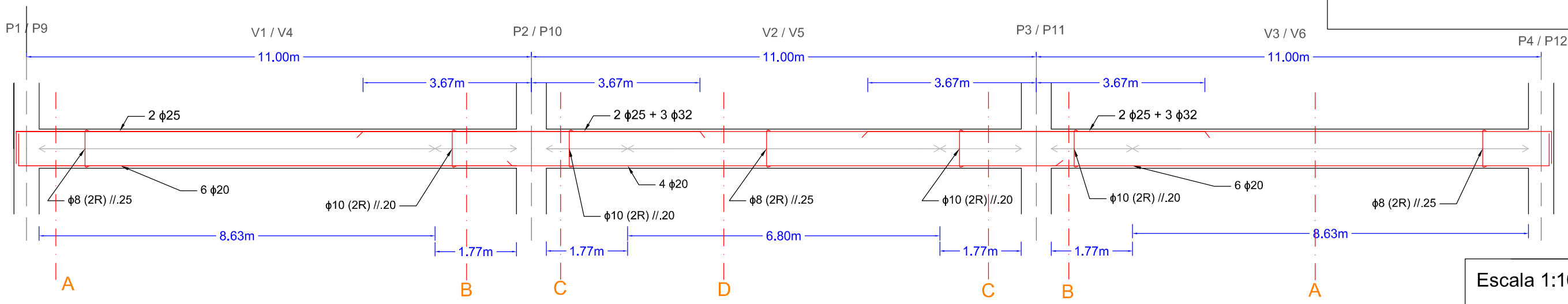
Escala 1:100

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

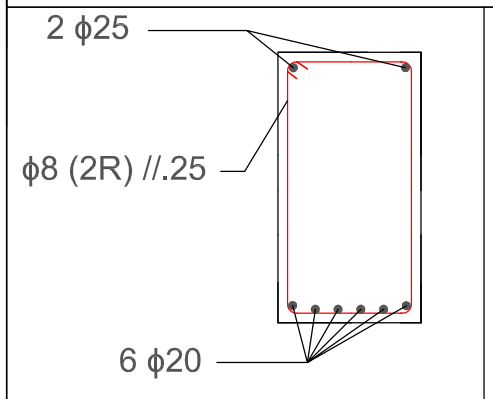
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.5	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

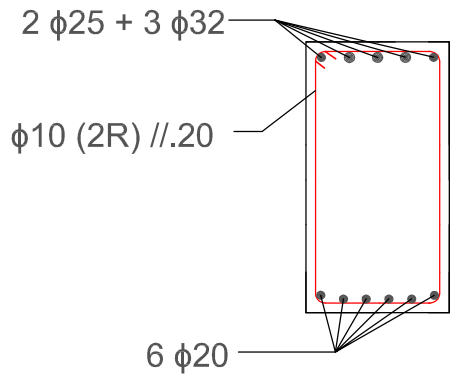
A.5.5.6



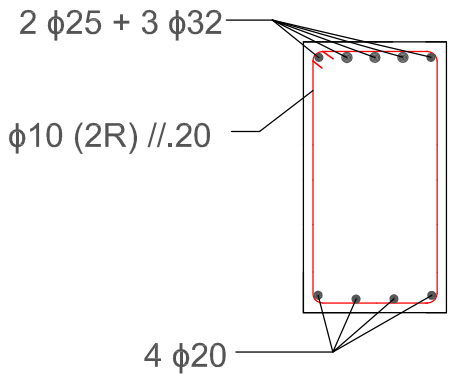
Escala 1:100



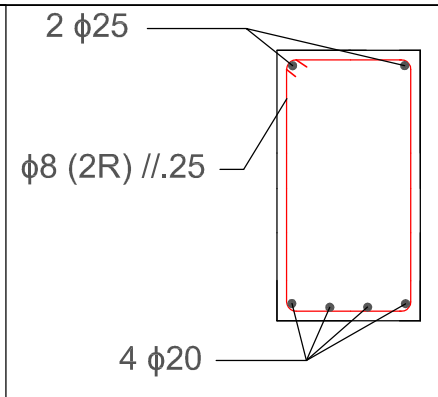
A | Escala 1:25



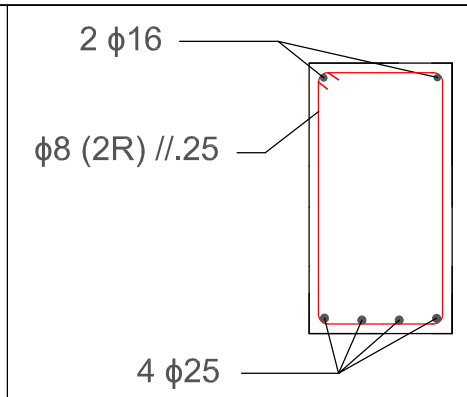
B | Escala 1:25



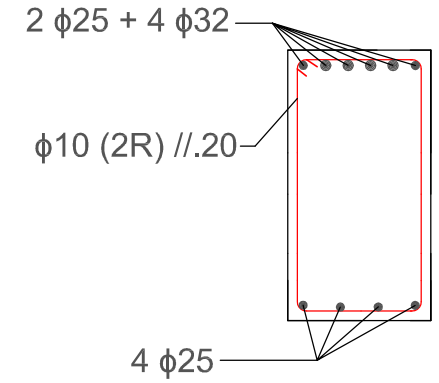
C | Escala 1:25



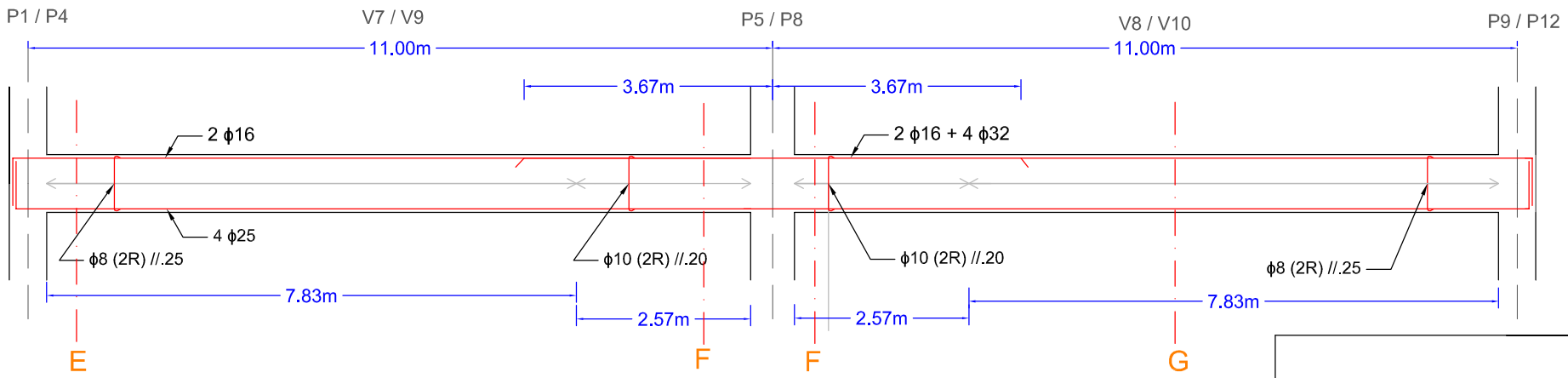
D | Escala 1:25



E | Escala 1:25



F | Escala 1:25



Escala 1:100

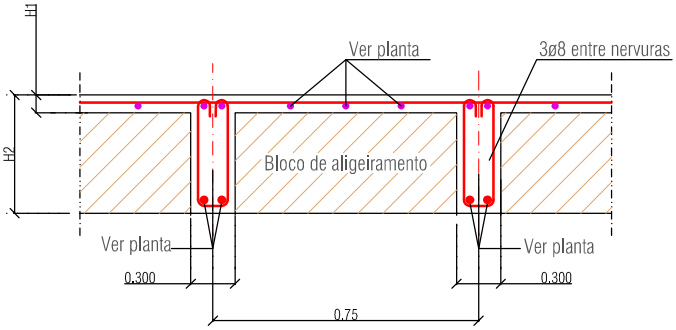
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

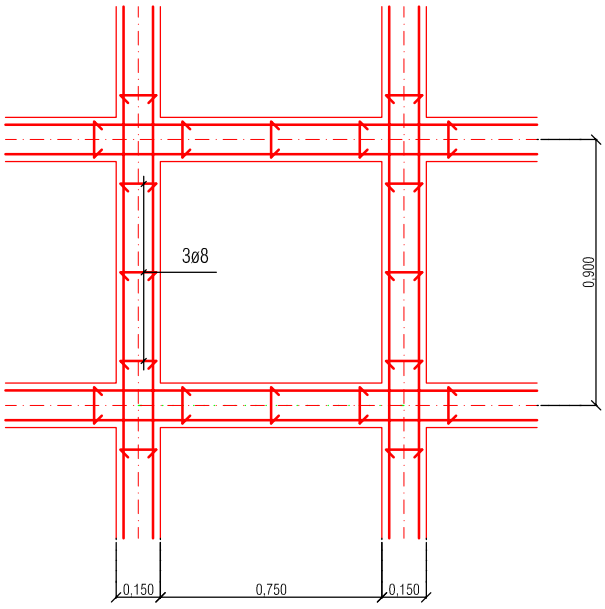
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura em vigas	Betão C30/37
Desenho A.5.5.6	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

PORMENORES TIPO DE NERVURAS

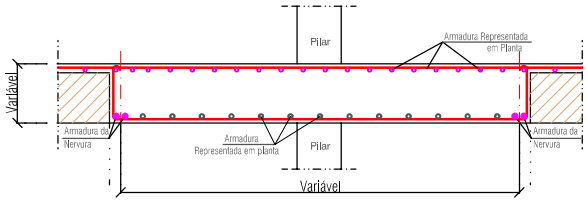
CORTE TIPO DAS NERVURAS



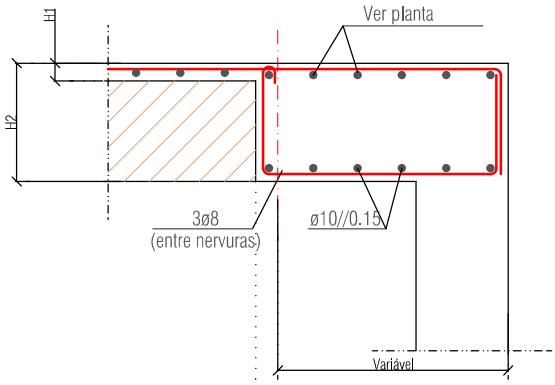
PLANTA TIPO DAS NERVURAS



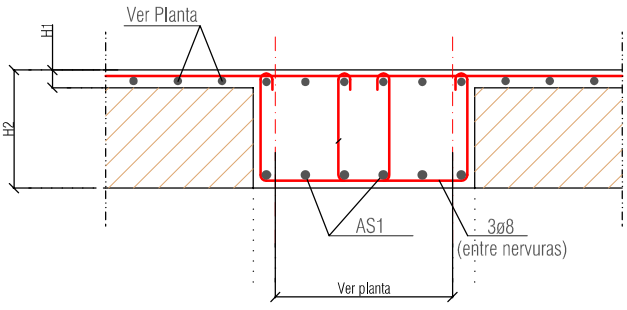
PORMENORES TIPO DE CAPITÉIS



Banda Maciça junto a Vigas (BM2 e BM3)



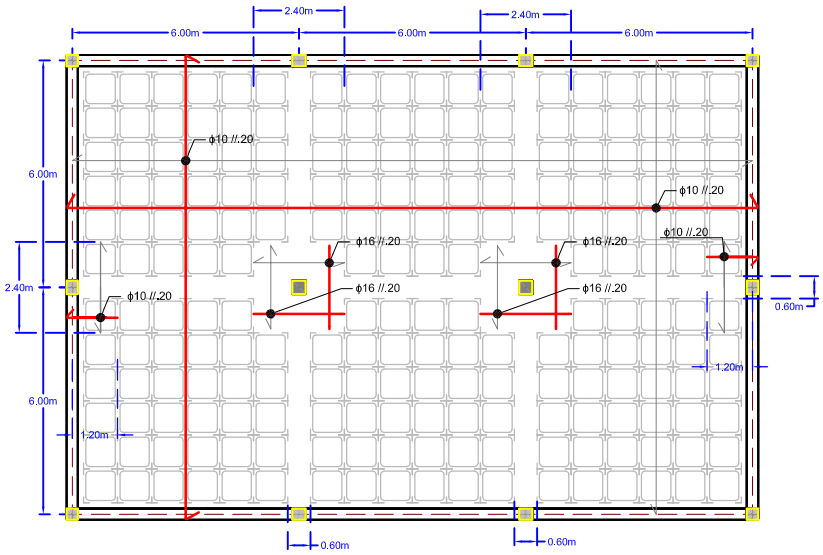
Banda Maciça Central (BM1)



QUADRO DAS BANDAS MACIÇAS

Caso Tipo	Vão	H1 (m)	H2 (m)	As1
Caso A	6x6	0,075	0,275	4ø16
Caso B	7x7	0,075	0,275	5ø16
Caso C	8x8	0,075	0,300	5ø20
Caso D	9x9	0,100	0,350	-
Caso E	10x10	0,105	0,430	7ø20
Caso F	11x11	0,085	0,510	8ø20

A.5.6.2

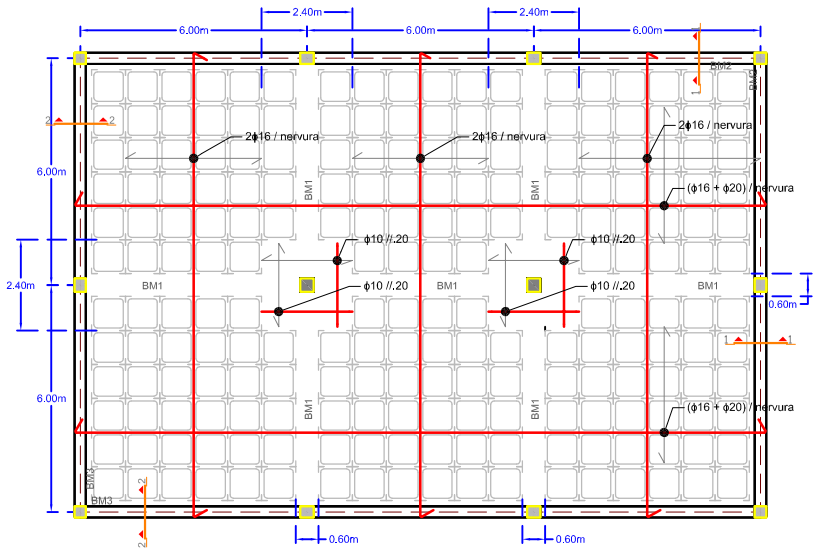


Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.5.6.2	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.3

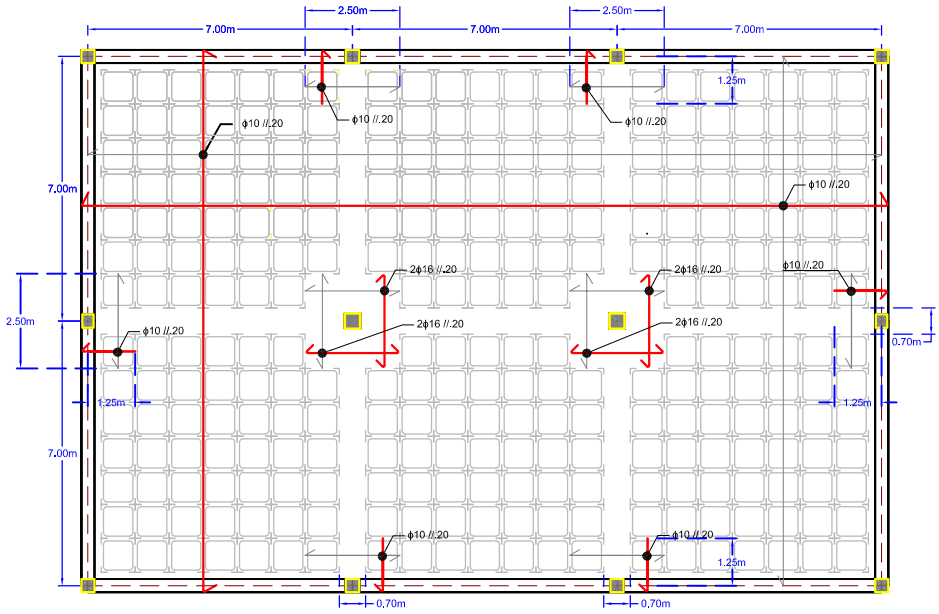


Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.5.6.3	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.4

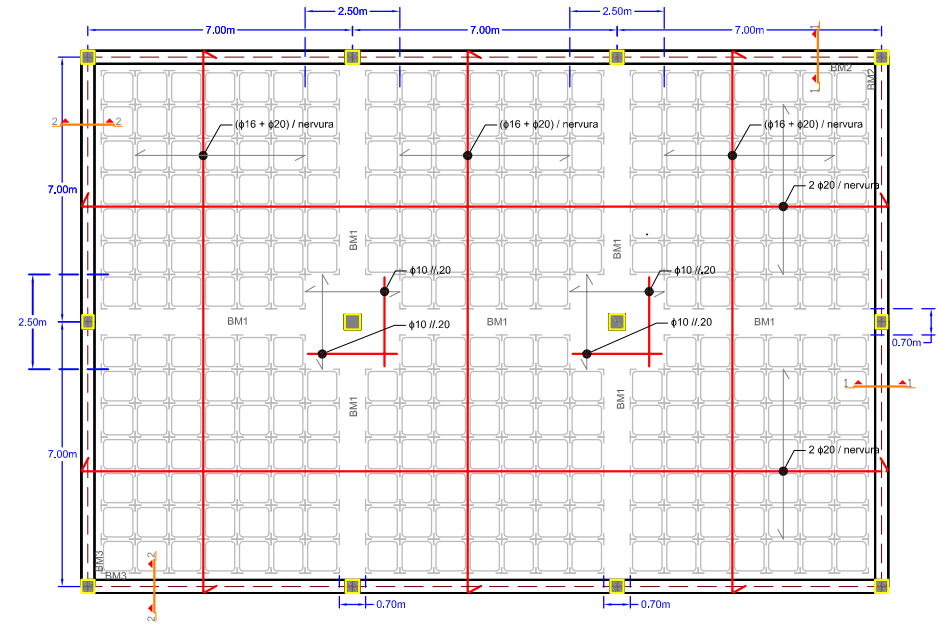


Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.5.6.4	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.5

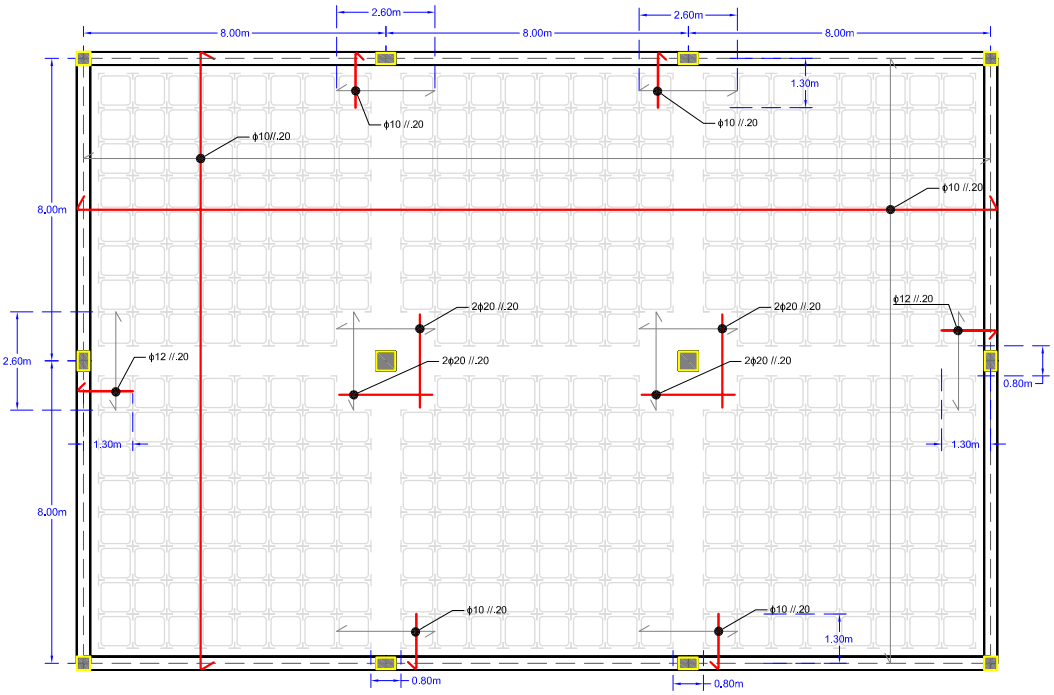


Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.5.6.5	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.6



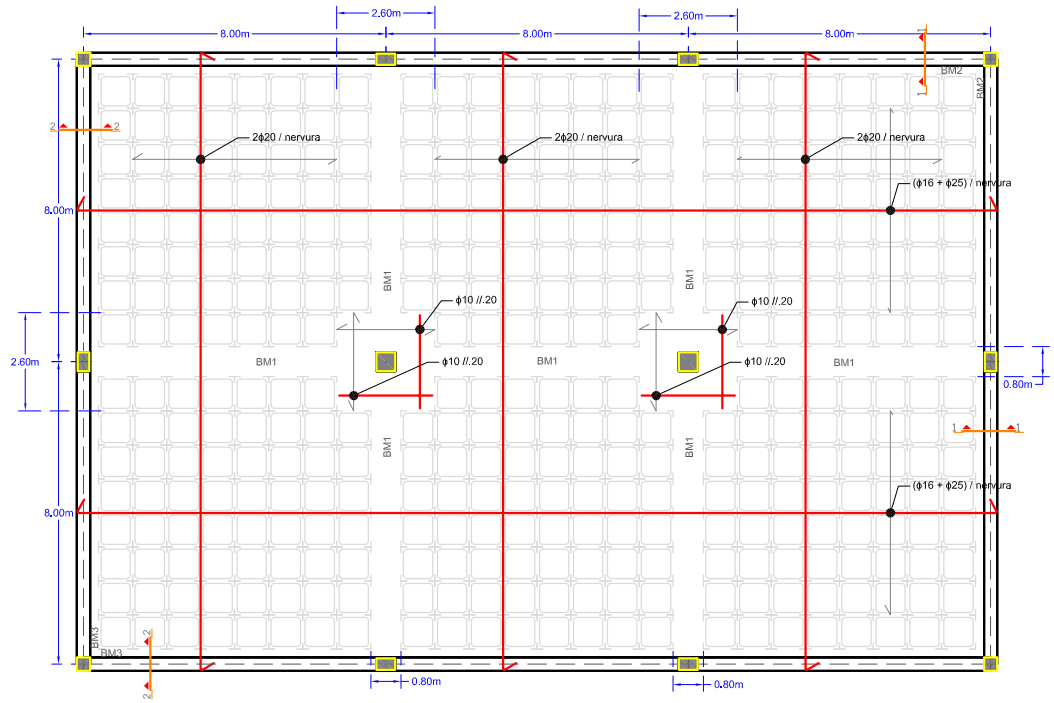
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.6	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.7



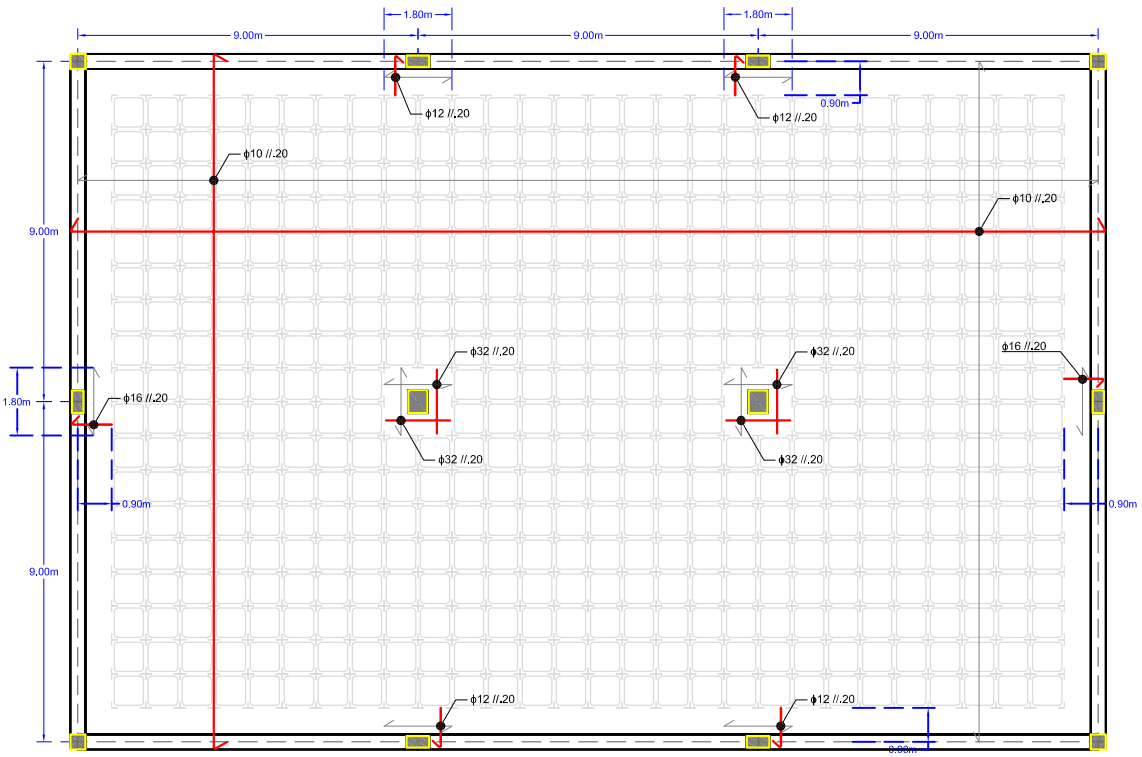
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.7	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.8



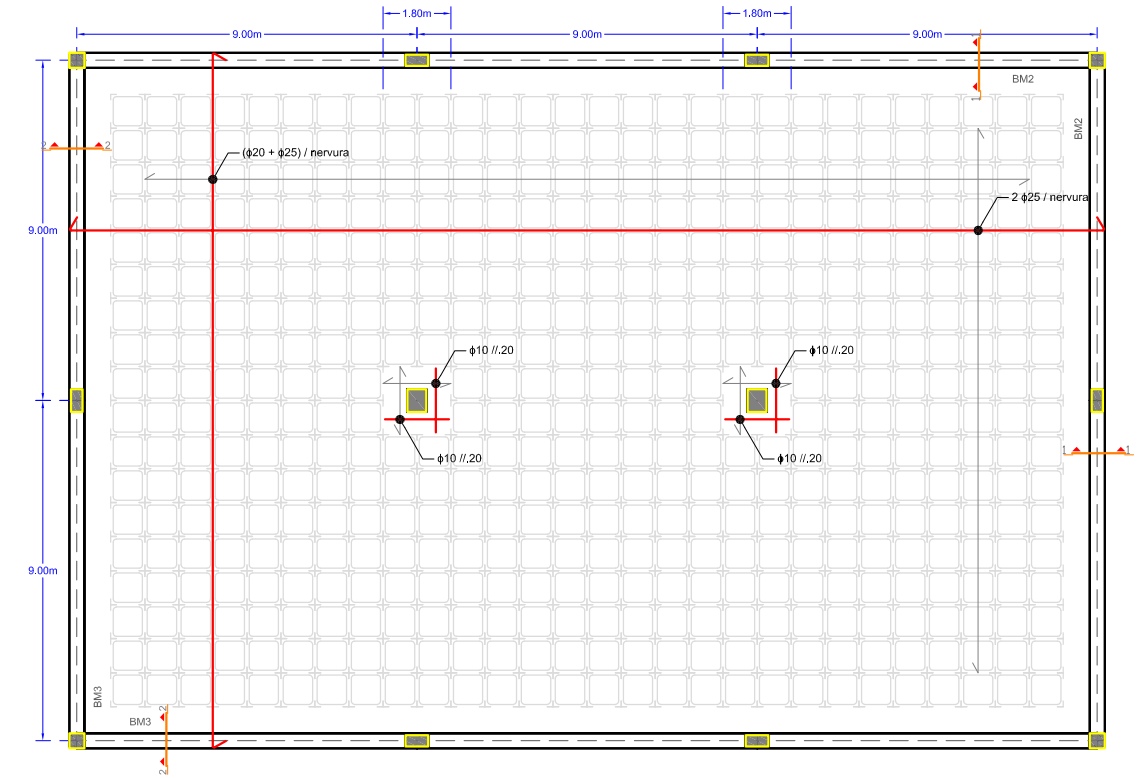
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.8	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.9



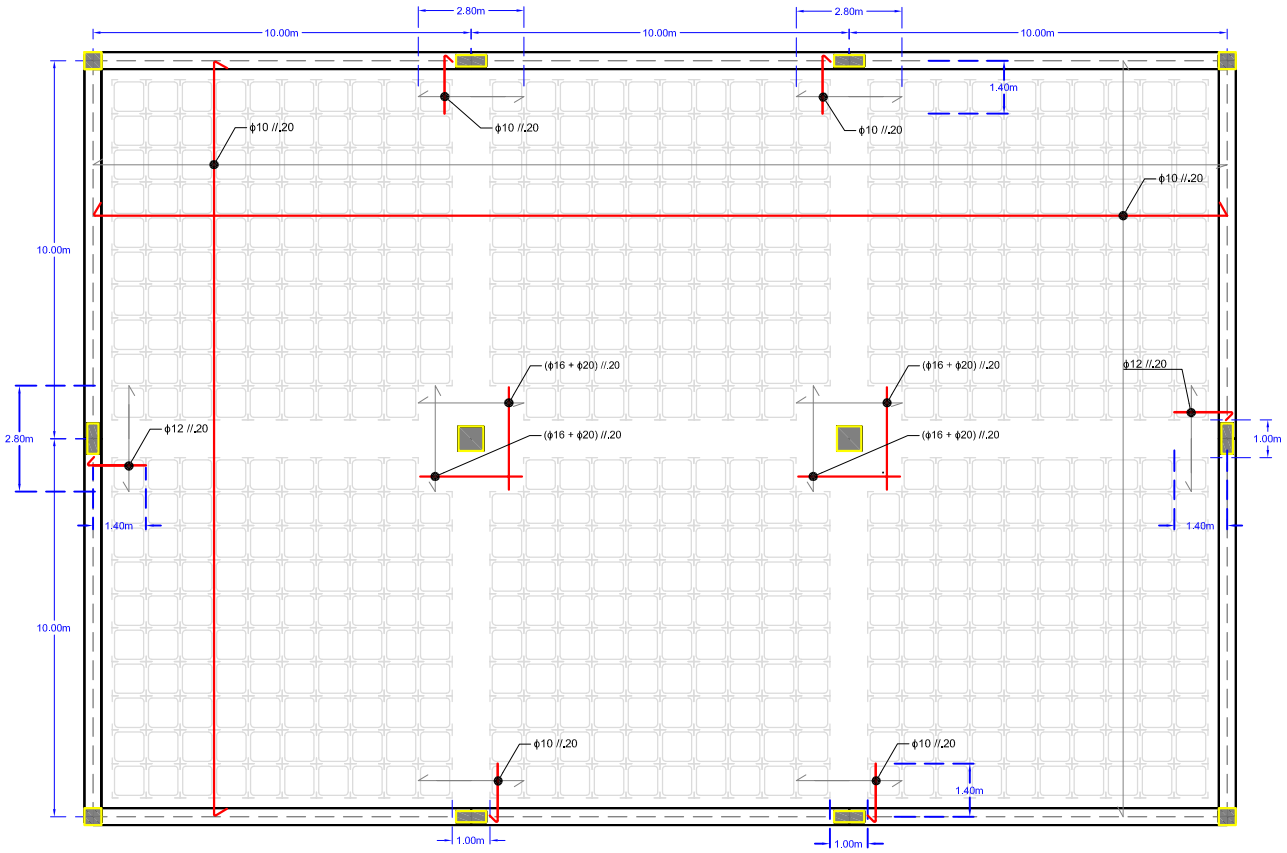
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.9	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.10



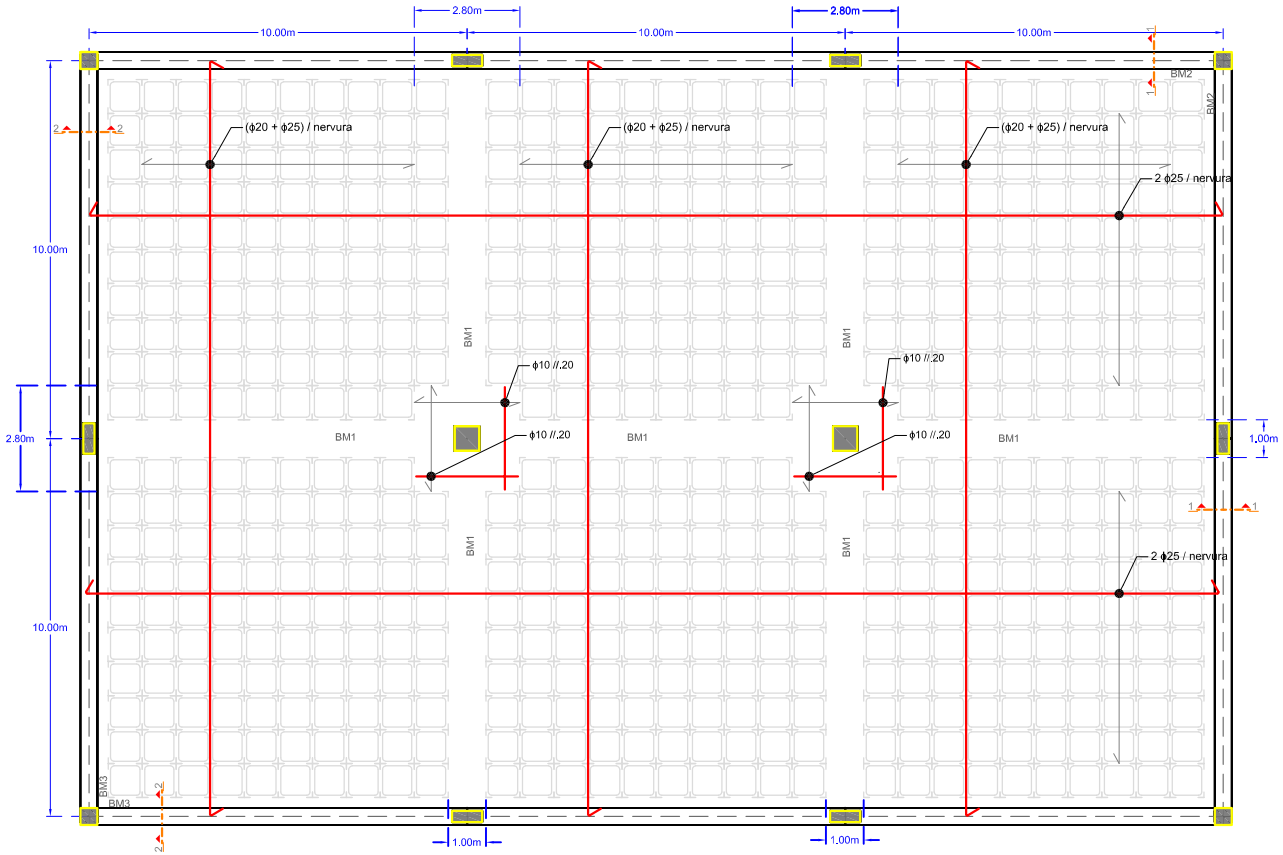
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.10	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.11



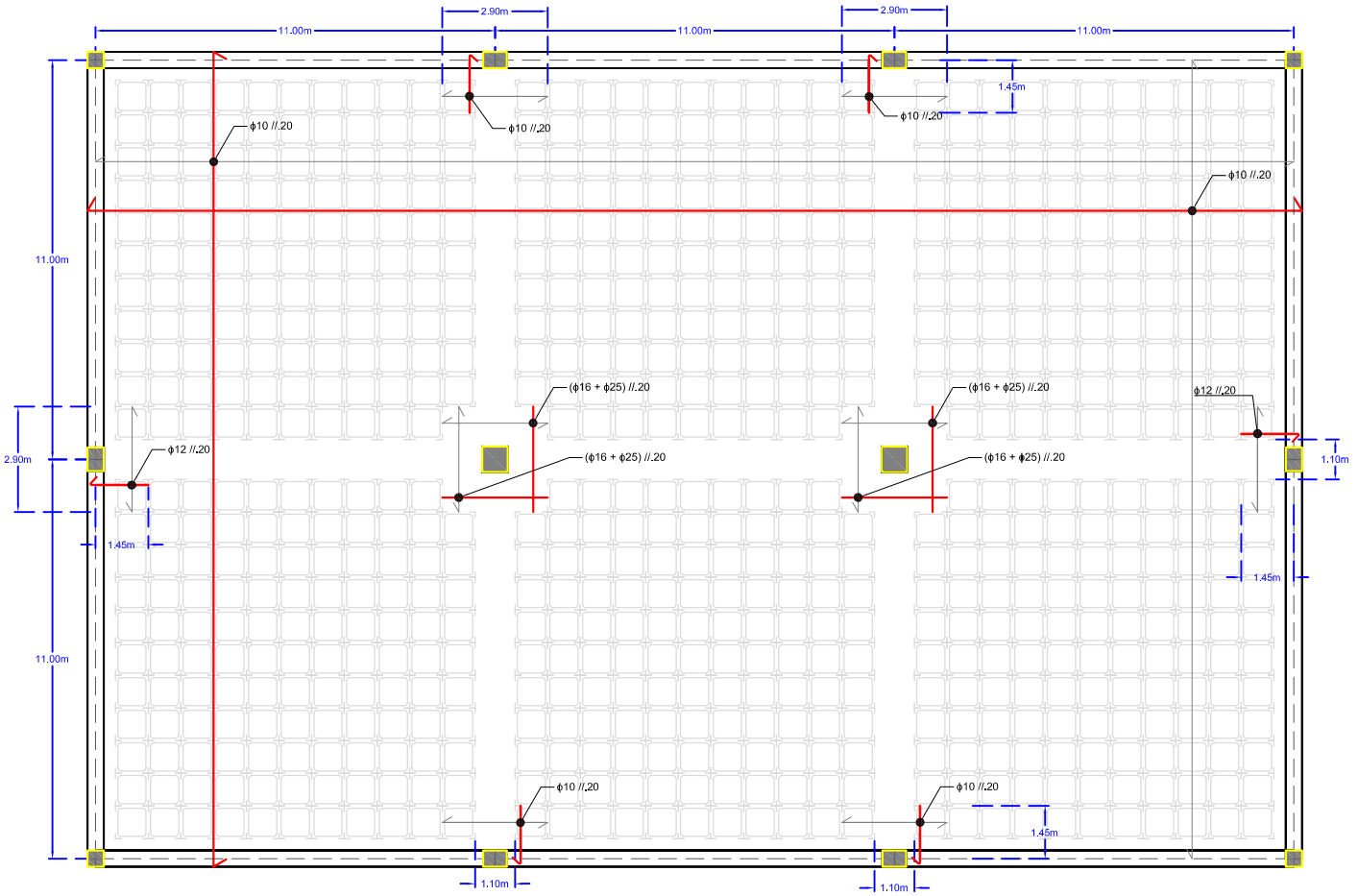
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.11	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.12



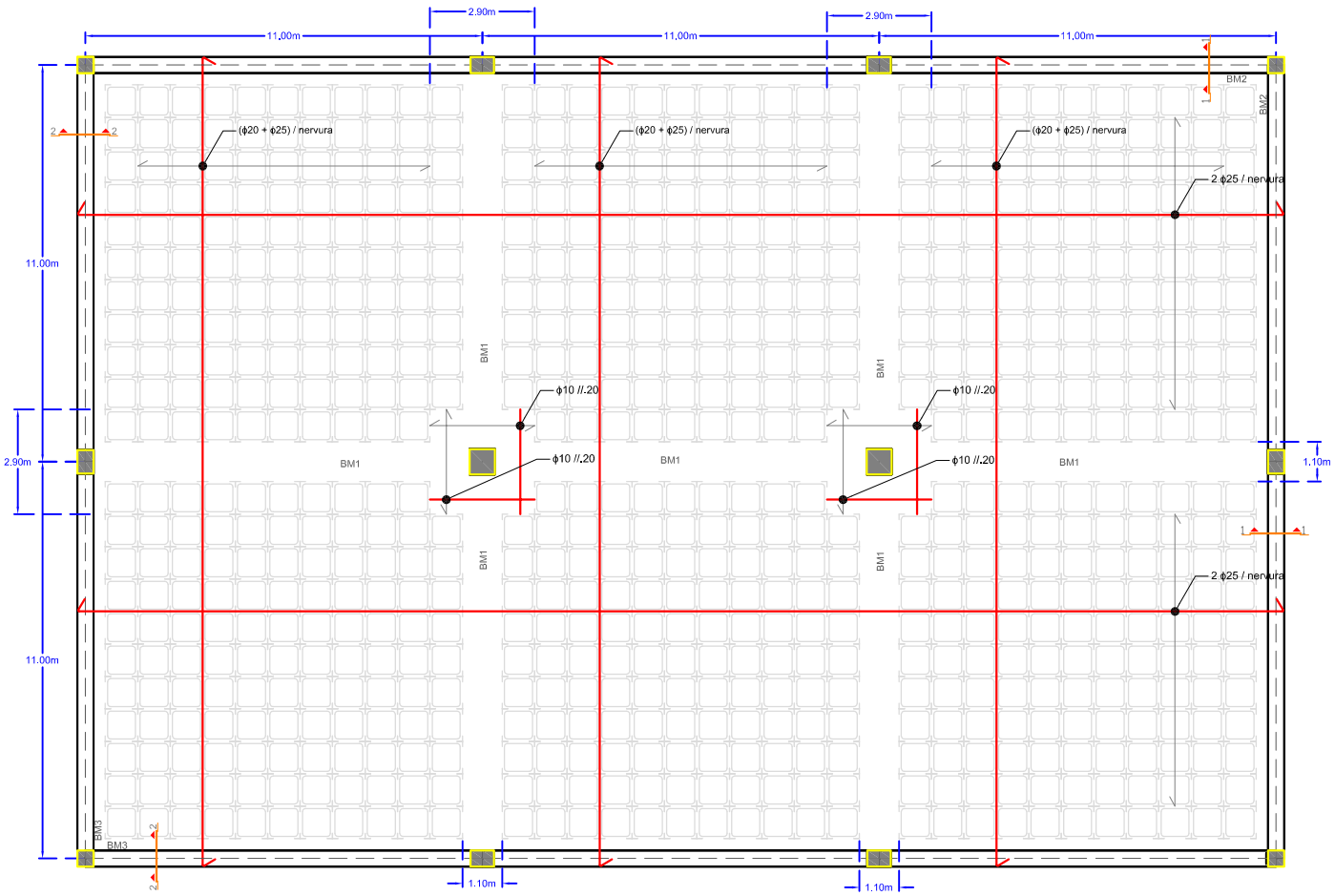
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.12	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.5.6.13



Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.5.6.13	Laje fungiforme aligeirada com blocões	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

ANEXO 6

DIMENSIONAMENTO – APLICAÇÃO DO ESTUDO A UM CASO REAL

A.6.1 ARQUITECTURA DO EDIFÍCIO

A.6.1.1 Alçado do edifício

A.6.1.2 Planta do piso tipo

A.6.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

A.6.3 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA EM VIGAS

A.6.3.1 Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme maciça

A.6.3.2 Armadura longitudinal em vigas – Laje fungiforme maciça

A.6.3.3 Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme aligeirada com moldes

A.6.3.4 Armadura longitudinal em vigas – Laje fungiforme aligeirada com moldes

A.6.4 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS

A.6.4.1 Armadura de esforço transverso mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme maciça

A.6.4.2 Armadura de esforço transverso – Laje fungiforme maciça

A.6.4.3 Armadura de esforço transverso mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme aligeirada com moldes

A.6.4.4 Armadura de esforço transverso – Laje fungiforme aligeirada com moldes

A.6.5 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL EM LAJE

A.6.5.1 Armadura longitudinal – Laje fungiforme maciça

A.6.5.2 Armadura longitudinal – Laje fungiforme aligeirada com moldes

A.6.6 VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

A.6.7 DESENHOS - ARMADURAS EM LAJES

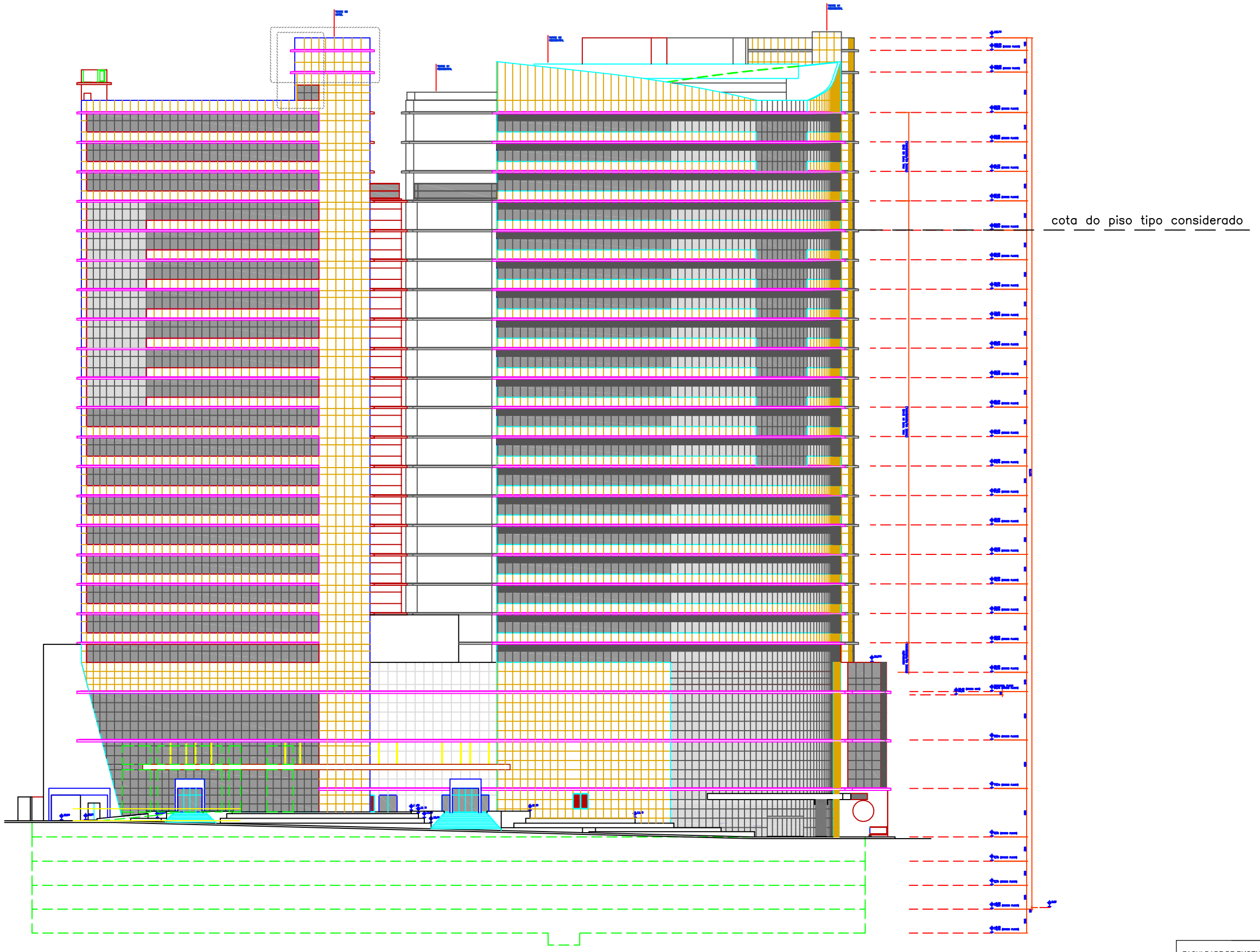
A.6.7.1 Laje fungiforme maciça – Armadura superior

A.6.7.2 Laje fungiforme maciça – Armadura inferior

A.6.7.3 Laje fungiforme aligeirada com moldes – Armadura superior

A.6.7.4 Laje fungiforme aligeirada com moldes – Armadura inferior

A.6.1.1

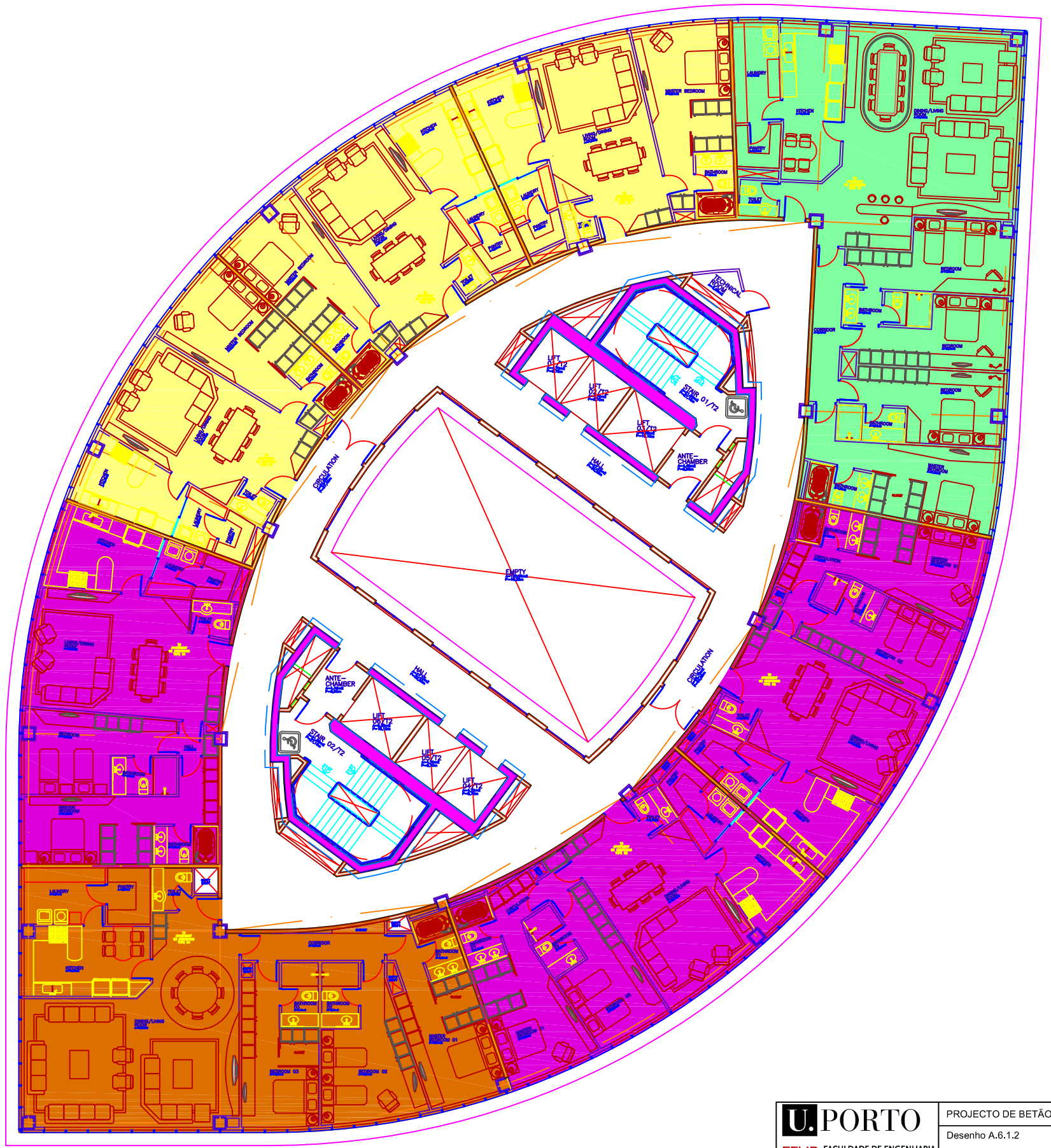


Escala 1:500

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Aplicação a caso real	Betão C30/37
	Desenho A.6.1.1	Alçado do edifício	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.6.1.2



Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Aplicação a caso real	Betão C30/37
Desenho A.6.1.2	Planta do piso tipo considerado	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.6.2. Pré-dimensionamento de pilares

	Lage				Consola			Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf m^2	PP(Laje) kN/m^2	RCP kN/m^2	Sob kN/m^2	Ainf m^2	PP(Consola) kN/m^2	Sob kN/m^2	PP(Vigas) kN/m	PP(parede ext.) kN/m	L(vigas) m	Ainf m^2	PP(Capitel) kN/m^2	RCP kN/m^2		kN	m^2	m	m
Pilar																		
P1	25,0	6,0	4,3	2,0	8,6	6,0	3,0	7,9	8,2	8,4	-	-	-	5	3568,1	0,147	0,40	0,40
P2	41,3	6,0	4,3	2,0	7,9	6,0	3,0	7,9	8,2	8,4	-	-	-	5	4902,8	0,201	0,40	0,55
P3	51,1	6,0	4,3	2,0	10,0	6,0	3,0	7,9	8,2	10,5	-	-	-	5	6092,0	0,250	0,40	0,65
P4	61,5	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7341,0	0,301	0,40	0,80
P5	62,0	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7383,3	0,303	0,40	0,80
P6	64,4	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7586,3	0,312	0,40	0,80
P7	52,0	6,0	4,3	2,0	10,0	6,0	3,0	7,9	8,2	10,5	-	-	-	5	6168,1	0,253	0,40	0,65
P8	25,2	6,0	4,3	2,0	8,6	6,0	3,0	7,9	8,2	8,4	-	-	-	5	3585,0	0,147	0,40	0,40
P9	51,0	6,0	4,3	2,0	10,0	6,0	3,0	7,9	8,2	10,5	-	-	-	5	6083,5	0,250	0,40	0,65
P10	63,5	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	6284,7	0,258	0,55	0,50
P11	40,4	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	4330,6	0,178	0,55	0,50
P12	56,1	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5658,7	0,232	0,55	0,50

	Lage				Consola			Vigas			Capitéis			nº pisos	Nsd	Ac	b	h
	Ainf	PP(Laje)	RCP	Sob	Ainf	PP(Consola)	Sob	PP(Vigas)	PP(parede ext.)	L(vigas)	Ainf	PP(Capitel)	RCP					
	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m	kN/m	m	m^2	kN/m^2	kN/m^2		kN	m^2	m	m
P13	56,20	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5667,2	0,233	0,55	0,50
P14	50,00	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5142,7	0,211	0,55	0,50
P15	63,50	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	6284,7	0,258	0,55	0,50
P16	40,10	6,0	4,3	2,0	7,9	6,0	3,0	7,9	8,2	8,4	-	-	-	5	4801,3	0,197	0,40	0,55
P17	50,50	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5185,0	0,213	0,55	0,50
P18	56,40	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5684,1	0,233	0,55	0,50
P19	56,20	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	5667,2	0,233	0,55	0,50
P20	41,00	6,0	4,3	2,0	-	-	-	-	-	-	8,0	9,8	4,2	5	4381,4	0,180	0,55	0,50
P21	62,20	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7400,2	0,304	0,40	0,80
P22	62,80	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7451,0	0,306	0,40	0,80
P23	62,80	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	12,8	-	-	-	5	7451,0	0,306	0,40	0,80
P24	51,00	6,0	4,3	2,0	11,9	6,0	3,0	7,9	8,2	10,5	-	-	-	5	6203,2	0,255	0,40	0,65

A.6.3.1.

Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme maciça

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,70

A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,55	126,00

A.6.3.2.

Armadura longitudinal em vigas – Laje fungiforme maciça

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2, V3, V4, V5, V6 e V7 são iguais aos das Vigas V8, V9, V10, V11, V12, V13 e V14 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7 são iguais aos dos Pilares P8, P16, P24, P23, P22, P21 e P9 respectivamente.

	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P8		P2 / P16		P3 / P24		P4 / P23
Viga		V1 / V8		V2 / V9		V3 / V10	
Msd	83,37	349,25	570,43	175,87	907,86	578,75	1102,33
Msd´		401,64		202,24		665,56	
μ	0,021	0,099	0,141	0,050	0,225	0,165	0,273
Asc (cm^2/m)	1,92	15,15	22,24	7,29	38,15	26,60	48,14
Armadura	2ϕ25	2ϕ25+2ϕ20	2ϕ25+4ϕ20	2ϕ25	3ϕ25+3ϕ32	3ϕ25+4ϕ20	2ϕ25+5ϕ32
As,eff (cm^2/m)	9,82	16,10	22,39	9,82	38,86	27,30	50,03

	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P4 / P23		P5 / P22		P6 / P21		P7 / P9
Viga		V4 / V11		V5 / V12		V6 / V13	
Msd	1102,33	555,92	1081,73	556,39	1122,86	605,77	1039,88
Msd´		639,31		639,85		696,64	
μ	0,273	0,158	0,268	0,158	0,278	0,172	0,257
Asc (cm^2/m)	48,14	25,41	47,05	25,43	49,23	28,02	44,863
Armadura	2ϕ25+5ϕ32	2ϕ25+5ϕ20	2ϕ25+5ϕ32	2ϕ25+5ϕ20	2ϕ25+5ϕ32	6ϕ25	3ϕ25+4ϕ32
As,eff (cm^2/m)	50,03	25,53	50,03	25,53	50,03	29,45	46,9

	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P7 / P9		P8 / P1
Viga		V7 / V14	
Msd	1039,88	296,11	55,01
Msd´		340,53	
μ	0,257	0,084	0,014
Asc (cm^2/m)	44,863	12,67	1,91
Armadura	3ϕ25+4ϕ32	2ϕ25+ϕ20	2ϕ25
As,eff (cm^2/m)	46,9	12,96	9,82

A.6.3.3.

Armadura longitudinal mínima e máxima em vigas – Laje fungiforme aligeirada com moldes

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,70

A_{smin} (cm^2/m)	A_{smax} (cm^2/m)
4,55	126,00

A.6.3.4.

Armadura longitudinal em vigas – Laje fungiforme aligeirada com moldes

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2, V3, V4, V5, V6 e V7 são iguais aos das Vigas V8, V9, V10, V11, V12, V13 e V14 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7 são iguais aos dos Pilares P8, P16, P24, P23, P22, P21 e P9 respectivamente.

	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P1 / P8		P2 / P16		P3 / P24		P4 / P23
Viga		V1 / V8		V2 / V9		V3 / V10	
Msd	69,53	316,25	424,55	156,61	844,15	494,27	1033,13
Msd´		363,69		180,10		568,41	
μ	0,017	0,090	0,105	0,045	0,209	0,141	0,256
Asc (cm^2/m)	2,43	13,60	16,10	6,45	35,02	22,25	44,51
Armadura	2ϕ20	5ϕ20	2ϕ20+2ϕ25	3ϕ20	2ϕ20+4ϕ32	3ϕ20+3ϕ25	2ϕ20+5ϕ32
As,eff (cm^2/m)	6,28	15,71	16,10	9,42	38,45	24,15	46,49

	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P4 / P23		P5 / P22		P6 / P21		P7 / P9
Viga		V4 / V11		V5 / V12		V6 / V13	
Msd	1033,13	496,24	918,82	486,65	1019,54	514,12	948,97
Msd´		570,68		559,65		591,24	
μ	0,256	0,141	0,227	0,139	0,252	0,146	0,235
Asc (cm^2/m)	44,51	22,35	38,70	21,86	43,81	23,25	40,21
Armadura	2ϕ20+5ϕ32	4ϕ20+2ϕ25	3ϕ20+4ϕ32	3ϕ20+3ϕ25	2ϕ20+5ϕ32	3ϕ20+ 3ϕ25	3ϕ20+4ϕ32
As,eff (cm^2/m)	46,49	22,39	41,59	24,15	46,49	24,15	41,59

	Apoio	Vão	Apoio
Pilar	P7 / P9		P8 / P1
Viga		V7 / V14	
Msd	948,97	235,42	54,57
Msd´		270,73	
μ	0,235	0,067	0,0,014
Asc (cm^2/m)	40,21	9,91	1,90
Armadura	3ϕ20+4ϕ32	4ϕ20	2ϕ20
As,eff (cm^2/m)	41,59	12,57	8,28

A.6.4.1.

Armadura de esforço transverso mínima e máxima – Laje fungiforme maciça

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,67

$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,50
$S_{t,max}$ (m)	0,50
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	5,05
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	626,77
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1122,82
$V_{rd,s}$ (kN)	331,16

A.6.4.2.

Armadura de esforço transverso – Laje fungiforme maciça

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2, V3, V4, V5, V6 e V7 são iguais aos das Vigas V8, V9, V10, V11, V12, V13 e V14 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7 são iguais aos dos Pilares P8, P16, P24, P23, P22, P21 e P9 respectivamente.

	Viga 1 / Viga 8		Viga 2 / Viga 9		
Extensão	0,2m – 6,9m	6,9m – 7,825m	0,275m – 1,2m	1,2m – 6,4m	6,4m – 8,075m
Vrd (kN)	< 331,16	422,55	355,39	< 331,16	374,90
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	6,45	5,42	Aswmin	5,72
ϕ	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 3 / Viga 10			Viga 4 / Viga 11		
Extensão	0,275m – 2m	2m – 9,9m	9,9m – 12,1m	0,4m – 2,6m	2,6m – 10,6m	10,6m – 12,1m
Vrd (kN)	574,72	< 331,16	599,74	562,95	< 331,16	626,77
A_{sw}/s (cm^2/m)	8,77	Aswmin	9,15	8,60	Aswmin	9,55
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 5 / Viga 12			Viga 6 / Viga 13		
Extensão	0,4m – 1,9m	1,9m – 11,3m	11,3m – 12,1m	0,4m – 1,2m	1,2m – 11,7m	11,7m – 12,575m
Vrd (kN)	541,71	< 331,16	610,46	589,16	< 331,16	610,69
A_{sw}/s (cm^2/m)	9,27	Aswmin	9,32	8,99	Aswmin	9,32
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 7 / Viga 14	
Extensão	0,325m – 1,2m	1,2m – 7,9m
Vrd (kN)	589,16	< 331,16
A_{sw}/s (cm^2/m)	8,98	Aswmin
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.6.4.3.

Armadura de esforço transverso mínima e máxima – Laje fungiforme aligeirada com moldes

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	0,45
d (m)	0,67

$\rho_{w,min}$ (cm^2/m)	8,76
$S_{l,max}$ (m)	0,50
$S_{t,max}$ (m)	0,50
$(A_{sw}/s)min$	3,95
Armadura	ϕ8(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	5,05
$V_{rd,max}$ - na estrutura (kN)	672,25
cot(θ)	2,00
$V_{rd,max}$ associado à cotg(θ) (kN)	1122,82
$V_{rd,s}$ (kN)	331,16

A.6.4.4.

Armadura de esforço transverso – Laje fungiforme aligeirada com moldes

Nota: Os momentos nas Vigas V1, V2, V3, V4, V5, V6 e V7 são iguais aos das Vigas V8, V9, V10, V11, V12, V13 e V14 respectivamente. O mesmo acontece no que diz respeito aos apoios, os momentos nos Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7 são iguais aos dos Pilares P8, P16, P24, P23, P22, P21 e P9 respectivamente.

	Viga 1 / Viga 8		Viga 2 / Viga 9		
Extensão	0,2m – 7,1m	7,1m – 7,825m	0,275m – 1m	1m – 6,9m	6,9m – 8,075m
Vrd (kN)	< 331,16	341,57	355,39	< 331,16	404,83
A_{sw}/s (cm^2/m)	Aswmin	5,22	5,43	Aswmin	6,18
ϕ	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 3 / Viga 10			Viga 4 / Viga 11		
Extensão	0,275m – 1,5m	1,5m – 10m	10m – 12,1m	0,4m – 2,5m	2,5m – 10,8m	10,8m – 12,1m
Vrd (kN)	613,6	< 331,16	672,25	552,46	< 331,16	617,16
A_{sw}/s (cm^2/m)	9,37	Aswmin	10,24	8,42	Aswmin	9,43
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 5 / Viga 12			Viga 6 / Viga 13		
Extensão	0,4m – 1,7m	1,7m – 11,5m	11,5m – 12,1m	0,4m – 1,2m	1,2m – 11,7m	11,7m – 12,575m
Vrd (kN)	584,08	< 331,16	618,08	641,90	< 331,16	657,29
A_{sw}/s (cm^2/m)	8,91	Aswmin	9,44	9,79	Aswmin	10,04
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20	ϕ10(2R)//.15
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05	10,46	10,46	5,05	10,46

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

	Viga 7 / Viga 14	
Extensão	0,325m – 1,2m	1,2m – 7,9m
Vrd (kN)	547,29	< 331,16
A_{sw}/s (cm^2/m)	8,36	Aswmin
ϕ	ϕ10(2R)//.15	ϕ8(2R)//.20
As,eff (cm^2/m)	10,46	5,05

Nota: A armadura de esforço transverso só existe entre faces de pilares, sendo as extensões acima referidas consideradas a partir do eixo de cada pilar.

A.6.5.1.

Armadura longitudinal em laje fungiforme maciça com capitéis

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,24
$d_{Capitel}$ (m)	0,36

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	3,17
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	96,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	13,92

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	75,11	81,21	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	86,38	93,39	-	-	-	-
μ	0,098	0,106	-	-	-	-
Asc (cm^2/m)	10,38	11,31	-	-	-	-
Armadura	2ϕ12//.20	2ϕ12//.20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/m)	11,31	11,31	3,93	3,93	15,24	15,24

	Momento negativo	
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)	
	Direcção X (“Cuts”)	Direcção Y (“Cuts”)
	Pilares centrais	Pilares centrais
Integral (kN.m/m)	847,36	922,78
$L_{"cut"}$ (m)	2,825	2,825
Msd (kN.m)	299,95	326,65
μ	0,116	0,126
Asc (cm^2/m)	21,37	23,49
Armadura	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20	ϕ10//.20+ 2ϕ16//.20
As,eff (cm^2/m)	24,04	24,04

A.6.5.2.

Armadura longitudinal em laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recupráveis

f_{cd} (kpa)	20000
f_{syd} (kpa)	435000
b (m)	1,00
d_{Laje} (m)	0,37

A_{smin} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	5,58
A_{smax} (Armadura de flexão) (cm^2/m)	160,00
A_{smin} (Controlo de fendilhação) (cm^2/m)	7,89

	Momento positivo		Momento negativo			
	Armadura inferior		Armadura superior		Σ(Armadura)	
	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y	Direcção X	Direcção Y
Msd (kN.m)	81,53	93,13	-	-	-	-
Msd´(kN.m)	93,76	107,10	-	-	-	-
μ	0,031	0,035	-	-	-	-
Asc (cm^2/nervura)	5,41	6,20	-	-	-	-
Armadura	3 ϕ16	2ϕ20	ϕ10//.20	ϕ10//.20	-	-
As,eff (cm^2/nervura)	6,03	6,28	-	-	-	-
As,eff (cm^2/m)	-	-	3,93	3,93	10,63	10,91

Nota: Para os momentos positivos na zona do maciço é utilizada a armadura mínima ϕ10//.20

	Momento negativo	
	Armadura superior (reforço sobre os pilares)	
	Direcção X (“Cuts”)	Direcção Y (“Cuts”)
	Pilares centrais	Pilares centrais
Integral (kN.m/m)	566,14	463,49
$L_{"cut"}$ (m)	1,80	1,80
Msd (kN.m)	314,52	257,49
	-	-
μ	0,115	0,094
Asc (cm^2/m)	21,79	17,51
Armadura	ϕ10//.20 + 2ϕ16//.20	ϕ10//.20 + ϕ 20//.20
As,eff (cm^2)	24,04	19,64

Nota: Para todos os pilares não considerados no quadro acima não é necessária armadura de reforço. Para as bandas de maciçamento junto das vigas, foi considerada uma armadura construtiva de ϕ10//.15.

	Momento positivo				
	Armadura em bandas centrais de maciçamento				
	Direcção X / Y				
	BM1	BM2	BM3	BM4	BM5
Integral (kN.m/m)	-	-	-	-	-
$L_{"cut"}$ (m)	1,18	1,19	1,00	1,14	1,25
Msd (kN.m)	93,13	93,13	93,13	93,13	93,13
Msd´(kN.m)	107,10	107,10	107,10	107,10	107,10
μ	0,046	0,047	0,039	0,045	0,049
Asc (cm^2/m)	8,22	8,29	6,91	7,93	8,73
Armadura	3 ϕ20	3 ϕ20	4 ϕ16	4 ϕ16	3 ϕ20
As,eff (cm^2)	9,42	9,42	8,04	8,04	9,42

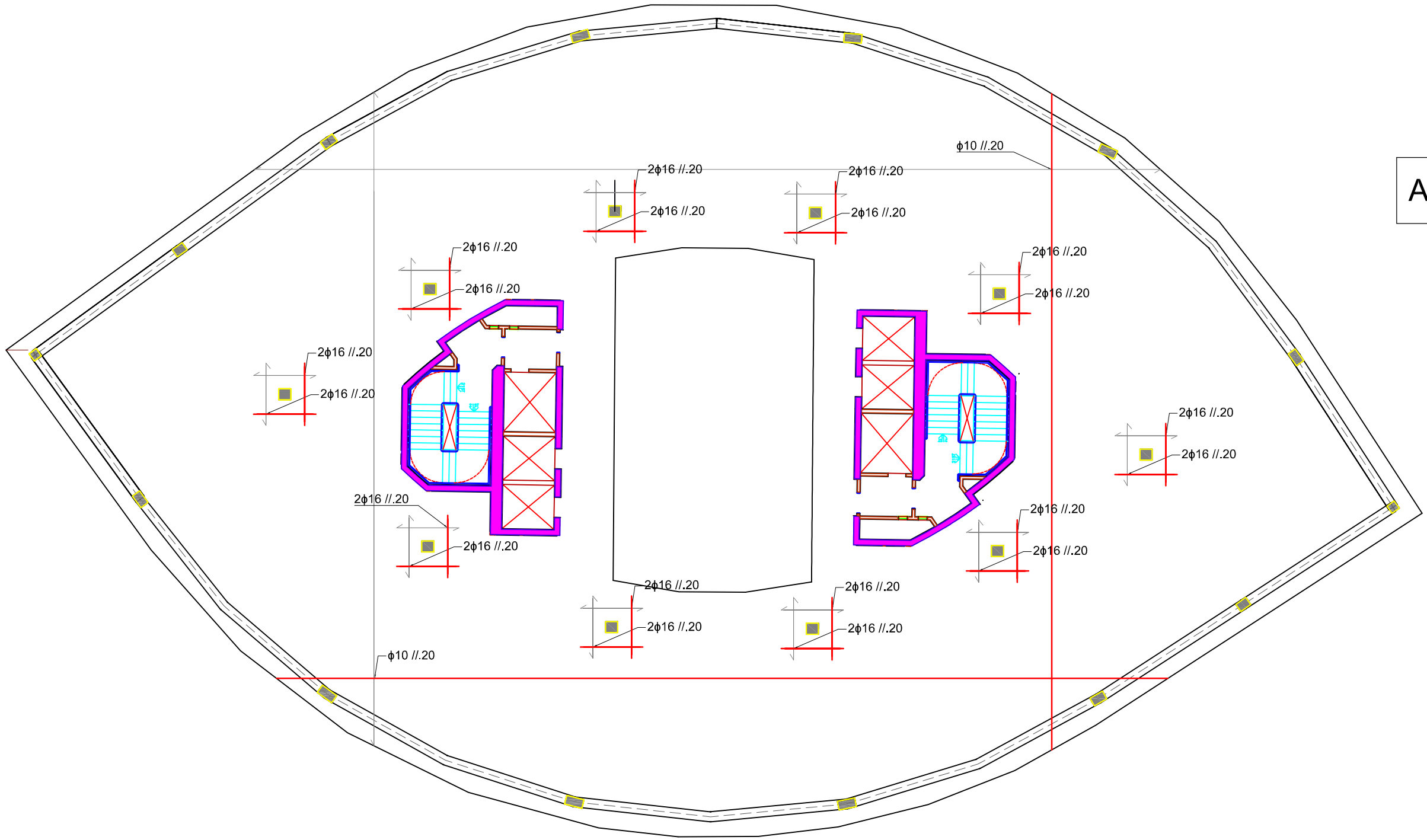
Nota: No cálculo da armadura em bandas centrais de maciçamento, foi utilizado o valor do momento mais gravoso segundo as duas direcções.

A.6.6 Verificação ao punçoamento

		Laje Maciça	Laje Aligeirada
Armadura superior	Pilar	Pilares centrais	Pilares centrais
	Asx (cm^2) / m	13,98	24,04
	Asy (cm^2) / m	13,98	19,64
ved (kN)		1377	1247
b (m)		0,50	0,50
d (m)		0,360	0,370
uo (m)		2,00	2,00
u1 (m)		6,52	6,65
Vrdc,max (kN)		5280	5280
VEd (kN) u0		2199	1938
VEd (u0) < Vrdc,max		OK	OK
Vmin (kN)		442	438
vrdc (kN)		569	582
Vmin < Vrdc		OK	OK
Vrd,c (kN)		1336,35	1233,00
		KO	KO
Asw (cm^2) /m		11,04	7,20

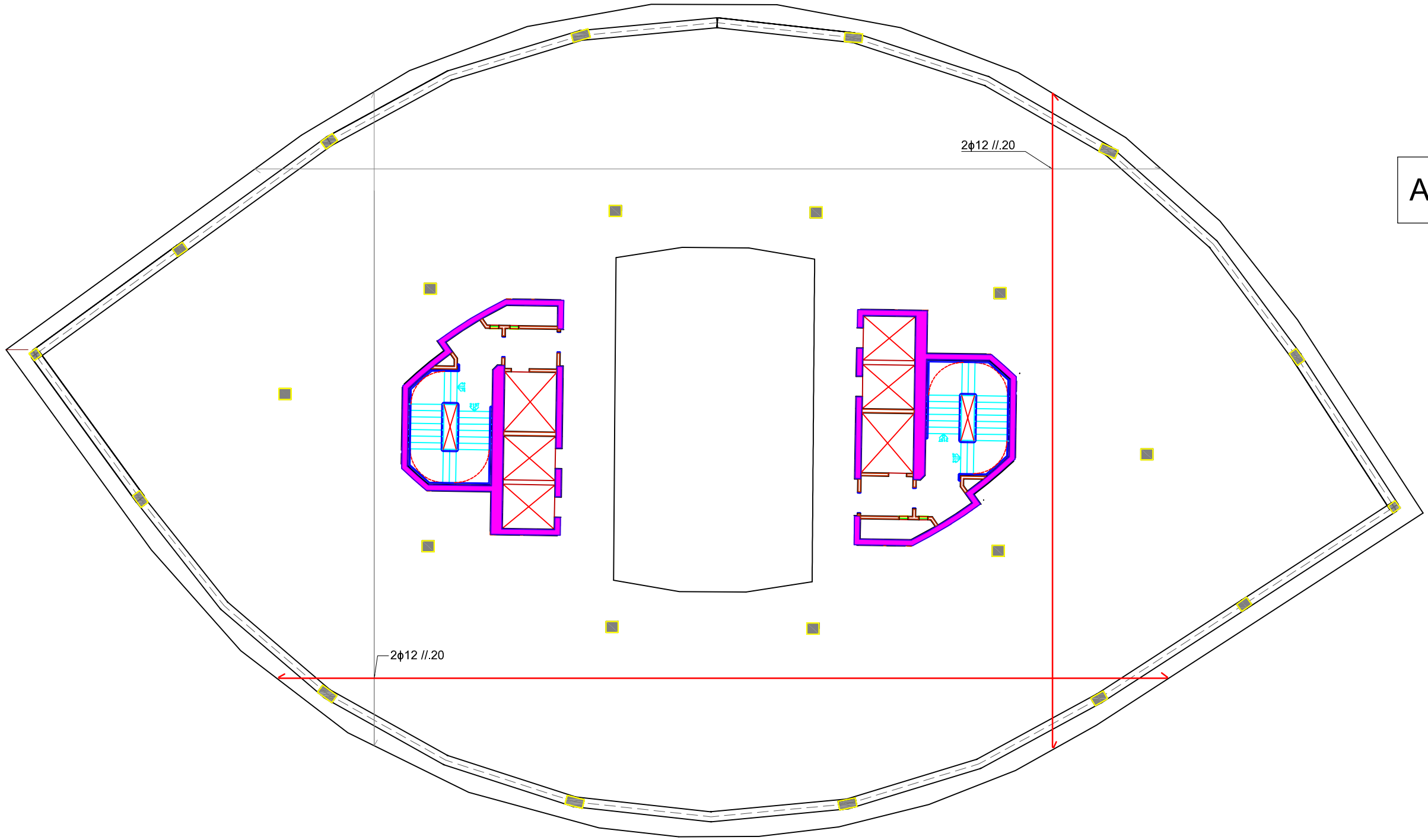
Nota: foi considerado o caso mais gravoso e aplicada a armadura calculada para este pilar em todos os pilares centrais.

A.6.7.1



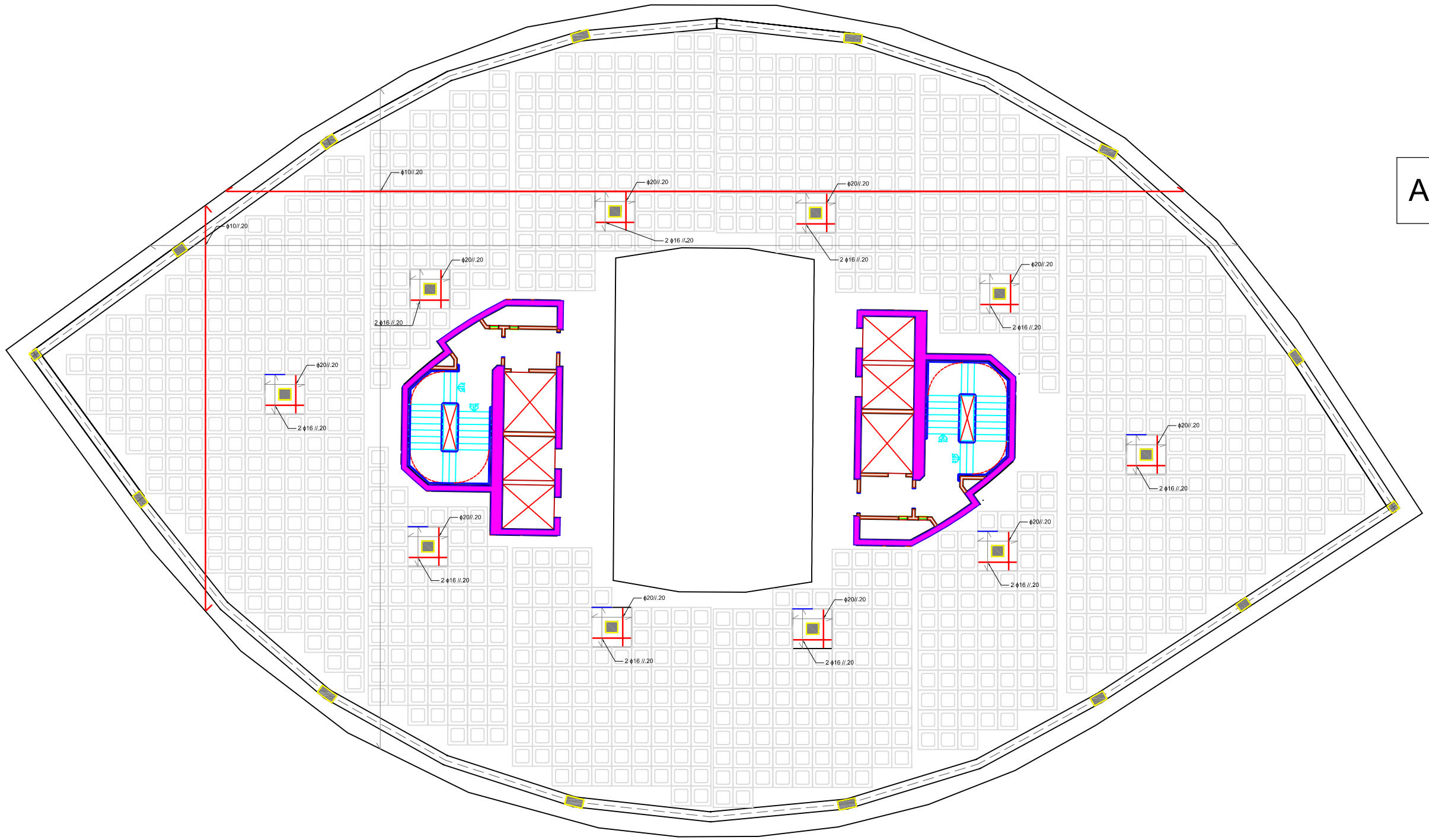
U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de construções civis		
	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
	Desenho A.6.7.1	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.6.7.2



		FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de construções civis	
U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
	Desenho A.6.7.2	Laje fungiforme maciça com capitéis	Aço A500
	Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

A.6.7.3



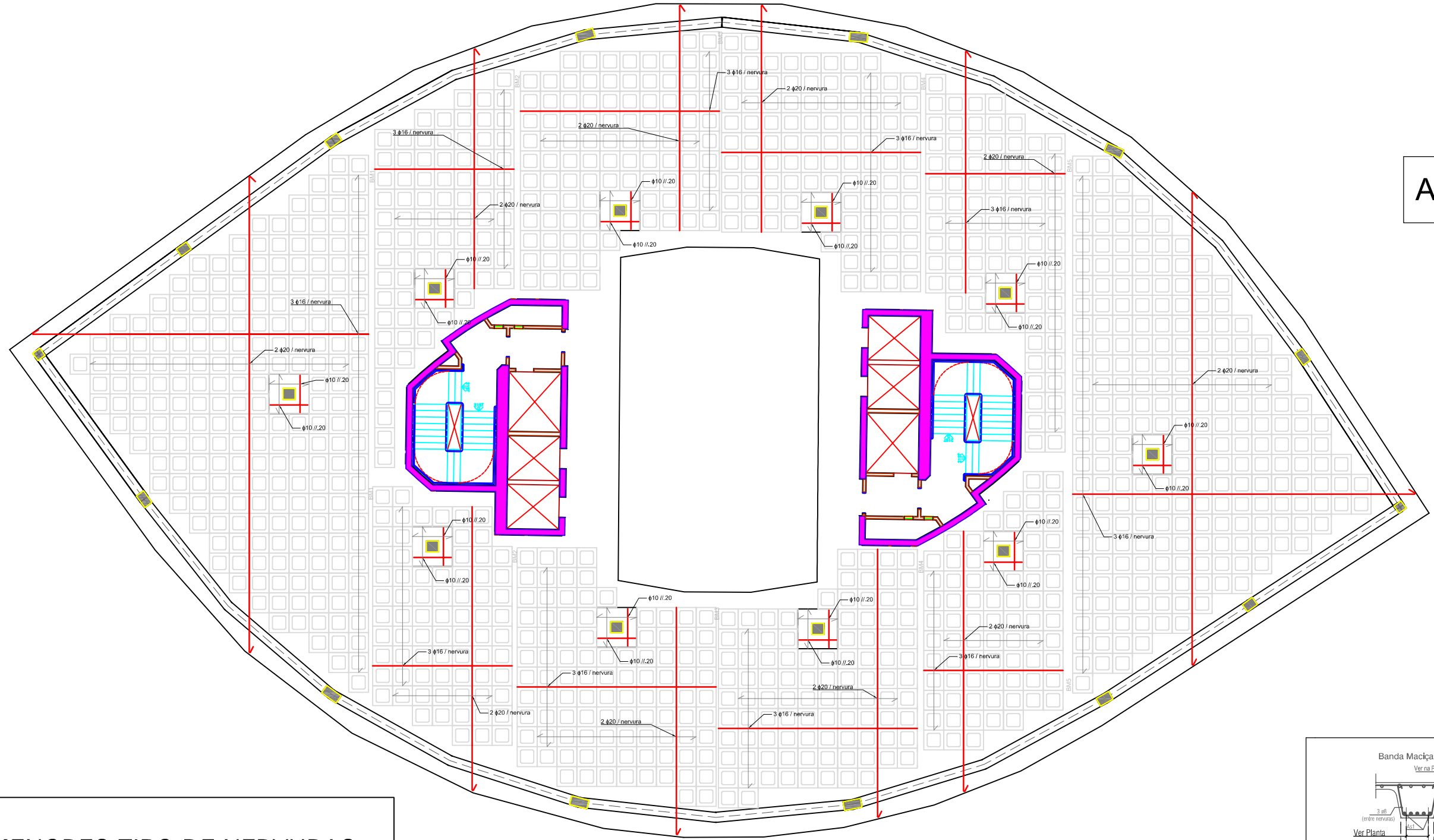
Escala 1:200

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão C30/37
Desenho A.6.7.3	Laje fungiforme allgeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011

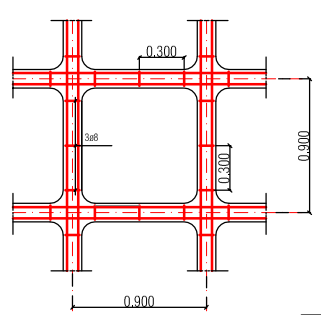
A.6.7.4



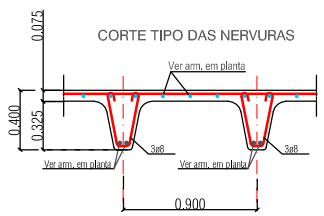
Escala 1:200

PORMENORES TIPO DE NERVURAS

PLANTA TIPO DAS NERVURAS

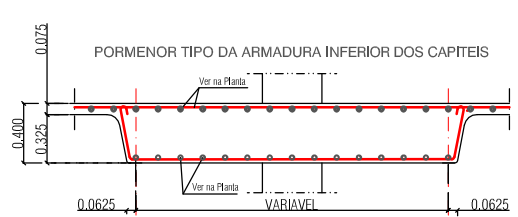


CORTE TIPO DAS NERVURAS



Escala 1:50

PORMENOR TIPO DA ARMADURA INFERIOR DOS CAPITEIS



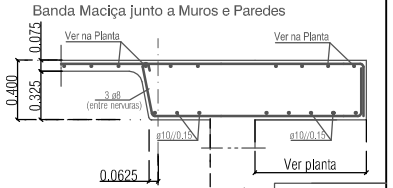
Escala 1:50

QUADRO DAS BANDAS MACIÇAS TIPO	
BANDA MACIÇA	As1
BM1	3ø20
BM2	3ø20
BM3	4ø16
BM4	4ø16
BM5	3ø20

Banda Maciça TIPO

Escala 1:50

Banda Maciça junto a Muros e Paredes



Escala 1:50

U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - Projecto de construções civis

PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão C30/37
Desenho A.6.7.4	Laje fungiforme allgeirada com moldes	Aço A500
Elaborado por: Tiago Costa	Aluno nº - 040501239	Junho 2011