U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DAS LAJES FUNGIFORMES NO COMPORTAMENTO DAS ALVENARIAS EXTERIORES

MICAEL DAVID GOMES PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 20010/2011

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.

A meus Pais e Irmão

"Eu não me envergonho de corrigir os meus erros e de mudar as minhas opiniões, porque não me envergonho de raciocinar e aprender"

Alexandre Herculano

AGRADECIMENTOS

Agradecer a todos que ajudaram a construir esta dissertação não é tarefa fácil. O maior perigo que se coloca para o agradecimento selectivo não é decidir quem incluir, mas decidir quem não mencionar.

Em primeiro lugar, agradeço de forma especial ao meu orientador, Professor Jorge Chaves, pelo conhecimento que transmitiu, pela disponibilidade, boa disposição e dedicação, que se mostraram essenciais para a realização deste trabalho.

Agradeço de forma muito especial meus pais e irmão, pelo apoio e incentivo sempre demonstrados no decorrer do trabalho e pelo exemplo a seguir que sempre constituíram para mim.

Então, a meus amigos que, de uma forma ou de outra, contribuíram com sua amizade e com sugestões efectivas para a realização deste trabalho, gostaria de expressar minha profunda gratidão.

Para finalizar não podia de deixar o meu maior agradecimento aos meus padrinhos, por terem sido um apoio financeiro em todos estes anos, demonstrando muita paciência e respeito por todo este percurso académico.

RESUMO

Este trabalho consiste numa comparação entre duas soluções construtivas em que o único parâmetro a variar é o tipo de laje. Com o mesmo projecto de arquitectura, compararam-se lajes fungiformes maciças sem vigas de bordo e sem capitéis com laje fungiformes aligeiradas com blocões de aligeiramento. A sua comparação baseou-se no seu dimensionamento e respectiva deformação.

A deformação excessiva do suporte é uma possível causa para a ocorrência da fissuração nas alvenarias das paredes exteriores. Deste modo, é necessário perceber as principais exigências que o regulamento – Eurocodigo 2 – obriga a cumprir. Assim, através de um modelo simplificado reservado ao cálculo de flecha (método bilinear), calculou-se a flecha instantânea e a tempo infinito para os dois tipos de soluções, permitindo obter algumas conclusões.

Como houve necessidade de dimensionar a estrutura para o cálculo da deformação, usou-se o programa Robot 2010 para a obtenção dos esforços momentos flectores e esforço transverso e flecha-valor base. Os dimensionamentos dos elementos estruturais basearam-se nos pressupostos do eurocódigo 2.

Elaboraram-se também peças desenhadas de projecto de estabilidade com a apresentação das armaduras principais. Estas armaduras são fundamentais para o cálculo da deformação.

Como conclusão deste trabalho, analisou-se a deformação do suporte através da comparação entre as deformações máximas impostas pelos regulamentos (deformações que impedem a fissuração dos elementos não estruturais) com os valores obtidos pelo cálculo da deformação da estrutura através do método bilinear. Apresentou-se, como conclusão final, soluções construtivas capazes de evitar que as paredes exteriores de alvenaria acompanhem a deformação do suporte (solução desligada da estrutura e solução ligada fortemente à estrutura).

PALAVRAS-CHAVE: Parede exterior, Deformação, Dimensionamento, Fissuração, Soluções.

ABSTRACT

This essay is based on a comparison between two constructive solutions where the only parameter to vary is the type of slab. With the same architectural design, we compared fungiform massive slabs without board beams and without capitals fungiform relaxed slab with blocks of relief. His comparison was based on its design and its deformation.

The excessive deformation of the support is a possible cause for the occurrence of cracking in masonry exterior walls. Therefore, it is necessary to understand the main requirements that the regulation - Eurocode 2 - obliges to comply. Through a simplified model, restricted to the calculation of arrow (bilinear method), we calculated the arrows instant and infinite time for the two types of solutions, that have led us to some conclusions.

As it was necessary to scale the structure for calculating the deformation, we used the 2010 Robot program to obtain the moments and arrow base value. The dimensions of the structural elements were based on assumptions of Eurocode 2.

We also prepared the drawing parts of stability project with the presentation of the main frameworks. These frameworks are necessary to calculate the deformation.

In conclusion of this essay, we analyzed the deformation of the support by comparing the maximum deformation imposed by the regulations (deformations that prevent the cracking of non-structural elements) with the values obtained by calculating the deformation of the structure by the bilinear method. As a final conclusion, we present constructive solutions that can prevent the outer walls of following the deformation of the support (solution separated from the structure and solution strongly linked to the structure).

KEYWORDS: Exterior wall, Deformation, scaling, cracking, Solutions.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ASPECTOS GERAIS 1
1.2. OBJECTIVOS 1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO 1

2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS 3
2.1. CARACTERIZAÇÃO DO SECTOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL 3
2.2. ALVENARIAS DE TIJOLO (ELEMENTO NÃO ESTRUTURAL) 3
2.2.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL 3
2.2.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES 4
2.2.2.1. Tijolos e blocos 4
2.2.2.2. Argamassa 5
2.2.2.3. Revestimentos de paredes exteriores 5
2.2.3. TIPOS DE PAREDES 5
2.2.3.1. Tipos correntes de alvenarias de tijolo cerâmico 6
2.2.4. CAUSAS DA FISSURAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA 7
2.2.4.1. Fissuras causadas por deformação excessiva da estrutura do suporte de alvenarias 8
2.3. LAJES FUNGIFORMES (ELEMENTO ESTRUTURAL) 11
2.3.1. INTRODUÇÃO 11
2.3.2. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS 13
2.3.3. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS 13
2.3.3.1. Lajes fungiformes aligeiradas com blocões de aligeiramento 13
2.3.4. GEOMETRIA DIMENSÃO E CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DAS LAJES FUNGIFORMES 15
2.3.4.1. Distância e orientação das nervuras 15
2.3.4.2. Geometria das nervuras 16
2.3.4.3. Maciços junto aos pilares 17
2.3.4.4. Capiteis 18

2.3.4.5. Camada de compressão 18

3. SEGURANÇA E ACÇÕES 21

3.1. ACÇÕES 21

3.1.1. VALORES CARACTERÍSTICOS REPRESENTANTES DAS ACÇÕES 21

3.1.1.1. Acções permanentes 21

3.1.1.2. Acções variáveis 22

3.1.2. VALORES DE CÁLCULO DAS ACÇÕES 22

3.2. SEGURANÇA 22

3.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 22

3.2.1.1. Verificação do equilíbrio estático de resistência 23

3.2.1.2. Combinação de acções (excluindo as relativas à fadiga) 23

3.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 25

3.2.2.1. Verificações 26

3.2.2.2. Combinação de acções 26

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 29

4.1. INTRODUÇÃO 29

4.2. APRESENTAÇÃO DO CASO EM ESTUDO 29

4.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO 29

4.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO 30

4.2.2.1. Estrutura 30

4.2.2.2. Piso tipo em análise 30

4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 31

4.3.1. LAJES 31

4.3.2. PILARES 33

4.3.3. CAIXA DE ESCADAS E CAIXA DE ELEVADORES 36

4.4. MODELAÇÃO NO PROGRAMA DE CÁLCULO 36

4.4.1. INTRODUÇÃO DOS ELEMENTOS NO PROGRAMA 36

4.4.1.1. Pilares 36

4.4.1.2. Lajes fungiforme maciça e lajes fungiforme aligeirada 37

4.4.1.3. Paredes da caixa de escadas e de elevadores 38

4.4.1.4. Acções e combinações de acções 38

5. DIMENSIONAMENTO 41

5.1. INTRODUÇÃO 41

5.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DE LAJES FUNGIFORMES 41

5.1.1.1. Métodos dos pórticos equivalentes 42

5.1.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS 45

5.1.2.1. Áreas mínimas e máximas de armadura 45

5.1.2.2. Outras disposições construtivas 46

5.1.2.3. Verificação da resistência ao punçoamento 46

5.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE FUNGIFORME MACIÇA 49

5.2.1. ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS 49

5.2.2. ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS 53

5.3. DIMENSIONAMENTO DA LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO 58

5.3.1. ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS 58

5.3.2. ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS 61

6. DEFORMAÇÃO 67

6.1. GENERALIDADES DO CONTROLO DE DEFORMAÇÃO 67

6.2. EFEITO DA FENDILHAÇÃO, DA FLUÊNCIA E DA RETRACÇÃO DO BETÃO NO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO 68

6.2.1. EFEITO DA FENDILHAÇÃO DO BETÃO 68

6.2.2. EFEITO DA FLUÊNCIA 71

6.2.3. EFEITO DA RETRACÇÃO 75

6.3. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO 79

6.3.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODE SER DISPENSADO 79

6.3.2. CÁLCULO DE FLECHAS – MÉTODO BILINEAR 80

6.3.2.1. Flexão simples – simplificações utilizadas 82

6.3.2.2. Cálculo da flecha provável 83

6.3.2.3. Extensão do método ao cálculo de flechas em lajes 86

6.4. LAJE FUNGIFORME MACIÇA 86

6.4.1. VERIFICAÇÃO AO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA 86

6.4.2. COEFICIENTE DE FLUÊNCIA 87

6.4.3. FLECHA BASE – a_c 88

6.4.4. FLECHA a_I – ESTADO I 89

6.4.5. FLECHA a_{IIO} – ESTADO II 91

6.4.6. FLECHA PROVÁVEL a 92

6.5. LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO 93

6.5.1. VERIFICAÇÃO AO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA 93

6.5.2. COEFICIENTE DE FLUÊNCIA 94

6.5.3. FLECHA BASE – a_C 96

6.5.4. FLECHA a_I – ESTADO I 96

6.5.5. FLECHA a_{IIO} – ESTADO II 98

6.5.6. FLECHA PROVÁVEL a 100

6.6. ANÁLISE DE RESULTADOS 101

6.7. SUGESTÃO PARA A EXECUÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA EXTERIORES DE FORMA A EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAS 102

6.7.1. SOLUÇÃO DE ALVENARIA DESLIGADA DA ESTRUTURA 103

6.7.2. SOLUÇÕES DE ALVENARIAS LIGADAS FORTEMENTE À ESTRUTURA 105

6.7.2.1. CONFINAMENTOS DA ESTRUTURA DE ALVENARIA 105

6.7.2.2. ALVENARIA ARMADA 105

6.7.3. CONCLUSÃO DOS MODELOS PROPOSTOS 106

7. CONCLUSÕES 107

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 107

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores 4

Fig. 2.2 – Tipos de paredes de alvenarias previstas no EC6 6

Fig. 2.3 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte maior que a deformação da viga superior 9

Fig. 2.4 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte inferior que a deformação da viga superior 9

Fig. 2.5 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte idêntica à deformação da viga superior 9

Fig. 2.6 – Fissuração em paredes com aberturas, causadas pela deformação dos componentes estruturais 10

Fig. 2.7 – Fissuração nas alvenarias, provocada pela deformação da viga na região do balanço 10

Fig. 2.8 – Fissuração horizontal na base da parede provocada pela deformação excessiva da laje 11

Fig. 2.9 – Laje vigada 11

Fig. 2.10 – Laje fungiforme com ou sem capiteis 11

Fig. 2.11 – Laje fungiforme maciça 12

Fig. 2.12 – Laje fungiforme aligeirada 12

Fig. 2.13 – Laje fungiforme maciça 13

Fig. 2.14 – Laje fungiforme aligeirada com blocões cerâmicos 14

Fig. 2.15 – Laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento 14

Fig. 2.16 – Possível orientação dos blocões de aligeiramento 14

Fig. 2.17 – Secção transversal de uma laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento 15

Fig. 2.18 – Direcção ortogonal das bainhas 16

Fig. 2.19 – Condicionantes regulamentares (EC2) para da laje aligeirada 16

Fig. 2.20 – Alargamento das nervuras retirando blocões de aligeiramento 17

Fig. 2.21 – Tamanho mínimo recomendado para maciço junto ao pilar 17

Fig. 2.22 – Critérios de desenhos para maciços que abrangem lajes em consola 18

Fig. 2.23 – Planos de armadura de flexão negativas 19

Fig. 4.1 – Corte AA do edifício 30

Fig. 4.2 – Piso tipo 31

Fig. 4.3 – Elemento RC column para a modelação do pilar 36

Fig. 4.4 – Corte da laje aligeirada com blocões de aligeiramento 37

Fig. 4.5 – Laje usada no modelo estrutural 37

Fig. 4.6 – Modelação das paredes do edifício 38

Fig. 4.7 – Aspecto final da modelação em Robot da laje maciça 38

Fig. 4.8 – Aspecto da modelação em Robot da laje fungiforme aligeirada 39

Fig. 5.1 – Pórticos equivalentes para o cálculo de esforços actuantes em lajes fungiformes 42

Fig. 5.2 – Divisão em faixas de cada pórtico equivalente. Distribuição do momento por faixas 43

Fig. 5.3 – Diagrama dos momentos envolventes (considerando como pórtico ou viga continua) e divisão de momentos por faixas 43

Fig. 5.4 – Distribuição aconselhada de armaduras em pilares interiores 44

Fig. 5.5 – Primeiro perímetro de controlo em torno da área carregada 47

Fig. 5.6 – Primeiro perímetro de controlo para áreas carregadas junto a um bordo livre ou a um canto 47

Fig. 5.7 – Identificação dos painéis da laje 49

Fig. 5.8 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global 50

Fig. 5.9 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global 50

Fig. 5.10 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção x segundo o vector 51

Fig. 5.11 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção y segundo o vector 51

Fig. 5.12 – Momento negativo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global 54

Fig. 5.13 – Momento negativo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global 54

Fig. 5.14 – Momento negativo no painel 2 na direcção x segundo o vector 55

Fig. 5.15 – Momento negativo no painel 2 na direcção y segundo o vector 55

Fig. 5.16 – Painel cut para a direcção x do pilar 15 56

Fig. 5.17 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global 59

Fig. 5.18 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global 59

Fig. 5.19 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção x segundo o vector 60

Fig. 5.20 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção y segundo o vector 60

Fig. 5.21 – Momento negativo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global 62

Fig. 5.22 – Momento negativo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global 62

Fig. 5.23 – Momento negativo no painel 2 na direcção x segundo o vector 63

Fig. 5.24 – Momento negativo no painel 2 na direcção y segundo o vector 63

Fig. 5.25 – Painel cut para a direcção x do pilar 15 64

Fig. 6.1 – Exemplo das flechas excessivas 68

Fig. 6.2 – Diagrama força deformação característica de um tirante de betão armado 68

Fig. 6.3 – Comportamento diferente conforme a solicitação de tracção é provocada por: a) força aplicada; b) deformação imposta 69

Fig. 6.4 – Modelo de cálculo para a flexão simples 70

Fig. 6.5 – Curvatura média – flexão simples 71

Fig. 6.6 – Efeito da fluência no betão 72

Fig. 6.7 – Deformação por retracção do betão 78

Fig. 6.8 – Relação bilinear momento flecha 81

Fig. 6.9 – Zona e secção determinante para o cálculo da flecha 81

Fig. 6.10 – Determinação dos valores ζ, M_{rD} M_0 85

Fig. 6.11 – Flecha base a_c para a laje fungiforme maciça 89

Fig. 6.12 – k_A^I 89

Fig. 6.13 – k_ψ^I 90

Fig. 6.14 – k_ψ^I 90

Fig. 6.15 – k_A^{II} 91

Fig. 6.16 – k_ψ^{II} 91

Fig. 6.17 – k_ψ^{II} 92

Fig. 6.18 – Flecha devida ao peso próprio da laje fungiforme maciça 93

Fig. 6.19 – Flecha base a_c para a laje fungiforme aligeirada 96

Fig. 6.20 – k_A^I 97

Fig. 6.21 – k_ψ^I 97

Fig. 6.22 – k_ψ^I 98

Fig. 6.23 – k_A^{II} 98

Fig. 6.24 – k_ψ^{II} 99

Fig. 6.25 – k_ψ^{II} 99

Fig. 6.26 – Flecha devida ao peso próprio da laje fungiforme aligeirada 101

Fig. 6.27 – Efeito de arco em paredes de alvenaria 103

Fig. 6.28 – Viga de apoio da parede de alvenaria 104

Fig. 6.29 – Ligação do pilar à parede de alvenaria de tijolo furado 104

Fig. 6.30 – Tensões de tracção (setas vermelhas) e tensões de compressão (setas azuis) na parede de alvenaria 105

Fig. 6.31 – Confinamento da estrutura de alvenaria 105

Fig. 6.32 – Parede de alvenaria armada 106

Fig. 7.1 – Comportamento das paredes divisórias, anomalias associadas à deformação excessiva da laje 108

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 2.1 – Peso médio e consumos correntes de paredes de tijolo furado 7

Tabela 2.2 – Classificação das principais causas de fissuração em paredes 8

Tabela 3.1 – Valores característicos das acções permanentes 21

Tabela 3.2 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas 22

Tabela 3.3 – Valor de cálculo das acções (SRT/GEO) (conjunto B) 24

Tabela 3.4 – Valor de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto C) 24

Tabela 3.5 – Valor recomendado dos coeficientes ψ para edifícios 25

Tabela 3.6 – Valor de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções 27

Tabela 4.1 – Dados para o cálculo das acções verticais 32

Tabela 4.2 – Acções verticais 32

Tabela 4.3 – Dados para o cálculo das acções verticais 34

Tabela 4.4 – Acções verticais 35

Tabela 5.1 – Distribuição simplificada dos momentos flectores no caso de laje fungiformes 43

Tabela 6.1 – Valores de K_h na expressão 3.9 76

Tabela 6.2 – Valores básicos da relação vão altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão 80

Tabela 6.3 – Flecha provável 101

Tabela 6.4 – Flecha admitida pelo EC2 101

Tabela 7.1 – Valor da deformação das alvenarias 107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área da secção transversal do betão

A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transverso

A_{cal} – Secção da armadura requerida pelo cálculo

A_{inf} – Área de influência do pilar

A_{ret} – Armadura de retracção

A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,ef}$ – Secção da armadura efectivamente adoptada

$A_{s,min}$ – Área da secção mínima de armadura

$A_{s,prov}$ – Área da secção de armaduras existente na secção

$A_{s,req}$ – Área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último

A_u – Área do elemento que separa o local não-aquecido do ambiente exterior

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções, tal como esforço, ou um vector representando vários esforços

$E_{c,eff}$ – Modulo de elasticidade efectivo do betão

E_{cm} – Modulo de elasticidade secante do betão

ELU – Estado limite último

EQU – Equilíbrio estático

M_{Sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento flector resistente

N_{Rd} – Valor de cálculo do esforço normal resistente

N_{Sd} – Valor de cálculo do esforço normal actuante

SLS – Estado limite de utilização

a_I – Flecha no estado I

a_{IIo} – Flecha no estado II_0

b – Largura da secção

b_t – Largura média da zona traccionada

b_w – Largura da alma da secção

d' – Distância da armadura de compressão à face

d – Altura útil da secção

f_{bd} – Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência

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

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias

h – Altura total de uma secção transversal

h_0 – espessura equivalente do elemento

l – vão teórico

M_D – Momento flector actuante na secção determinante

M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

RH – Humidade relativa do meio ambiente, em %;

s – Espaçamento dos estribos

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante

t – Idade do betão, em dias, na data considerada

t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento

$t – t_0$ – duração não corrigida do carregamento, em dias

U – Coeficientes de transmissão térmica superficiais

u – Perímetro em contacto com o exterior

V_{cd} – Valor corrector da teoria de Morsh

V_{rd} – Valor de cálculo do esforço transverso resistente

V_{wd} – Resistência das armaduras de esforço transverso segundo a teoria de Morsh

α – Coeficiente que tem em conta as condições de apoio da laje;

β_H – coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento

$\beta_c(t,t0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

$\beta(f_{cm})$ – Factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional

$\beta(t_0)$ – Factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

ϕ – Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento

φ – Coeficiente de fluência

ϕ_{RH} – Factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência

η – Coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado

k_ψ^l – Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_A^I – Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_ψ^{II} – Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_A^{II} – Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

ζ – Coeficiente de repartição

ρ – Percentagem de armadura de tracção

ρ' – Percentagem de armadura de compressão

α – Coeficiente de homogeneização

$1/r$ – Curvatura numa determinada secção

DEC – Departamento de Engenharia Civil

PIB – Produto Interno Bruto

FBCFT – Formação Bruta de Capital Fixo Total

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

1
INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

As paredes de alvenaria exterior apresentam uma função muito importante na caracterização da envolvente do edifício, pois permitem diferenciar a localização do espaço interior do exterior. Existe uma patologia típica destes elementos (a fissuração) que, para além dos problemas estéticos causados, possibilita a passagem de água para o interior do edifício, anulando as boas condições de salubridade do mesmo e alterando as condições do conforto térmico e acústico. Este problema está muitas vezes relacionado com pavimentos e estruturas de betão armado excessivamente deformáveis [1].

Tais deformações serão sempre controláveis pelos regulamentos estruturais; pretende-se então verificar se cumprindo os limites de deformação estipulados para os elementos de betão, os elementos não estruturais, (paredes exteriores de alvenaria) irão ou não apresentar este tipo de patologias.

1.2. OBJECTIVOS

Deseja-se estudar a deformabilidade a que estão sujeitas as alvenarias exteriores na concepção de um edifício, usando dois tipos de lajes fungiformes diferentes, uma maciça e outra aligeirada com blocões de aligeiramento, sem vigas de bordo.

Do ponto de vista do empreiteiro é aliciante não executar vigas de bordo, uma vez que evita trabalhos minuciosos com cofragens, reduzindo os prazos de execução e os custos.

Pretende-se então fazer a comparação destes dois tipos de situações, e verificar se a regulamentação disponível garante que as paredes exteriores de alvenaria não apresentam patologias.

Com base num exemplo real, procede-se à comparação dos dois tipos de laje, onde se pré-dimensiona e dimensiona os elementos estruturais que suportam a parede de alvenaria exterior e se calcula a deformada para os dois exemplos de aplicação, comparando-os.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se organizado em 7 capítulos, com os conteúdos que se apresentam em seguida:

O Capitulo 1 – introdução – está reservado aos aspectos gerais e objectivos que levaram ao desenvolvimento do trabalho; descreve ainda a estrutura deste documento.

O Capitulo 2 – elementos estruturais e não estruturais – apresenta as paredes de alvenaria como elementos não estruturais e as lajes fungiformes como elementos estruturais. Os conteúdos que serão abordados para as paredes de alvenaria são: a evolução das paredes de alvenaria em Portugal; os materiais constituintes; os tipos de paredes; os tipos correntes de alvenaria de tijolo cerâmico; causas da fissuração das paredes de alvenaria (causas por deformação excessiva da estrutura do suporte). Relativamente aos assuntos que serão abordados nas lajes fungiformes são: a classificação e tipologia das lajes fungiformes; as características das lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas, distinguindo os dois tipos de aligeiramento e alguns aspectos construtivos.

O Capítulo 3 é dedicado à segurança e acções sobre a estrutura; apresentam-se os valores característicos correspondentes as acções permanentes e variáveis usados nesta dissertação, assim como as combinações de acções existente nas normas.

O Capítulo 4 dedica-se à apresentação do edifício, ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais do piso tipo e a uma breve explicação da modelação da estrutura no programa de cálculo utilizado.

O Capitulo 5 é destina-se ao dimensionamento dos elementos estruturais, com breve comentário sobre os modelos de análise existentes para lajes fungiformes e descrevendo com mais pormenor o método do EC2 (Pórticos equivalentes ou virtuais). Refere também este capítulo algumas disposições construtivas relativas às armaduras, assim como, o calculo de verificação da resistência ao punçoamento.

O Capítulo 6 reserva-se à apresentação das deformações, onde se definem as flechas limites, a influência dos efeitos da fendilhação, da fluência e da retracção no controlo da deformação, assim como o cálculo do coeficiente de fluência e da extensão de retracção segundo o eurocódigo 2. Por fim, calcula-se a deformação através do método bilinear para a laje fungiforme aligeirada e laje fungiforme maciça.

Para terminar, reservou-se o Capítulo 7 para as conclusões finais sobre este trabalho, onde serão apresentadas algumas soluções que poderão ser introduzidas na construção com o intuito de evitar a fissuração das paredes de alvenaria exterior.

2

ELEMENTOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS

2.1. CARACTERIZAÇÃO DO SECTOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL [2]

De acordo com os dados do Instituto Nacional de Estatística (INE), o número de empresas no sector da Construção era em 2008, de cerca 117 mil, menos 2,4% do que em 2007. O número de empresas foi no entanto o único indicador que registou uma evolução desfavorável.

Em 2009, o investimento representava 21,6% do PIB, tendo a componente da Construção um peso de 10,7% (e de 40,3% da Formação Bruta de Capital Fixo total), revelando uma diminuição relativamente ao ano de 2005 (13,5% do PIB) e a anos subsequentes.

De acordo com mesma instituição, o emprego (equivalente a tempo completo) na Construção era em 2007, de 540 milhares de indivíduos, representado 12,2% do total do emprego da economia. O peso deste sector no emprego aumentou gradualmente até ao ano 2002 (13,7%), mas registou uma desaceleração nos anos subsequentes.

A análise prossegue agora com recurso apenas aos Quadros de Pessoal. Em 2007, o sector da Construção empregava 11,6% do total de trabalhadores do universo das empresas empregadoras dos Quadros de Pessoal. Desde 2002, o ano de maior crescimento do emprego na Construção ao longo do período 1995-2007 (13,5%), que se tem vindo a registar, também do ponto de vista dos Quadros de Pessoal, um sucessivo abrandamento na taxa de crescimento do emprego.

2.2. ALVENARIAS DE TIJOLO (ELEMENTO NÃO ESTRUTURAL)

2.2.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

Segundo Hipólito Sousa [1], a alvenaria de pedra surge em Portugal na década de 40, como uma solução constituída predominante por pedras pesadas e espessas. Em certas zonas do país, as paredes eram preenchidas com material poroso com um módulo de elasticidade baixo; junto à costa as construções caracterizavam-se por ter um revestimento do suporte em material impermeável, devido à sua proximidade com o mar.

No final da década de 40, com o aparecimento do betão, substitui-se o uso dos pisos de madeira pelos pisos em estrutura de betão, passando posteriormente para o seu uso em elementos verticais, sendo que as paredes de alvenaria deixaram de ser utilizadas como paredes resistentes, passando usar-se apenas paredes de enchimento com tijolo.

Na década de 60, com interesse de relacionar com o peso a sua espessura e a sua permeabilidade, adoptou-se o uso de paredes duplas de alvenaria de tijolo com caixa-de-ar; já na década de 80, com a necessidade de poupança de energia e de promover o conforto térmico, as caixas-de-ar passaram a ser preenchidas no interior com isolamento térmico.

Quanto às paredes divisórias, estas eram executadas com elementos de madeira revestidos por cal hidratada; com a evolução no tempo, esta solução caiu em desuso, passando então a ser executadas em alvenaria de tijolo simples. Outras soluções começaram a aparecer, o que permitiram uma maior produtividade e redução do seu peso, como por exemplo paredes em gesso cartonado.

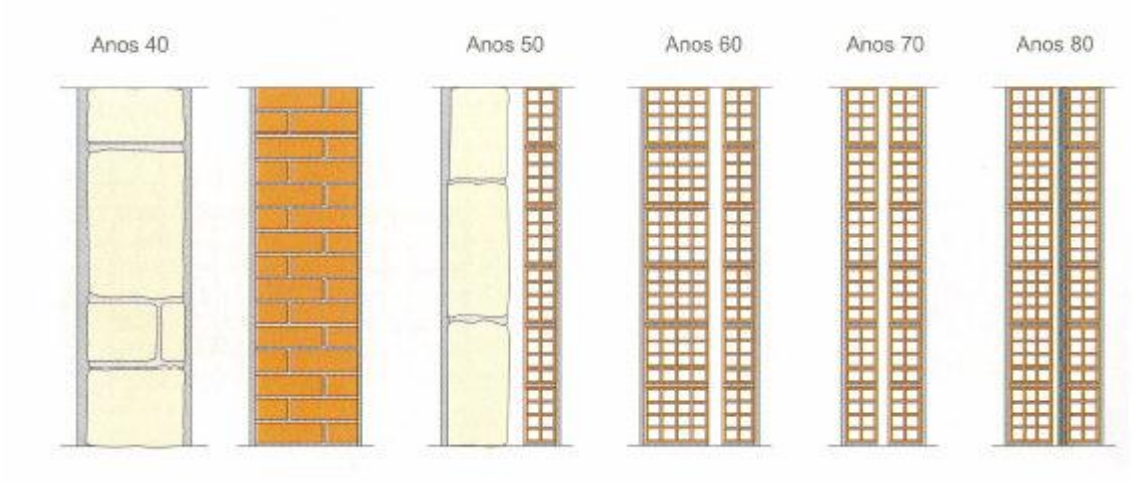


Fig. 2.1 – Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores [1]

2.2.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES

2.2.2.1. Tijolos e blocos

Hipólito Sousa [1] considera que os tijolos cerâmicos de furação horizontal são os mais utilizados na execução de paredes exteriores e paredes divisórias, representando 90% dos materiais aplicados na execução das paredes em Portugal; aparecem também, mas com menos importância, os tijolos cerâmicos de pequeno formato, maciços ou perfurados, que são usados sobretudo em face à vista e os blocos de agregados correntes e leves, estes mais recentes. A pedra natural aparece como um elemento distinto e de aplicação limitada.

Entre os materiais não tradicionais e emergentes, Hipólito Sousa [1] destaca, por poderem ser aplicados em paredes exteriores:

- Os blocos de betão de agregados correntes “splitados”;
- Os blocos de betão celular autoclavado;
- Os tijolos de cerâmica alveolada de furação vertical.

O mesmo autor sublinha, apenas como exemplo, a inexistência de elementos cerâmicos desenvolvidos para aplicações estruturais, para a realização de pontos singulares das paredes e mesmo em cerâmica alveolada.

2.2.2.2. Argamassa

Hipólito sousa [1] refere que a areia e o cimento ainda são os materiais mais utilizados na realização do assentamento e revestimento das paredes exteriores, sendo que a cal hidratada ou hidráulica cai em desuso, sobretudo para o assentamento dos tijolos cerâmicos.

É referenciado pelo mesmo autor que as argamassas terão que ser melhoradas ao nível da trabalhabilidade e aderência, capacidade de reter água e baixo módulo de elasticidade e, em simultâneo, evitar a variação e aleatoriedade das propriedades das argamassas, sendo que para obter melhores resultados deveria ser incentivado o uso de argamassas pré-doseadas ou prontas.

2.2.2.3. Revestimento de paredes exteriores

No passado, em Portugal, com excepção de algumas construções em que a pedra se mantinha à vista, a generalidade das paredes era revestida com rebocos tradicionais, em geral pintados, mas frequentemente e com carácter regional, com acabamentos de outro tipo onde se destaca o azulejo. Nas zonas mais húmidas ou expostas à chuva usavam-se com frequência revestimentos de estanquidade, ou em alternativa as características de reboco eram reforçadas visando essa garantia [1].

A dificuldade em conseguir mão-de-obra habilitada à realização de rebocos de qualidade, os custos de manutenção das pinturas e também a ideia, porventura falsa, de que alguns revestimentos podem ser menos propensos à ocorrência de patologias associadas à humidade, levou à aplicação de vários tipos de acabamentos das paredes de alvenaria, destacando-se como mais frequente os seguintes [1]:

- Ladrilhos cerâmicos, disponíveis em vários formatos e acabamentos, fixados por colagem ao emboço ou reboco das paredes;
- Pedras naturais com dimensões muito variadas, desde pequenas dimensões semelhantes aos referidos ladrilhos, fixadas igualmente por colagem, ou grandes peças fixadas mecanicamente;
- Rebocos em camada única, produzidos industrialmente, designadas correntemente por “monomassas” e com vários tipos de colorações e acabamentos;
- Paredes em alvenaria à vista, ou seja sem revestimento, mas recorrendo a elementos para alvenaria com características melhoradas com destaque para os cerâmicos;
- Sistemas de isolamento térmico pelo exterior, consistindo num isolamento térmico em placas rígidas fixadas ao tosco da parede, com um reboco delgado produzido industrialmente e possibilitando vários tipos de acabamento, aplicado em uma ou mais camadas, sendo uma delas reforçada com malha de fibra de vidro com protecção antialcalina.

2.2.3. TIPOS DE PAREDES

De acordo com o EC6 [3] as paredes são classificadas com o tipo de materiais constituintes (a partir dos quais estima a sua resistência mecânica) e, complementarmente, de acordo com o tipo de panos e das suas ligações:

- Paredes resistentes (sujeitas a significativas cargas verticais, além do peso próprio);
- Paredes de travamento ou contraventamento;
- Paredes sujeitas a acções de corte (suportando, sobretudo, a cargas horizontais);
- Paredes divisórias (não suportando cargas significativas);
- Paredes sujeitas a cargas laterais.

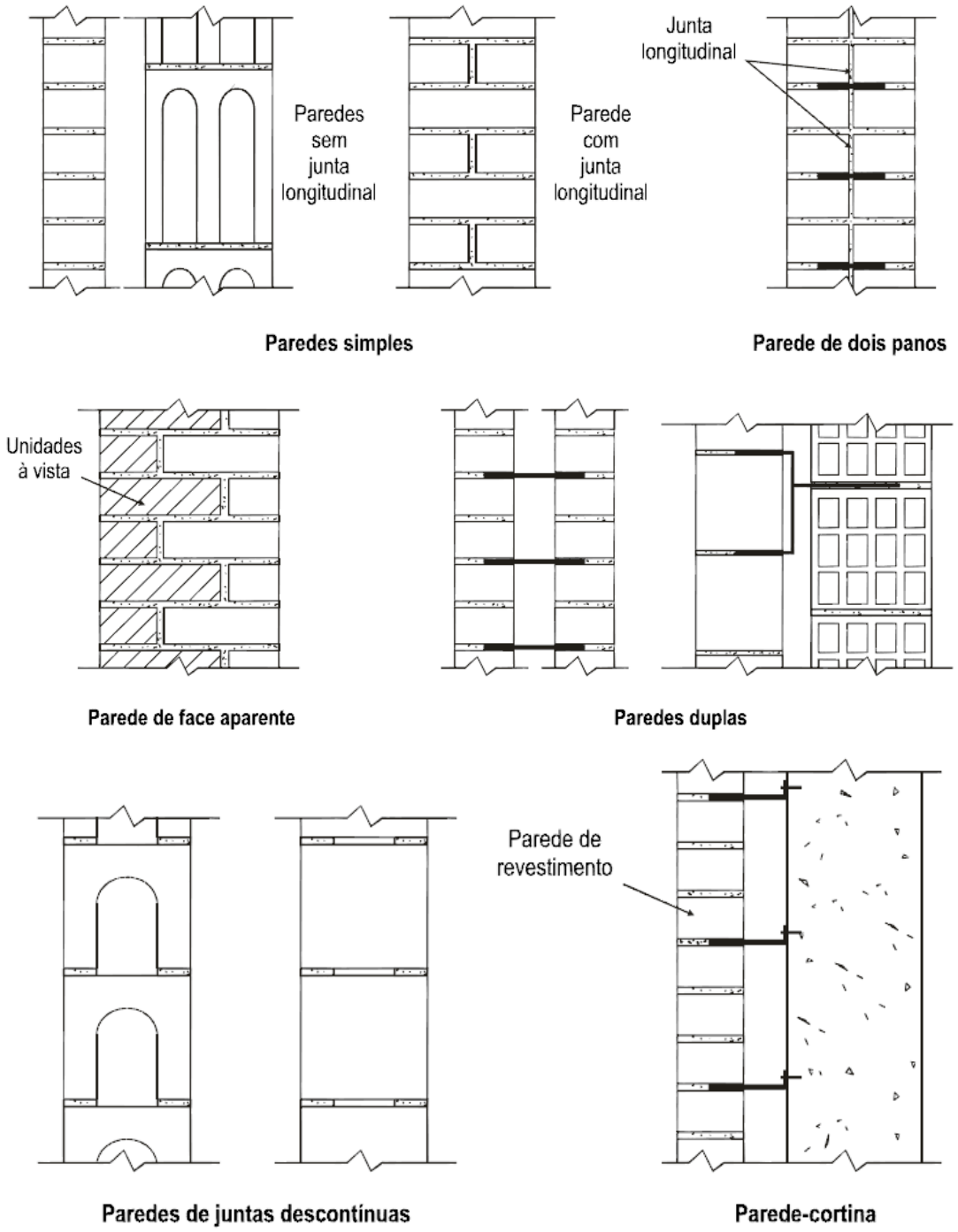


Fig. 2.2 – Tipos de paredes de alvenaria previstas no EC6 [3]

2.2.3.1. Tipos correntes de alvenaria de tijolo cerâmico

O manual de alvenarias de tijolo [4] refere que as soluções mais utilizadas para paredes interiores são as paredes simples de tijolo furado, com espessuras inferiores a 15 cm (medida em tosco), quanto as paredes de fachada são maioritariamente executadas em paredes duplas, com soluções de 11+7 cm que vão até 22+15 cm (casos raros), com isolamento térmico na caixa-de-ar, e uma forte preocupação na correcção das pontes térmicas. Os pontos singulares (padieiras, remates, roços, ombreiras, cunhais,

etc.) das paredes de fachada são corrigidos com variadas soluções, visto que não existe uma solução única e normalizada na produção nacional para a resolução deste problema [4].

Tabela 2.1 – Peso médio e consumos correntes de paredes de tijolo furado [4]

Tipo de tijolo	Espessura da parede (tosco) (cm)	Peso da parede (Kg/m^2)	Consumo de tijolo (unid./m^2)	Consumo de argamassa (litros/m^2)
30X20X22	22	170,6	16,9	11,0
30X20X15	15	122,5	16,9	7,5
30X20X11	11	96,3	16,9	5,5
30X20X7	7	63,3	16,9	3,5

2.2.4. Causas da fissuração de paredes de alvenaria

Mendes da Silva [5], refere que para identificar as patologias das paredes de alvenaria é necessário um aprofundamento em variadas áreas das ciências da construção: materiais de construção, física das construções, tecnologia das construções e resistência dos materiais. De tal forma, para simplificar na atribuição das causas da fissuração das paredes, este apenas aborda os assunto referentes a fenómenos relativos à acção do calor e da humidade e a aspectos relativos a instabilidade dos panos exteriores.

Deste modo elaborou um quadro onde identifica resumidamente as causas técnicas da fissuração de paredes de alvenarias não estruturais, verificadas em paredes correntes com os mais diversos materiais.

Tabela 2.2 – Classificação das principais causas de fissuração em paredes [5]

Causas de fenómenos de fissuração	Aspectos particulares
Movimentos das fundações	• Assentamento diferenciais de fundações directas • Variação do teor de humidade dos solos argilosos • Heterogeneidade e deficiente compactação de aterros
Acção de carga extrema	• Concentração de cargas e de esforços
Deformação do suporte da parede	• Pavimento inferior mais deformável que o superior • Pavimento inferior menos deformável que o superior • Pavimento inferior e superior com deformação idêntica • Fissuração devida à deformação das consolas • Fissuração devida à rotação do pavimento no apoio
Variação da temperatura	• Fissuração devida aos movimentos da cobertura • Fissuração devida aos movimentos das estruturas reticuladas • Fissuração devida aos movimentos da própria parede
Variação da humidade	• Movimentos reversíveis e irreversíveis • Fissuração devido à variação do teor de humidade por causas externas • Fissuração devido à variação natural do teor de humidade dos materiais • Fissuração devida à retracção das argamassas • Fissuração devida à expansão irreversível do tijolo
Acção do gelo	• Fissuração devido a condições climatéricas muito desfavoráveis • Fissuração devida à vulnerabilidade dos materiais
Ataques químicos	• Hidratação retardada da cal • Expansão das argamassas por acção dos sulfatos • Corrosão de armaduras e outros elementos metálicos
Outros casos de fissuração	• Acções acidentais (sismo, incêndio e impactos fortuitos) • Retracção da argamassa e expansão irreversível do tijolo • Choque térmico • Envelhecimento e degradação natural dos materiais e das estruturas • Paredes de blocos de betão (situações particulares) • Revestimentos • Paredes com funções estruturais

2.2.4.1. Fissuração causada por deformação excessiva da estrutura do suporte de alvenaria [6]

Os componentes do edifício mais susceptíveis à deformação por flexão de vigas e lajes são as alvenarias. Para paredes de vedação sem aberturas de portas e janelas existem três configurações típicas de fissuras.

- O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior (fig. 2.3).

Surgem fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, oriundas do carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto aos cantos das paredes. Na parte inferior do painel normalmente surge uma fissura horizontal; quando o comprimento da parede é superior à sua altura aparece o efeito de arco e a fissura horizontal desvia-se em direcção aos vértices inferiores do painel (normalmente o que se pode observar, contudo, é

somente o troço horizontal da fissura). Para alvenarias com boa resistência à tracção e ao corte, o painel pode permanecer apoiado nas extremidades da viga (efeito de arco), resultando um destacamento entre a base da alvenaria e a viga suporte.

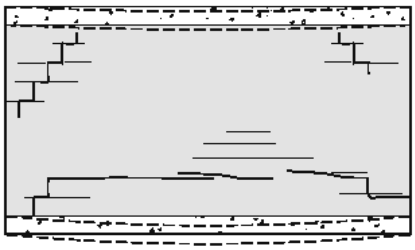


Fig. 2.3 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte maior que a deformação da viga superior [6]

- O componente de apoio deforma-se menos que a componente superior (fig. 2.4).

Neste caso, a parede comporta-se como viga, resultando fissuras semelhantes àquelas apresentadas para o caso de flexão de vigas de betão armado.

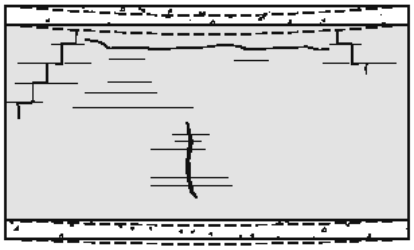


Fig. 2.4 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte inferior que a deformaçao da viga superior [6]

- O componente de apoio e o componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais.

Nessa circunstância a parede é submetida principalmente a tensões de corte, comportando-se o painel de maneira semelhante a vigas de betão deficientemente armadas ao esforço transverso. As fissuras iniciam-se nos vértices inferiores do painel, propagando-se aproximadamente a 45°, conforme ilustrado na figura 2.5.

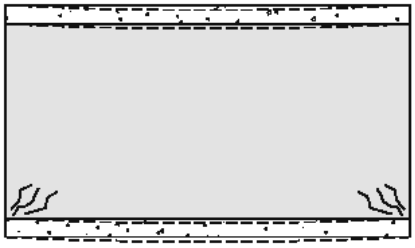


Fig. 2.5 – Fissuração em paredes exteriores: deformação do suporte identica à deformaçao da viga superior [6]

Nas alvenarias de compartimentação com presença de aberturas, as fissuras poderão ganhar configurações diversas, em função da extensão da parede, da intensidade da movimentação, do tamanho e da posição dessas aberturas; em geral, podem ser observadas manifestações idênticas àquelas representadas na figura 2.6.

Um caso bastante típico de fissuração provocada pela falta de rigidez estrutural é aquele que, se observa nas regiões em balanço (consola) de vigas. A deformação da viga na região do balanço normalmente provoca o aparecimento de fissuras de corte na alvenaria e/ou o destacamento entre a parede e a estrutura (fig. 2.7).

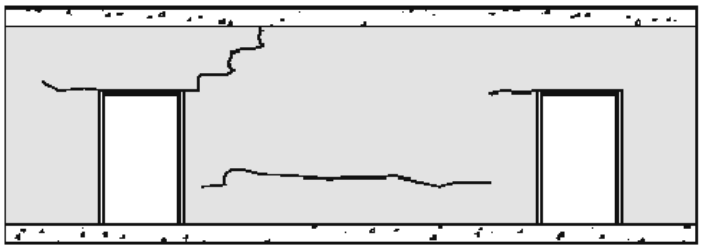


Fig. 2.6 – Fissuração em paredes com aberturas, causadas pela deformação dos componentes estruturais [6]

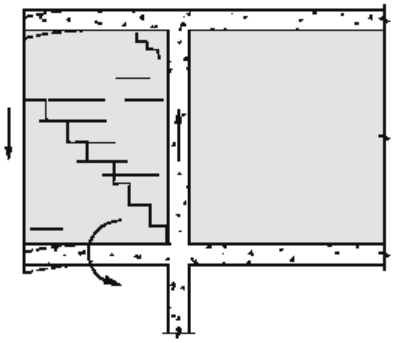


Fig. 2.7 – Fissuração nas alvenaria, provocadas por deformaçao da viga na regiao do balanço [6]

A ocorrência de flechas diferenciadas nos balanços das vigas de dois pavimentos sucessivos poderá introduzir esforços de flexão nas paredes de fachada, apoiadas em vigas perimetrais por sua vez apoiadas nas extremidades das vigas em balanço, situação em que normalmente aparecem fissuras horizontais à altura dos peitoris das janelas (região da parede enfraquecida pela inserção das aberturas). Tais flechas poderão ainda provocar a compressão de paredes de vedação apoiadas sobre as vigas de bordadura.

Outro caso típico de fissuração, é aquele provocado pela excessiva deformação de lajes ancoradas nas paredes, introduzindo nos mesmos esforços de torção; sob essa solicitação, desenvolve-se próxima à base da parede uma fissura horizontal, que se estende praticamente por toda a parede (fig. 2.8).

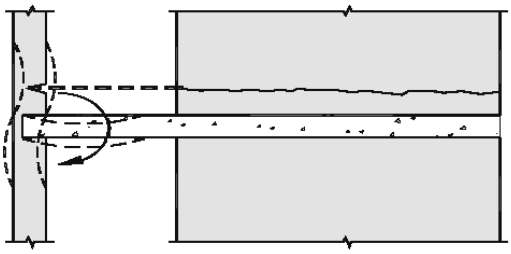


Fig. 2.8 – Fissuração horizontal na base da parede provocada pela deformação excessiva da laje [6]

2.3. LAJES FUNGIFORMES (ELEMENTO ESTRUTURAL)

2.3.1. INTRODUÇÃO

De acordo com Martins [7], as lajes são caracterizadas por terem classificações e tipologias diversas, deste modo elas são caracterizadas quanto ao tipo de apoio, como:

- Lajes vigadas – As que apoiam em vigas (figura 2.9);
- Lajes fungiformes – As que apoiam directamente em pilares, podendo estes ser ou não munidos de capitel (figura 2.10);
- Lajes apoiadas em superfícies deformáveis – Como a própria classificação indica, são lajes apoiadas em meios com características elásticas, como sejam as lajes de pavimento apoiadas no solo de fundação.

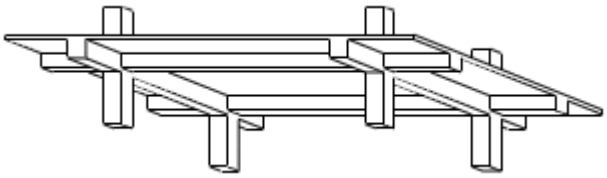


Fig. 2.9 – Laje vigada [7]

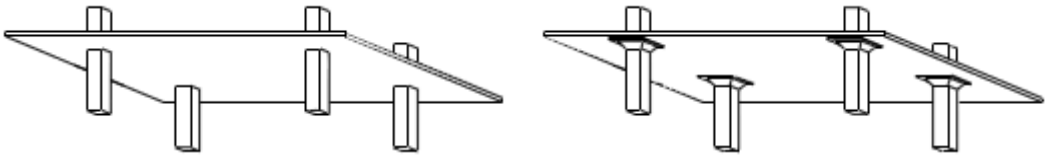


Fig. 2.10 – Laje fungiforme com ou sem capiteis [7]

Martins [7] faz uma classificação das lajes de acordo com a sua constituição, dividindo-as em lajes maciças, lajes aligeiradas, (lajes de vigotas pré-esforçadas e lajes mistas, não serão abordadas pois não fazem parte do objecto de estudo).

As lajes maciças, segundo o mesmo autor, apresentam uma espessura constante e são executadas com um único material construtivo, o betão armado; quanto às lajes aligeiradas estas apresentam uma redução de peso, à custa da introdução de elementos de enchimento/cofragem, podendo ser recuperáveis ou perdidos, são formadas por nervuras dispostas numa só ou em duas direcções perpendiculares, sendo solidarizadas por uma lâmina de compressão.

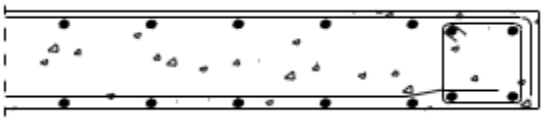


Fig. 2.11 – Laje fungiforme maciça [7]

a) b)

Fig. 2.12 – Laje fungiforme aligeirada: a) blocos perdidos; b) blocos recuperaveis; [7]

As lajes fungiformes apresentam, no geral, bastantes vantagens em relação às soluções mais tradicionais (armadas numa ou duas direcções, mas apoiadas em vigas). As vantagens, enumeradas seguidamente, são características, essencialmente, da laje fungiforme maciça [8]:

- Menor espessura total do piso devido à ausência de vigas de suporte. Esta é uma característica muito importante em armazéns ou escritórios, por exemplo, quando o pé direito (altura útil entre pisos) é bastante importante. Por outro lado, em edifícios altos, para uma mesma altura do edifício, pode ganhar-se um ou dois pisos adicionais devido à diminuição da espessura das lajes;
- Simplicidade de execução, uma vez que as cofragens são planas, não havendo nervuras ou vigas que exigiriam cofragens mais complexas;
- Rapidez de execução e menor custo. Pela razão de serem lajes com superfícies planas, as cofragens são mais simples e com um tempo de montagem mais rápido. Menor tempo de execução de uma obra conduz a uma construção mais eficaz economicamente pois, cada vez mais em obras de engenharia, tempo é dinheiro (o mesmo se aplica para lajes fungiformes sem vigas de bordo);
- Devido à ausência de nervuras no tecto, há uma maior liberdade para a organização do espaço interior do edifício. Não há limitações à divisão dos espaços interiores. Há, por outro lado, uma maior facilidade de instalação de equipamentos (ar condicionado, electricidade, telefones, etc.).

Mas contudo, apresentam também alguns problemas resultantes da utilização, que são muitas vezes associadas ao facto dos apoios terem dimensões reduzidas [8]:

- A transmissão directa de esforços da laje aos pilares conduz a que, na zona destes, ocorram maiores concentrações quer de esforços de flexão, quer de punçoamento. A força de punçoamento nestas lajes, é talvez um dos maiores problemas deste tipo de solução;
- A ausência de vigas, tornando estas lajes bastante flexíveis a acções horizontais necessitando, frequentemente, da existência de uma estrutura de contraventamento (caixas de escadas ou paredes, por exemplo).

2.3.2. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS [7]

Habitualmente, lajes fungiformes maciças de espessura constante são utilizadas para vãos da ordem dos 4.5 a 6.0 metros e para cargas de utilização de valor moderado.

Para maiores vãos, ou maiores cargas, a espessura necessária para transmitir as acções verticais aos pilares excede a exigida pela flexão.

Para resolver o problema da transferência da carga para o pilar, procede-se ao aumento da espessura da laje junto ao pilar e/ou alargamento da secção da zona superior do pilar, formando um capitel.

O aumento da espessura da laje (ou o capitel do pilar) que usualmente se estende cerca de um sexto do vão para cada lado do pilar, fornece uma resistência adicional aos momentos e esforços de corte na região do pilar. Este tipo de laje é, usualmente, utilizado em edifícios para vãos de 6 a 10 metros.

Fig. 2.13 – Laje fungiforme maciça

2.3.3. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADA [7]

Laje fungiforme aligeirada é uma laje com um sistema de nervuras em uma ou duas direcções, combinado com uma zona maciça junto ao pilar, sendo o seu comportamento idêntico ao da laje maciça com aumento da espessura na região do pilar.

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 6.0 e os 12.0 metros.

2.3.3.1. Laje fungiformes aligeiradas com blocões de aligeiramento

O começo da utilização das lajes fungiformes deve-se ao uso de abobadilhas cerâmicas na construção tradicional de lajes unidireccionais, que começaram por ser construídas com blocos perdidos do mesmo género. No entanto, devido à dificuldade de construção e ao seu custo, assim como a sua fragilidade e a sua tendência à rotura, as lajes fungiformes com blocos cerâmicos (figura 2.14), não se estabeleceram no mercado [10].

Fig. 2.14 – Laje fungiforme aligeirada com blocões cerâmicos [10]

Consequentemente, surgiram os blocos perdidos em betão, dos quais os mais produzidos industrialmente em Portugal, são aqueles que em conjunto formam uma quadrícula de 75x75 cm. Esta quadrícula pode ser formada por grupos de 3, 4 ou 6 peças, tal como se pode observar na figura seguinte (fig. 2.15 e fig. 2.16) [10].

Fig. 2.15 – Laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento [10]

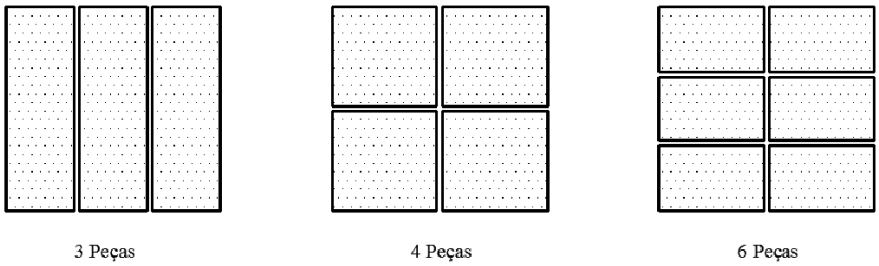


Fig. 2.16 – Possivel orientação dos blocões de aligeiramento [10]

A escolha do número de peças a utilizar é uma decisão que cabe aos projectistas juntamente com a empresa construtora, em função do custo de cada peça. No entanto quanto maior o número de peças que constitui uma quadrícula de aligeiramento, melhor e mais fácil é a adaptação relativamente às modelações geométricas complexas e, portanto, menor será o consumo de betão. Há que ter em conta

que o peso destas influencia o rendimento dos operários, pois, uma peça de uma quadrícula de seis não se transporta da mesma forma que uma de uma quadrícula de três, pesando o dobro.

Com isto surgiram blocos de aligeiramento em betão leve, o que fez com que cada bloco baixasse cerca de 25% do seu peso em relação aos de betão tradicional. No entanto, estes não tiveram grande aceitação no mercado devido ao seu maior custo. Contudo, apresentavam qualidades técnicas interessantes [10]:

- Menor peso e, portanto, menor carga permanente.
- Maior isolamento térmico.
- Maior facilidade de manejamento e, por consequência, maiores rendimentos construtivos.

Relativamente à constituição de lajes fungiformes de blocos perdidos, estas são constituídas por uma zona maciça junto aos pilares e por blocos perdidos que formam as quadrículas de aligeiramento, geralmente com dimensões de 75x75 cm, espaçadas entre si por nervuras que podem variar entre os 10 e os 15 cm, e por uma camada de compressão que varia entre 5 e 6 cm (figura 2.17) [10].

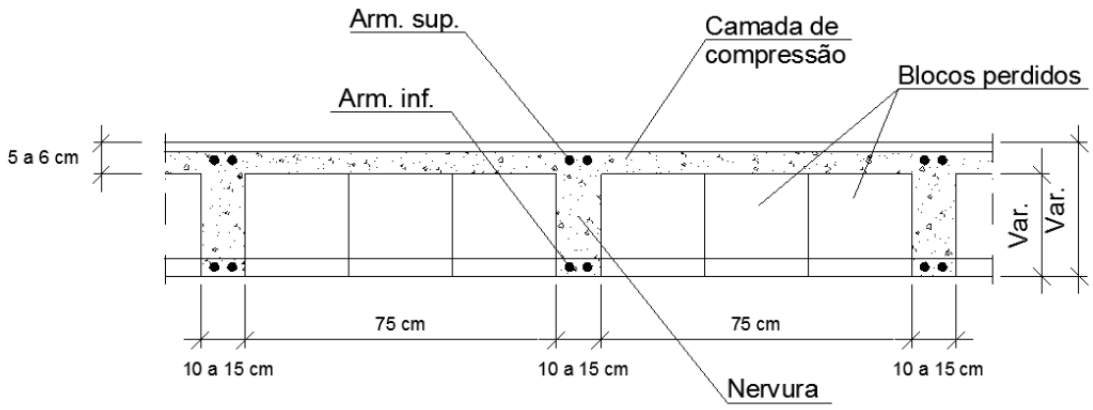


Fig. 2.17 – Secçao transversal de uma laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento

2.3.4. GEOMETRIA, DIMENSÃO E CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DAS LAJES FUNGIFORMES

2.3.4.1. Distância e orientação das nervuras

O Eurocódigo 2 estabelece um valor máximo de 1,5 m para a distância entre nervuras [9]; com isto, o valor mais plausível e comercialmente mais usado seja de 0,90 m, pois este é o valor que mecanicamente melhor se ajusta à maioria das situações em obra. Não esquecer que distâncias entre nervuras abaixo deste valor não são economicamente viáveis, pois proporcionam um aumento do peso próprio das lajes, forçando mecanicamente o funcionamento da laje e desaproveitando o mecanismo resistente das nervuras, tanto à flexão como à torção, obrigando a implementar capas de compressão superiores a 7,5 cm.

Quanto à orientação ortogonal das nervuras, esta depende da geometria da planta do edifício, e deve ser orientada para que daí resulte a melhor solução tanto a nível construtivo como estrutural [10].

Em muitas situações é necessário dispor de bandas maciças de transição nos alinhamentos dos pilares de forma a alterar a direcção das nervuras, obtendo assim uma modelação harmónica e de simples aplicação em obra (figura 2.18) [10].

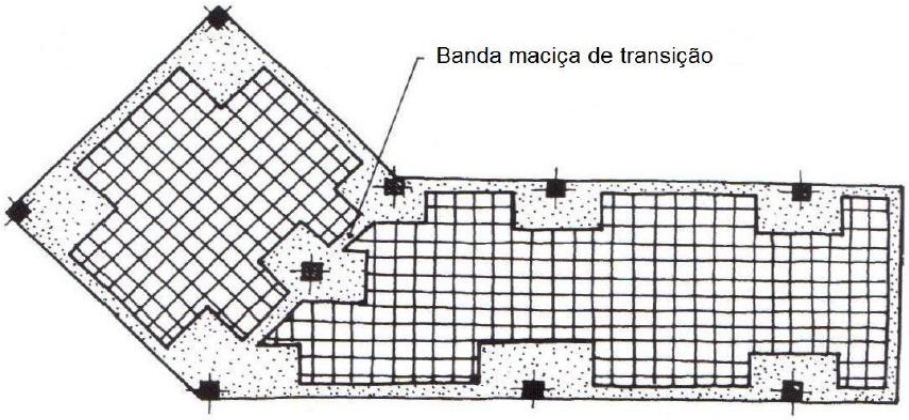


Fig. 2.18 – Direcção ortogonal das bainhas [10]

2.3.4.2. Geometria das nervuras

Relativamente às nervuras, a espessura da alma destas depende da distância e geometria dos blocos de aligeiramento utilizados. Tradicionalmente é exigido que sejam superiores a 7 cm e à quarta parte da altura do bloco de aligeiramento (h) (figura 2.19) [10].

- b ≥ 7 cm e b ≥ h/4 cm

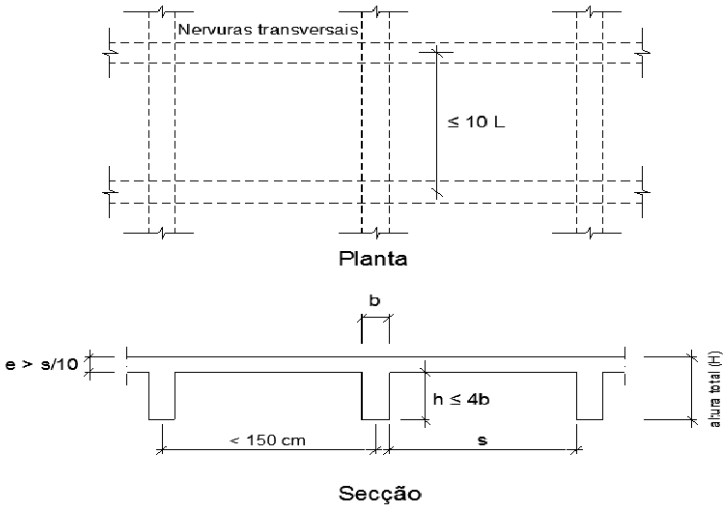


Fig. 2.19 – Condicionantes regulamentares (EC2) para lajes aligeiradas [7]

Todavia, presentemente, existe uma certa tendência para utilizar nervuras de 12 cm de espessura, dadas as exigências cada vez maiores dos vãos e das cargas. Geralmente, a espessura deve estabelecer-se de tal forma a que resistam ao esforço transverso a que estão sujeitas, sem que haja necessidade de recorrer a reforços com armaduras em forma de estribos ou varões inclinados a 45º. Os estribos, entre outros inconvenientes, complicam o processo construtivo [10].

Quando as lajes estão solicitadas por cargas muito elevadas, a forma mais cómoda de resistir ao esforço transverso aplicado, sem recorrer a armadura de esforço transverso, resulta num alargamento

das nervuras nas zonas próximas dos maciços junto dos pilares (figura 2.20), retirando para isso alguns blocos de aligeiramento, passando a ter nervuras de aproximadamente 33 cm sem necessidade de alterar a modelação geral das nervuras no resto da laje [10].

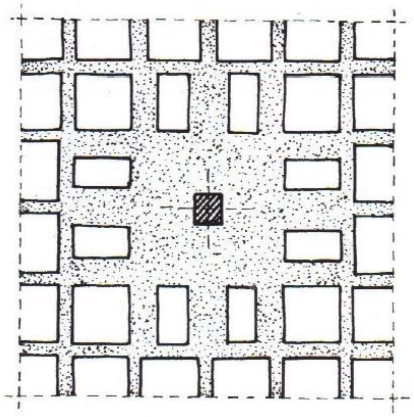


Fig. 2.20 – Alargamento das nervuras retirando blocões de aligeiramento [10]

2.3.4.3. Maciços junto aos pilares

A zona maciça junto ao pilar tem como principal função canalizar as cargas que as nervuras transportam para os pilares, e resistir ao esforço transverso e punçoamento que se produz nas proximidades destes. Actualmente os maciços encontram-se quase sempre embebidos nas lajes (com espessura igual à da laje), mas no caso em que existe grande concentração de esforços junto aos pilares, estes podem sobressair na zona inferior da laje, formando um capitel.

Quanto ao seu tamanho, este pretende reforçar a laje procurando os pontos de momentos nulo junto dos pilares, ou seja, os pontos de inflexão onde a curvatura do diagrama de momentos inverte. Geralmente considera-se que esses pontos se encontram a uma distância entre o eixo do pilar e a extremidade do maciço não inferior a 0,15 e não superior a 0,20 do vão correspondente. Porém autores americanos e russos consideram uma distância de 1/6 do vão, valor que se enquadra perfeitamente no intervalo referido anteriormente (Figura 2.21).

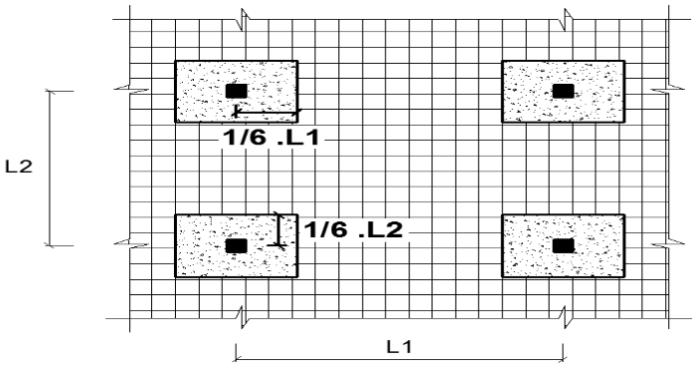
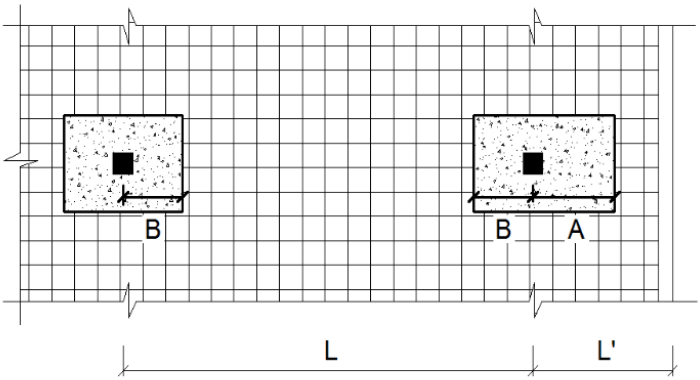


Fig. 2.21 – Tamanho minimo recomendado para maciço junto ao pilar [10]

No caso de o pilar ser de bordo e a laje sobressair para o exterior deste (laje em consola), não existe nenhuma definição precisa para as dimensões que devem ser adoptadas nos maciços.

Contudo o projectista deve ser conservativo por questões de segurança e aplicar a regra da compensação (figura 2.22) [1]. Esta consiste em dar ao maciço a mesma distância na parte interior e na parte exterior (consola). Caso a laje em consola não supere um metro, é aconselhável prolongar o maciço até ao bordo, e este deve abranger pelo menos metade da zona em consola.



$A \geq 0.5\,L'$; $B \geq 0.15\,L$; $A \geq B$ (regra da compensação).

Fig. 2.22 – Criterio de desenhos para maciços que abrangem laje em consola [10]

2.3.4.4. Capitéis

Presentemente o uso de capitéis encontra-se em desuso, salvo em casos muito especiais com sobrecargas elevadas. Mesmo em situações extremas, é preferível aumentar a dimensão dos maciços, pois facilita o processo construtivo, evitando assim a utilização de cofragens dispendiosas para execução destes.

Actualmente, apenas sob o ponto de vista arquitectónico devido à sua estética, é que é possível justificar a utilização de capitéis em lajes sem vigas.

Quanto às suas formas geométricas, estes reduzem-se praticamente a dois tipos: Tronco-Cónicos quando os pilares são circulares, e tronco-piramidal quando os pilares são quadrados ou rectangulares.

No que diz respeito às suas dimensões, o diâmetro dos capitéis é tradicionalmente limitado a não exceder 30% do vão menor, que envolve os pilares. Contudo a utilização de 20% desse vão, conduz a uma dimensão bastante aceitável [10].

2.3.4.5. Camada de compressão

Quanto à opção da espessura a usar numa camada de compressão, as opiniões divergem entre alguns técnicos, contudo Tesoro [10], defende que esta deve ter uma espessura tanto mais baixa quanto possível, dependendo da tipologia da laje a usar. Inicialmente a espessura mínima exigida para lajes fungiformes de blocos perdidos era de 3 cm, e 1/10 da distância entre nervuras no caso de serem blocos recuperáveis. Hoje o mínimo exigido pelo Eurocódigo 2 para lajes fungiformes de blocos

perdidos é o maior valor entre 5 cm e 1/10 da distância entre nervuras (figura 2.15), o que fez com que as estruturas encarecessem cerca de 8%.

É óbvio que um aumento da camada de compressão beneficia o comportamento mecânico e resistente das lajes, no entanto também aumenta substancialmente o peso próprio da estrutura.

A experiência e quantidade de obras em que foram utilizadas lajes fungiformes com camadas de compressão de 3 cm de 5 cm, levaram a concluir que quando a espessura era de 3 cm, existia a probabilidade de ocorrerem fissuras nas zonas de aligeiramento, enquanto se fosse de 5 cm estas desapareciam.

Com o intuito de esclarecer o referido anteriormente, apresentam-se nas figuras seguintes algumas fotografias de obras onde se pode apreciar os aspectos construtivos mencionados.

Tal como se pode observar, a Figura 2.23 a) e b) apresenta as armaduras de flexão negativa ocultas dentro das nervuras. Aspecto tecnicamente correcto, pois proporciona uma espessura da camada de compressão dentro dos valores aceitáveis.

Contudo devido ao que foi referido, e também à impossibilidade garantir recobrimentos mínimos no cruzamento de armaduras, foi necessário garantir que a lajeta no caso de estudo tivesse pelo menos uma altura de 7,5 cm.

a)

b)

Fig. 2.23 – Planos de armadura de flexao negativas [10]

3
SEGURANÇA E ACÇÕES

3.1. ACÇÕES

Denomina-se acção todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura qualquer. De um modo geral, as acções que devem ser consideradas no dimensionamento das estruturas de betão armado são:

- Acções permanentes;
- Acções variáveis;
- Acções acidentais;

O eurocódigo 1 [12] define as acções permanentes, que se manifestam de forma constante ao longo de praticamente toda a vida da estrutura, como por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos revestimentos de pavimentos e as acções indirectas causadas pela retracção e assentamentos diferenciais. Do mesmo modo define acções variáveis como sendo acções que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura, como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a acção do vento e a acção da neve. Quanto às acções acidentais, estes são definidas como uma acção que têm fraca probabilidade de assumir valores significativos durante a vida da estrutura, como por exemplo, explosões ou choque provocados por veículos.

3.1.1. VALORES CARACTERÍSTICOS REPRESENTANTES DAS ACÇÕES

3.1.1.1. Acções permanentes

Os valores característicos para as acções permanentes foram considerados como sendo os valores correspondentes ao peso próprio das paredes exteriores, os revestimentos e as paredes divisórias (ver tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Valores característicos das acções permanentes

Acções Permanentes	
Peso próprio da laje fungiforme maciça	8,75 KN/m^2
Peso próprio dos blocões de aligeiramento	0,82 KN/m^2

Peso próprio da parede exterior	8,4 KN/m
Peso próprio das divisórias	4,5 KN/m^2
Peso próprio dos revestimentos	1,95KN/m^2

Os valores obtidos serão explicados mais adiante na presente dissertação.

Para efeitos de simplificação considerou-se que a cobertura estaria sujeita às mesmas acções dos restantes pisos (pelo lado da segurança).

3.1.1.2. Acções variáveis

Para as acções variáveis os valores característicos variam dependendo do tipo de utilização ou zona do edifício. Deste modo a tabela 3.2 representa os valores usados para as acções variáveis de acordo com o eurocódigo 1 [12].

Tabela 3.2 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas

Sobrecargas		
Categoria de zonas carregadas	q_k [KN/m^2]	Adoptado [KN/m$^{2]}$
Categoria A		
Pavimentos	2,0	2,0
Escadas	3,0	3,0
Varandas	2,0 a 5,0 (ver nota)	5,0

Nota: 5,0 KN/m^2 numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito e 2,0 KN/m^2 na restante superfície

3.1.2. VALORES CÁLCULO DAS ACÇÕES

São obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de segurança γ.

3.2. SEGURANÇA

3.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os ELU são aqueles relacionados com o colapso, ou com qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralização do uso da estrutura. A segurança das estruturas de betão deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos [12]:

- EQU: perda do equilíbrio estático do conjunto ou parte da estrutura, admitida como corpo rígido;

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

3.2.1.1. Verificação do equilíbrio estático e da resistência [12]

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

$$E_d \leq R_d \qquad (3.1)$$

Em que:

E_d – É o esforço de cálculo do efeito das acções, tal como um esforço, ou um vector representando vários esforços;

R_d – É o valor de cálculo da resistência correspondente.

3.2.1.2. Combinação de acções (excluindo as relativas a fadiga) [12]

Cada combinação de acções deve incluir uma acção base da combinação ou uma acção acidental.

a) Combinações fundamentais

O formato geral dos efeitos das acções deve ser:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (3.2)$$

Ou em alternativa para os estados limites STR e GEO, a menos favorável das duas expressões seguintes:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (3.3a)$$

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (3.3b)$$

Os valores correspondentes aos coeficientes ψ são dados pelo quadro 3.5, enquanto que os valores de γ são dados pelo quadro 3.3 e 3.4.

Em que:

"+" – Significa "a combinar com"

Σ – Significa " o efeito combinado de"

ξ – É um factor de redução para as acções permanentes desfavoráveis G

Tabela 3.3 – Valor de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto B)

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acções variáveis de base da combinação (*)	Acções variáveis acompanhantes (*)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Eq.3.2)	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}G_{k,I}$
(Eq. 3.2a)	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}G_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}G_{k,I}$
(Eq. 3.2b)	$\xi\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}G_{k,I}$

(*) As acções variáveis são as consideradas na figura 2.3

Nota 1: A escolha entre 3.2, ou 3.2a e 3.2b, será feita no anexo nacional. No caso de 3.2a e 3.2b, o Anexo Nacional pode ainda modificar 3.2a por forma a incluir apenas acções permanentes.

Nota 2: Os valores γ e ξ podem ser definidos pelo Anexo Nacional. Recomenda-se s seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as equações 3.2, ou 3.2a e 3.2b.

As combinações de acções indicadas nas expressões 3.2a e 3.2b não devem ser utilizadas.

Os valores γ_i que devem ser adoptados são os seguintes:

$\gamma_{Gj,sup} = 1{,}35$

$\gamma_{Gj,inf} = 1{,}00$

$\gamma_{Q,i} = 1{,}50\ nos\ casos\ desfavoráveis\ (0\ nos\ casos\ favoráveis)$

$\gamma_{Q,i} = 1{,}50\ nos\ casos\ desfavoráveis\ (0\ nos\ casos\ favoráveis)$

ξ = 0,85 (de modo que $\xi\gamma_{gj,sup} = 0{,}85 \times 1{,}35 \cong 1{,}15$).

Notas 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{Gj,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{Gj,sup}$, caso o efeito total das acções resultantes seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura podem ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

Nota 4: Para determinadas verificações, os valores γ_G e γ_Q podem ser substituído em γ_g e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{Sd}. Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{Sd} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

Tabela 3.4 – Valor de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto C)

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acções variáveis de base da combinação (*)	Acções variáveis acompanhantes (*)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Eq. 3.2)	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}G_{k,I}$

(*) As acções variáveis são as consideradas na figura 3.4

Nota 1: Os valores γ podem se definidos no anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:

$\gamma_{Gj,sup} = 1{,}00$

$\gamma_{Gj,inf} = 1{,}00$
$\gamma_{Q,i} = 1{,}30\ nos\ casos\ desfavoráveis\ (0\ nos\ casos\ favoráveis)$
$\gamma_{Q,i} = 1{,}30\ nos\ casos\ desfavoráveis\ (0\ nos\ casos\ favoráveis)$

Tabela 3.5 – Valor recomendados dos coeficientes ψ para edifícios

Acção	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Sobrecarga em edifícios (ver EN 1991-1-1)			
Categoria A: zona de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, Peso dos veículos ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de trafego, 30KN ≤ peso dos veículos ≤ 160 KN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver EN 1991-1-3) (*)			
- Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,7	0,5	0,2
- Restantes estados-membros do CEN, para obras localizadas à altitude H > 1000 m acima do nível do mar	0,7	0,5	0,2
- Restantes estados-membros do CEN, para obras localizadas à altitude H ≤ 1000 m acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Acção do vento em edifícios (ver EN 1991-1-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver EN 1991-1-1-5)	0,6	0,5	0

(*) Para os países não mencionados, considera as condições locais levantes

3.2.2. ESTADOS LIMITES UTILIZAÇÃO

São aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto dos utilizadores e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos utilizadores, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados. Podem-se originar de uma das seguintes causas:

- Estado limite de formação de fendas: é o estado em que há uma grande probabilidade de se iniciar a formação de fendas de flexão. Este estado ocorre quando a tensão de tracção máxima na seção transversa for igual à resistência à tracção do betão na flexão;

- Estado limite de abertura de fendas: corresponde ao estado em que as fendas se apresentam com aberturas iguais aos limites máximos especificados por normas e que podem ser prejudiciais ao uso ou à durabilidade da peça de betão;
- Estado limite de deformações excessivas: É o estado em que as deformações ultrapassam os limites máximos definidos por normas e aceitáveis para a utilização normal da estrutura.
- Estado limite de vibrações excessivas;
- Casos especiais.

3.2.2.1. Verificações [12]

Para se cumprir o critério de segurança, deve-se verificar:

$$E_d \leq C_d \qquad (3.4)$$

Em que:

C_d é o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

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

3.2.2.2. Combinação de acções [12]

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

As expressões seguintes definem, simbolicamente, as combinações de acções para os estados limites de utilização:

a) Combinação característica

A combinação característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis, e é dada por:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"} + \text{"} Q_{k,1} \text{"} + \text{"} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (3.5)$$

b) Combinação frequente

A combinação frequente é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis, e é dada por:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"} + \text{"} \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{"} + \text{"} \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (3.6)$$

c) Combinação quase-permanente

A combinação quase-permanente é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o aspecto da estrutura. Esta é dada pela expressão:

$$E_d = G_{k,j}"+"P" + "\sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (3.7)$$

A combinação quase-permanente relativa aos estados limites de utilização será a combinação a tomar como base para o cálculo da análise da deformação.

Os valores recomendados para os coeficientes ψ relativos às acções mais usuais são indicados na tabela 3.5 apresentado anteriormente.

Tabela 3.6 – Valor de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções

Combinação	Acções permanentes G_d		Acções variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,I}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,I}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,I}$

Para os estados limites de utilização, os coeficientes parciais relativos às acções devem ser tomados iguais a 1,0, salvo indicação em contrário nas EN 1991 e EN 1999 [12].

4
PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

Apesar de este capítulo se tratar do pré-dimensionamento dos elementos estruturais, vai ser feita uma breve apresentação do mesmo, com o intuito de se perceber de que edifício se trata e quais são os elementos a ser pré-dimensionados.

O complexo é constituído por um edifício com 3 torres independentes, designadas por Torre um, dois e três, e uma base onde será construído uma área comercial.

Podemos referir que a torre 1 e 2 são destinadas à implantação de um zona residencial, enquanto que a torre 3 será destinada à implantação de um hotel.

Concluída a apresentação do edifício passaremos à discussão do pré-dimensionamento.

Após a definição da localização dos elementos estruturais, como por exemplo pilares, paredes e vigas, surge o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. O pré-dimensionamento tem como objectivos prever as dimensões aproximadas dos elementos para que seja contabilizado o seu peso próprio, necessário no cálculo das acções, e para possibilitar a introdução do modelo estrutural no programa de cálculo automático.

4.2. APRESENTAÇÃO DO CASO EM ESTUDO

4.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Vai ser estudada a torre 3 do conjunto a edificar. A torre 3 tem uma área bruta de construção de 15768,99 m^2 acima do solo, sendo esta distribuída por 19 pisos, para além de 3 pisos de estacionamento em cave e 4 pisos destinados a área comercial. Os pisos da torre 3 não se repetem ao longo de toda a sua extensão, sendo que o piso que mais se repete está entre os 16 primeiros e apresenta uma área bruta de 918,99 m^2; os 3 últimos pisos apresentam uma área de 661,38 m^2.

Esta torre destina-se exclusivamente a um hotel, com 171 apartamentos T1 e 22 T2.

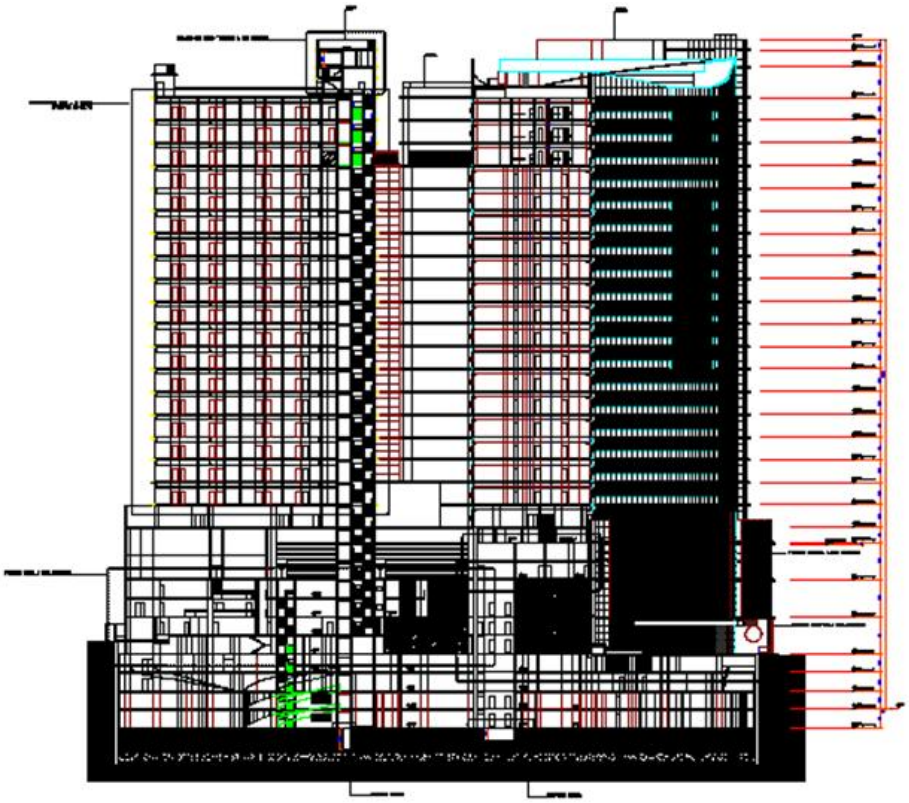


Fig. 4.1 – Corte AA do edifício

4.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

4.2.2.1. Estrutura

No que respeita ao sistema estrutural do edifício, este será constituído por um sistema monolítico, da qual fazem parte os pilares e lajes fungiformes; fazem parte também do conjunto uma caixa de escadas constituída por paredes resistentes em betão armado. Teremos dois casos de estudo que vão merecer especial atenção: o primeiro caso corresponderá a uma laje fungiforme maciça sem capitéis nem vigas de bordo e o segundo a uma solução de laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento.

Nestas condições, as paredes de alvenaria previstas constituem simples painéis de enchimento, enquadrados pelos elementos estruturais resistentes.

Vai ser estudado o que acontece em termos de patologias por deformação às paredes exteriores.

Todos os elementos estruturais serão constituídos por betão C30/37 e aço A500 NR e o recobrimento a adoptar nas lajes, pilares e paredes é de 3 cm.

4.2.2.2. Piso tipo em análise

Foi escolhido como piso tipo para a análise aquele que se repete mais vezes na torre 3, sendo aquele que faz parte dos 16 primeiros pisos da torre.

Para efeitos de simplificação no pré-dimensionamento, considerou-se que os últimos 3 pisos da torre teriam uma configuração em todo semelhante ao piso tipo.

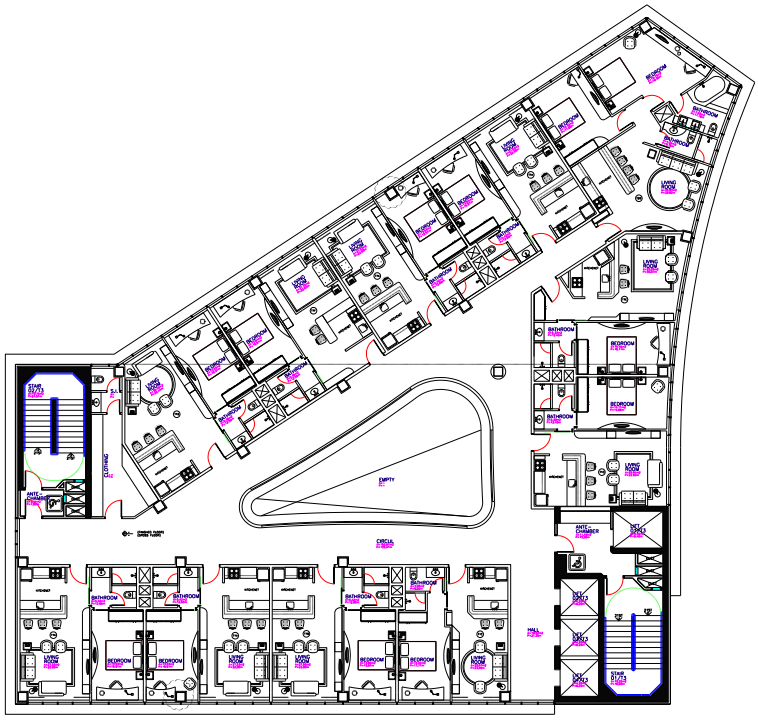


Fig. 4.2 – Piso tipo

4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.3.1. LAJES

O pré-dimensionamento da laje está relacionado com o controlo do estado limite de deformação. O eurocódigo 2 define que as lajes devem satisfazer a equação do controlo indirecto da deformação:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_0 \cdot k_{\sigma s} \cdot k_t \cdot k_l \qquad (4.1)$$

l – Vão teórico

d – Altura útil

Factores de correcção:

$$k_{\sigma s} = \frac{310}{\sigma_s} \simeq \frac{500}{f_{syk}} \frac{A_{s,eff}}{A_{s,cal}}$$

$k_t = 0{,}8$ Vigas em T com $\frac{b}{b_w} \geq 3$

$k_l = \frac{7}{l_{eff}}$ Vigas e lajes suportando divisórias com $l_{eff} \geq 7$

$k_l = \frac{8{,}5}{l_{eff}}$ Lajes fungiformes com $l_{eff} \geq 8{,}5$

De acordo com a fórmula 4.1 teremos então:

$$\frac{8{,}85}{d} \geq 24 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{8{,}5}{8{,}85} \iff \mathrm{d} \geq 0{,}31 \text{ m}$$

$$\text{Adopta-se } h = 0{,}35\ m$$

Pretende-se que as soluções encontradas sejam economicamente vantajosa, sendo que o momento reduzido não deve ser superior a 0,20 para que isso suceda. Procede-se de seguida à verificação do momento reduzido para a solução determinada.

As acções verticais a considerar para a determinação do momento reduzido são, para laje fungiforme maciça:

Tabela 4.1 – Dados para o cálculo das acções verticais

Altura da laje (m)	Espessura dos revestimentos da laje (m)	Peso específico médio do betão armado (KN/m^2)	Peso específico médio de betão corrente (KN/m^2)	Peso específico médio de uma parede de tijolo furado (e = 0,15m)	Altura da parede das divisórias (m)
0,35	0,08	25	24	1,8	3,6

Tabela 4.2 – Acções verticais

Peso Próprio da laje (KN/m^2)	Peso próprio dos revestimentos (KN/m^2)	Peso próprio das divisórias (KN/m^2)	Sobrecarga (KN/m^2)
0,35 x 25 = 8,75	0,08 x 24 = 1,92	0,4 x 1,8 x 3,6 = 4,5	2,0

Para a determinação do momento reduzido utilizaremos a seguinte equação:

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad (4.2)$$

Em que:

μ – Valor do momento reduzido

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento flector

b – Largura da secção rectangular

d – Altura útil da secção transversal

f_{cd} – Valor de calculo da tensão de rotura do betão à compressão

Para o cálculo do momento reduzido é necessário a determinação do momento flector, que é dado pela expressão 4.3.

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \cdot l^2}{8} \qquad (4.3)$$

$$P_{sd} = 1{,}35 \cdot (25 \cdot 0{,}35 + 1{,}92 + 2{,}59) + 1{,}5 \cdot 2{,}0 = 20{,}90\ KN/m^2$$

Aplicando a expressão 4.3, temos que:

$$M_{sd} = \frac{20{,}90 \cdot 8{,}85^2}{8} = 204{,}61\ KN.m/m$$

Sendo o betão da classe C30/37 e a altura útil de 0,31 m, estamos na condição de aplicar a expressão 4.2:

$$\mu = \frac{204{,}61}{1{,}0 \cdot 0{,}31^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0{,}106 \leq 0{,}20$$

4.3.2. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares é efectuado respeitando a condição do estado limite último. São tidos em conta apenas os esforços axiais de compressão, visto ser um método simplificado com bons resultados, em que:

$$N_{sd} \leq N_{rd} \qquad (4.4)$$

N_{sd} – Esforço axial actuante

N_{rd} – Esforço axial resistente

No cálculo do N_{sd} (esforço axial actuante) é necessário considerar uma área de influência, que corresponde à carga que a laje suporta, que depois vai ser absorvida pelo pilar correspondente, virá:

$$N_{sd} = A_{inf} \cdot P_{sd} \qquad (4.5)$$

Para o cálculo do N_{rd} (esforço axial resistente) há que considerar a parcela correspondente ao betão e a parcela correspondente ao aço, considerando que a taxa de armadura igual a 1%, podemos relacionar a área de betão com a área de aço, obtendo assim a seguinte expressão:

$$N_{rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{syd} \qquad (4.6)$$

Considerando que o aço será da classe A500 (fsyd = σ_s = 0,2% E_s) e que o betão será da classe C30/37 (f_{cd} = 20 MPa), temos que:

$$N_{rd} = A_c \cdot f_{cd} + 1\% \cdot A_c \cdot f_{syd} \qquad (4.7)$$

$$N_{rd} = A_c \cdot 20 \cdot 10^3 + 1\% \cdot A_c \cdot 0{,}2\% \cdot 200 \cdot 10^6 \qquad (4.8)$$

A_c – Área da secção de betão

A_s – Área da secção de aço

f_{cd} – Valor de calculo da tensão de rotura do betão à compressão

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.

As acções consideradas para o cálculo das forças actuantes são:

Tabela 4.3 – Dados para o cálculo das acções verticais

Altura da laje (m)	Espessura dos revestimentos da laje (m)	Peso específico médio do betão armado (KN/m^2)	Peso específico médio de betão corrente (KN/m^2)	Peso específico médio de uma parede de tijolo furado (e = 0,15m)	Peso específico médio de uma parede de tijolo furado (e = 0,22m)	Altura da parede das divisórias (m)	Altura media da parede das exteriores (m)
0,35	0,08	25	24	1,8	2,4	3,6	2,0

Tabela 4.4 – Acções verticais

Peso Próprio da laje (KN/m^2)	Peso próprio dos revestimentos (KN/m^2)	Peso próprio das divisórias (KN/m^2)	Peso próprio das paredes exteriores (KN/m)	Sobrecarga (KN/m^2)
0,35 x 25 = 8,75	0,08 x 24 = 1,92	0,4 x 1,8 x 3,6 = 4,5	2,0 x (1,8 + 2,4) = 8,4	2,0

Usando as acções referidas para o cálculo das forças actuantes, dá-se um exemplo da forma como foi obtida a secção dos pilares:

Foi usado o pilar P14 como modelo.

$$N_{sd} = P_{sd} \cdot A_{inf}$$

$$A_{inf} = 45{,}3\ m^2$$

$$P_{sd} = 6 \cdot \left[1{,}35 \cdot \left((0{,}35 \cdot 25 + 4{,}5)\right) + 1{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot\right] = 125{,}32\ kN/m^2$$

$$N_{sd} = 125{,}32 \cdot 45{,}3 = 5677{,}22\ kN$$

$$5677{,}22 \leq A_c \cdot 20 \cdot 10^3 + 1\% \cdot A_c \cdot 0{,}2\% \cdot 200 \cdot 10^6$$

$$A_c = 0{,}24\ m^2$$

Considerando um b igual a 0,30 m temos que:

$$A_c = b \cdot h \qquad (4.9)$$

$$h = \frac{A_c}{b} = 0{,}8\ m$$

Logo, a secção final considerada foi de 0,30 x 0,8 m^2.

4.3.3. CAIXA DE ESCADA E CAIXA DE ELEVADORES

Para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais das caixas de escadas e elevadores não foi efectuado nenhum cálculo, pois estes elementos não fazem parte do âmbito do presente trabalho.

No Entanto, e de forma a assegurar a que a estrutura seja de nós fixos, atribuiu-se às paredes de betão armado a espessura de 0,25 m.

4.4. MODELAÇÃO NO PROGRAMA DE CÁLCULO

4.4.1. INTRODUÇÃO DOS ELEMENTOS NO PROGRAMA

4.4.1.1. Pilares

Para a caracterização dos pilares foram definidas no programa Robot Structural Analysis Professional as secções dos pilares que resultaram do pré-dimensionamento.

Foram escolhidos três grupos de pilares a introduzir, um grupo com secção 0,30 x 0,50 m^2, outro grupo com secção 0,30 x 0,80 m^2, e por fim, um ultimo grupo com secção 0,30 x 1,10 m^2.

Todos os pilares introduzidos têm uma altura, acima e abaixo do piso, de 3,65 m, de acordo com as plantas arquitectónicas.

As condições de apoio a que os pilares estarão sujeitos são as seguintes: para a extremidade inferior do pilar optou-se por restringir todos os deslocamentos e para a extremidade superior, optou-se por fixar os deslocamentos em X, Y e rotações em X, Y e Z, deixando os deslocamentos em Z livres.

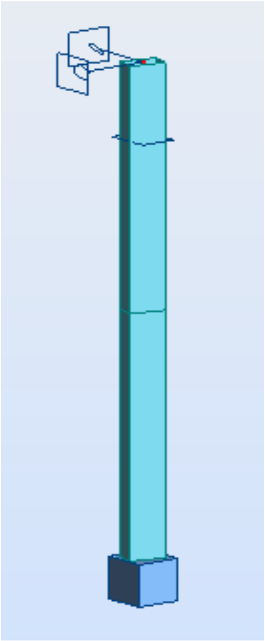


Fig. 4.3 – Elemento RC column para modelação do pilar

4.4.1.2. Laje fungiforme maciça e laje fungiforme aligeirada

Sendo um dos objectivos a comparação de dois tipos de laje, a fungiforme maciça sem capiteis nem viga de bordo e a fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento, houve a necessidade de criar dois modelos de cálculo para as respectivas lajes. Considerou-se que estes tipos de laje teriam a mesma espessura, como comprovado pelo pré-dimensionamento e de forma à comparação ser o mais correcta possível. A modelação deste tipo de laje difere na aplicação no programa, em que a laje maciça é do tipo "homogeneous", enquanto que a laje aligeirada e do tipo "orthotropic".

Deste modo a laje aligeirada com blocões de aligeiramento terá as dimensões representadas na figura.

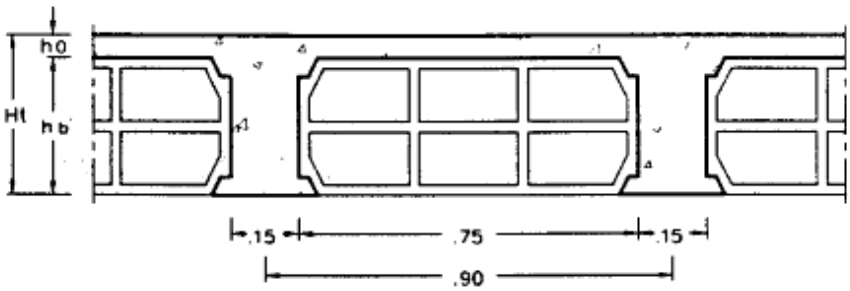


Fig. 4.4 – Corte da laje aligeirada com blocões de aligeiramento

O modelo de cálculo utilizado para a modelação da laje do tipo orthotropic é apresentado na figura seguinte.

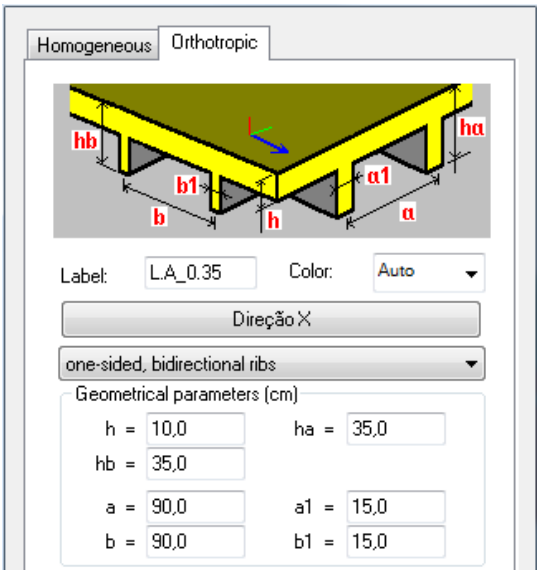


Fig. 4.5 – Laje usada no modelo estrutural

4.4.1.3. Paredes da caixa de escadas e de elevadores

Para a modelação das paredes da caixa de escadas e de elevadores foi considerado como já referido uma espessura de 0,25 m.

As condições de apoio a que as paredes da caixa de escadas e de elevadores estarão sujeitas são as seguintes: para a extremidade inferior da parede optou-se por restringir todos os deslocamentos em X, Y e Z, e permitir a rotação em X, Y e Z, para a extremidade superior, optou-se por fixar os deslocamentos em X, Y e permitir a rotações em X, Y e Z.

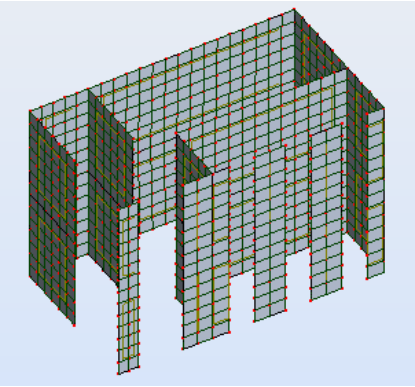


Fig. 4.6 – Modelação das paredes do edifício

4.4.1.4. Acções e combinações de acções

As acções permanentes foram divididas em PP (peso próprio) e RCP (restantes cargas permanentes – revestimentos, divisórias, paredes exteriores). Foi então definida uma carga uniforme de 4,5 KN/m^2 para as paredes divisórias e revestimentos e uma carga linear para o peso das paredes exteriores de 8,4 KN/m como anteriormente referido. O peso próprio é automaticamente assumido pelo programa.

A sobrecarga foi considerada como uma carga uniformemente distribuída na laje como o valor de 2,0 KN/m^2 (em geral), ou com o valor de 3,0 KN/m^2 (escadas) e ainda 5,0 KN/m^2 (varandas).

Consideraram-se as seguintes combinações de acções:

- ELU – 1,35 G + 1,5 Q (combinação fundamental)
- ELS – 1,0 G + 0,3 Q (combinação quase-permanente)

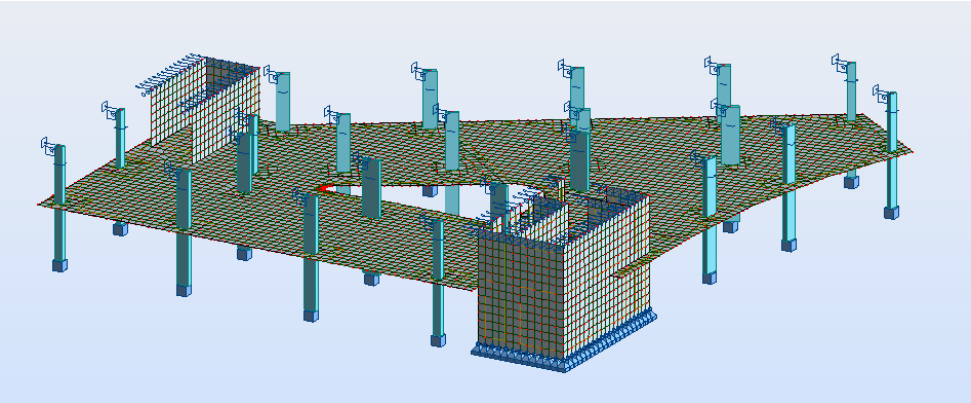


Fig. 4.7 – Aspecto final da modelação em Robot da laje fungiforme maciça

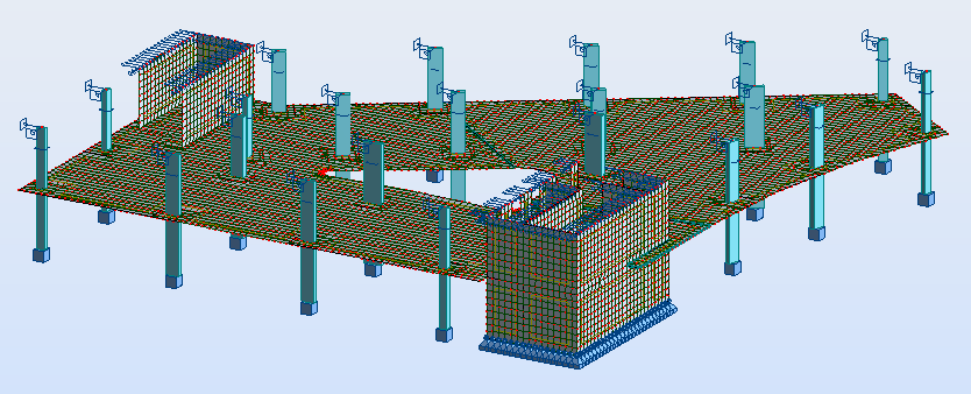


Fig. 4.8 – Aspecto final da modelação em Robot da laje fungiforme aligeirada

5
DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

Foi utilizado o eurocódigo 2 como base para o dimensionamento da armadura dos elementos estruturais; foram consideradas as dimensões dos elementos estruturais resultantes do pré-dimensionamento.

Os elementos estruturais que vão estar sujeitos ao processo de dimensionamento serão, as lajes fungiformes maciças e as lajes fungiformes aligeiradas com blocões de aligeiramento. Após o dimensionamento destes elementos será necessário fazer a verificação ao punçoamento, prevendo armadura de punçoamento para as zonas que não satisfaçam essa verificação.

Todos os esforços de dimensionamento serão obtidos com o auxílio do programa de cálculo Robot Structural Analysis.

5.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DE LAJES FUNGIFORMES

Existem vários métodos de cálculo de lajes fungiformes que permitem obter bons resultados nas situações mais correntes, sendo fácil a sua aplicação. Quanto se trata de situações irregulares, cada vez mais frequentes nos projectos de edifícios, alguns dos métodos deixam de poder ser aplicáveis outros começam a revelar-se de difícil utilização [8].

São de seguida apresentados os métodos utilizados para a análise estrutural das lajes fungiformes [8]:

- O método dos pórticos equivalentes é um método simplificado de determinação de esforços em lajes fungiformes que pode ser usado sempre que os pilares se apresentem em malha ortogonal regular. É um método muito utilizado na prática, pois permite o recurso aos programas de cálculo existentes para estruturas porticadas planas. As acções verticais e acções horizontais podem ser combinadas, sendo a análise efectuada para cada uma das direcções ortogonais. É este o método simplificado preconizado pelo Eurocódigo 2;
- O método directo é um método simplificado que se baseia no método dos pórticos equivalentes e nas condições de equilíbrio estático, permitindo a obtenção directa dos esforços de dimensionamento de lajes fungiformes sujeitas a acções verticais;
- O método das linhas de rotura é um método de análise plástica que permite uma análise simples do comportamento resistente último das lajes fungiformes. É um método pouco utilizado;

- O método das grelhas (ou pórticos tridimensionais) é um método mais elaborado que discretiza a laje numa grelha (barras cruzadas), permitindo a análise elástica de lajes fungiformes não regulares;
- O método dos elementos finitos apresenta-se como o método computacional mais potente para tratar quer as condições de bordo de carga, quer as irregularidades da malha de pilares e as aberturas em lajes fungiformes, sendo este o método, tendencialmente, mais usado pelos actuais programas de cálculo disponíveis no mercado.

Apenas se apresenta com mais rigor o método dos pórticos equivalentes, visto ser o método referido no eurocódigo 2.

No entanto, como já referido, o estudo foi feito através do programa de cálculo Robot Structural Analysis.

5.1.1.1. Método dos pórticos equivalentes

No caso de uma modelação regular dos pilares em malha rectangular e estando a laje sujeita predominantemente a cargas distribuídas, pode se considerar na determinação de esforços, a estrutura dividida em dois conjuntos independentes de pórticos ortogonais, como ilustrado na figura 5.1 [13].

A rigidez dos elementos pode ser calculada a partir das secções transversais brutas. Para cargas verticais, a rigidez podes basear-se na largura total dos painéis. Para cargas horizontais, deve ser utilizado 40% deste valor para traduzir a maior flexibilidade das ligações entre ao pilares e as lajes a estrutura de lajes fungiformes quando comparada com a das ligações pilares-vigas [13].

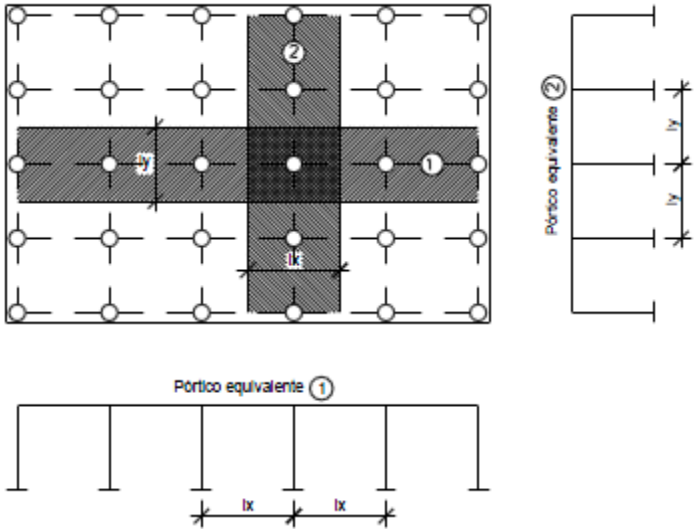


Fig. 5.1 – Pórticos equivalentes para o cálculo de esforços actuantes em lajes fungiformes [13]

Os esforços actuantes devem ser calculados, em ambas as direcções, para a carga total correspondente à largura lx ou ly e considerar na posição mais desfavorável [13].

Para o dimensionamento de lajes, cada uma das nervuras equivalentes (lx, ly) são divididas nas suas faixas central e lateral como se indica na figura 5.2, e os momentos actuantes em cada faixa são as fracções do momento total do pórtico especificado na figura 5.1 [13].

Tabela 5.1 – Distribuição simplificada dos momentos flectores no caso de uma laje fungiforme

	Momentos Negativos	Momentos Positivos
Faixa sobre os pilares b_1+ b_2 ou b_2 (1)	60 – 80% (valor recomendado pelo REBAP 75%)	50 – 70% (valor recomendado pelo REBAP 55%)
Faixa central a_1+ a_2 ou a_2 (1)	40 – 20% (valor recomendado pelo REBAP 25%)	50 – 30% (valor recomendado pelo REBAP 45%)

Nota: O total dos momentos negativos e positivos, ao qual devem resistir conjuntamente as faixas sobre pilares e as faixas centrais, deve ser sempre igual a 100%

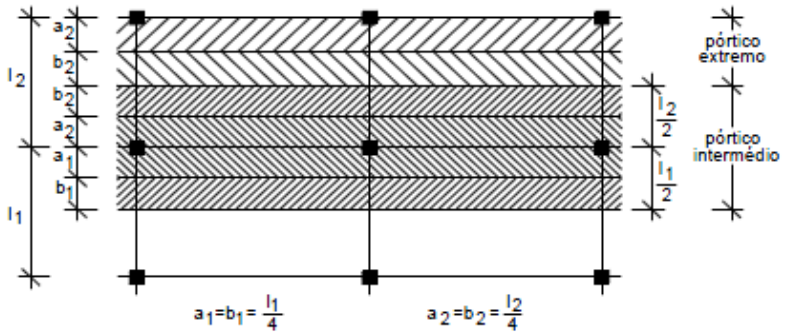
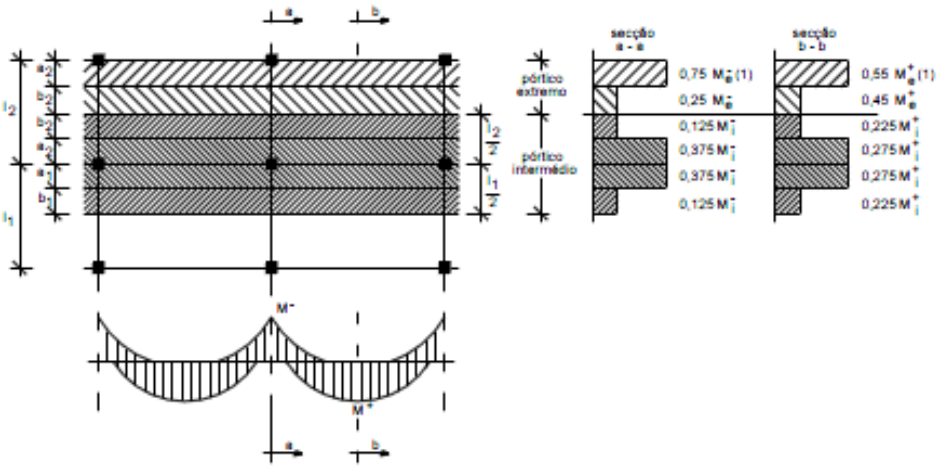


Fig. 5.2 – Divisão em faixas de cada pórtico equivalente. Distribuição do momento por faixas

As armaduras podem ser dimensionadas independentemente para cada laje de faixa considerando o respectivo esforço actuante (ver figura 5.3) [13].



(1) No caso de apoio extremo numa parede (ou viga com h ≥ 1,5 h laje) estes valores podem se multiplicar por 1/4

Fig. 5.3 – Diagrama dos momentos envolventes (considerando como pórtico ou viga continua) e divisão de momentos por faixas [13]

Para contabilização de acções verticais quando se utiliza o método dos pórticos equivalentes, devem ser consideradas hipóteses mais desfavoráveis de sobrecargas alternadas nos vários tramos para obter a envolvente de esforços. No entanto, quando a sobrecarga for inferior a 3/4 da secção permanente, pode simplificadamente utilizar-se apenas um caso de carga tomando a carga total em todos os vãos. Os momentos nos apoios podem ser redistribuídos de cerca em 20% com o consequente aumento dos momentos positivos no vão, aplicando as regras gerais de redistribuição prescritas no EC2 [14].

Se existem consolas com comprimento igual ou superior a um 1/3 do vão adjacente da laje, deve considerar-se um caso de cargas com a carga total na consola e apenas a acção permanente no tramo adjacente [14].

No caso de lajes aligeiradas com zonas maciças (ou lajes maciças com espessamento) a armadura necessário para resistir ao momento negativo da faixa sobre os pilares interiores deve ser distribuída da seguinte forma [14];

- 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 controlar melhor a fendilhação nas zonas sobre os pilares uma vez que esta distribuição aproxima-se melhor da distribuição de momentos obtidos numa análise elástica [14].

Apresenta-se na figura 5.4 o esquema desta distribuição de armaduras, expresso pela percentagem da armadura superior necessária para resistir ao momento total no apoio que deve ser colocada nas zonas da faixa sobre os pilares e faixa central [14].

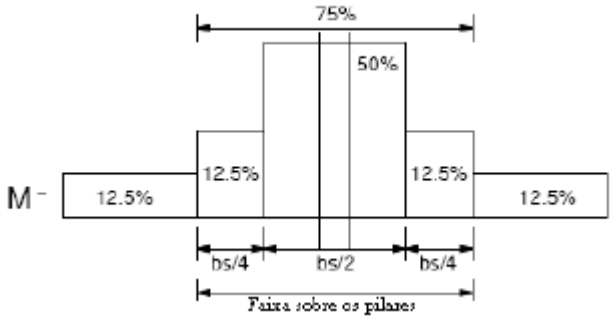


Fig. 5.4 – Distribuição aconselhada de armaduras em pilares interiores [14]

Com esta disposição se reduzirmos a faixa sobre os pilares à largura do maciçamento a armadura corresponder será distribuída nessa faixa. Quando existem bandas maciças na faixa sobre os pilares de lajes aligeiradas, os momentos desta faixa devem ser distribuídos pela banda maciça e pelas nervuras proporcionalmente à respectiva rigidez [14].

5.1.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

5.1.2.1. Áreas mínimas e máximas de armadura

O eurocódigo 2 [9] estabelece um valor para a armadura longitudinal mínima e máxima que deve ser verificado. Relativamente à armadura longitudinal de tracção, esta não deve ser inferior a $A_{s,min}$, valor que é dado pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \qquad (5.1)$$

Em que:

f_{ctm} – Valor médio da resistência à tracção do betão

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

b_t – Largura média da zona traccionada; no caso de uma viga em T com os banzos comprimidos, deverá ser considerada apenas a largura da alma no cálculo do valor de b_t

d – Altura útil da secção transversal

Mas não inferior a,

$$A_{s,min} = 0{,}0013 \cdot b_t \cdot d \qquad (5.2)$$

O eurocódigo 2 [9] também prevê uma armadura de tracção e/ou armadura de compressão máxima dada por $A_{s,máx}$:

$$A_{s,máx} = 0{,}04 \cdot A_c \qquad (5.3)$$

Em que:

A_c – Área da secção

Será ainda necessária uma armadura deforma a limitar a fendilhação (armadura mínima de retracção), que é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min}\sigma_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff}.A_{ct} \qquad (5.4)$$

Em que:

σ_s – Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois de abrir a primeira fenda

K_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário

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

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas

A_{ct} – Área de betão traccionado. A zona de betão traccionado é aquela em que, pelo calculo da secção, se demonstra que esta em tracção imediatamente antes da formação da primeira fenda

5.1.2.2. Outras disposições construtivas

O espaçamento dos varões não deve se superior a Smáx,slabs, sendo o valor recomendado pelo eurocódigo 2 [9] igual a:

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

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

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

5.1.2.3. Verificação da resistência ao punçoamento [9]

Definem-se os seguintes valores de cálculo da tensão de punçoamento (MPa) ao longo das secções de controlo:

$V_{Rd,c}$ - valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de esforço transverso

$V_{Rdc,s}$ - valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

$V_{Rd,máx}$ - valor de cálculo da resistência máximo ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Devem ser efectuadas as seguintes verificações:

- No perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, não deve ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento:

$$V_{Ed} < V_{Rd,máx} \qquad (5.5)$$

- Não é necessário o cálculo da armadura de punçoamento se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \qquad (5.6)$$

- No caso de V_{Ed} exceder o valor $V_{Rd,c}$, para a secção de controlo considerada, deve adoptar-se uma armadura de punçoamento.

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

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \qquad (5.7)$$

Em que:

u_i – Perímetro controlo considerado

d – Altura útil media da laje, que pode ser considerada igual a $(d_y + d_z)/2$ em que:

d_y e d_z são as alturas úteis da secção de controlo nas direcções y e z

β – Coeficiente que é dado em função da localização do pilar

Para uma área carregada, o perímetro de controlo deve ser considerado conforme a figura 5.5.

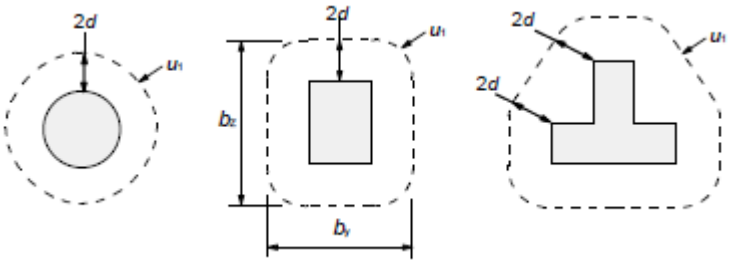


Fig. 5.5 – Primeiro perímetro de controlo típico em torno da áreas carregadas [9]

Para uma área carregada localizada junto a um bordo livre ou a um canto, o perímetro de controlo deve ser considerado conforme a figura 5.6.

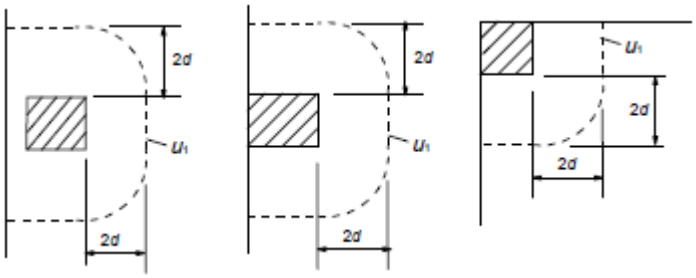


Fig. 5.6 – Primeiro perímetro de controlo para áreas carregadas junto a um bordo livre ou a um canto [9]

Quanto a $V_{Rd,c}$ é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp}) \qquad (5.8)$$

Em que:

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

$K_1 = 0{,}1$

$c_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$

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

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0{,}002$

ρ_{ly} e ρ_{lz} – São os valores correspondentes as percentagens de armadura em x e y e referem-se as armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z, respectivamente, 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

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$

Em que:

σ_{cy} e σ_{cz} - tensões normais no betão na secção critica nas direcções y e z (MPa, positivas se de compressão)

No caso de ser necessário armadura de punçoamento, esta será calculada pela seguinte equação:

$$V_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot V_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin\alpha \qquad (5.9)$$

Em que:

A_{sw} – Área de um perímetro de armadura de punçoamento em torno do pilar (mm^2)

S_r – Espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento (mm)

$f_{ywd,ef}$ – Valor de calculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por $f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25 \cdot d \leq f_{ywd}\ [MPa]$

d – Média das alturas úteis nas direcções ortogonais (mm)

α – Ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje

Quanto a $V_{Rd,máx}$, este valor é dado por:

$$V_{Rd,máx} = 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd} \qquad (5.10)$$

Em que:

$$\nu = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right], f_{ck}\ em\ MPa$$

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

5.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE FUNGIFORME MACIÇA

5.2.1. ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS

Para o processo de dimensionamento da armadura de momentos positivos foram tido em conta alguns critérios de simplificação, dentro dos quais se destaca um aumento de 15% para os momentos positivos, de modo a considerar os efeitos de alternância de sobrecargas, e a não dispensa de armadura para momentos positivos dentro do mesmo vão.

Através dos mapas de momento positivos é fácil localizar o momento mais condicionante para utilizar no processo de dimensionamento.

É necessário referir que se consideraram dois painéis de laje com eixos xy diferentes para a determinação de momentos: um eixo xy de acordo com o referencial global e outro eixo xy segundo um vector, que serão designados por painel 1 e painel 2, respectivamente.

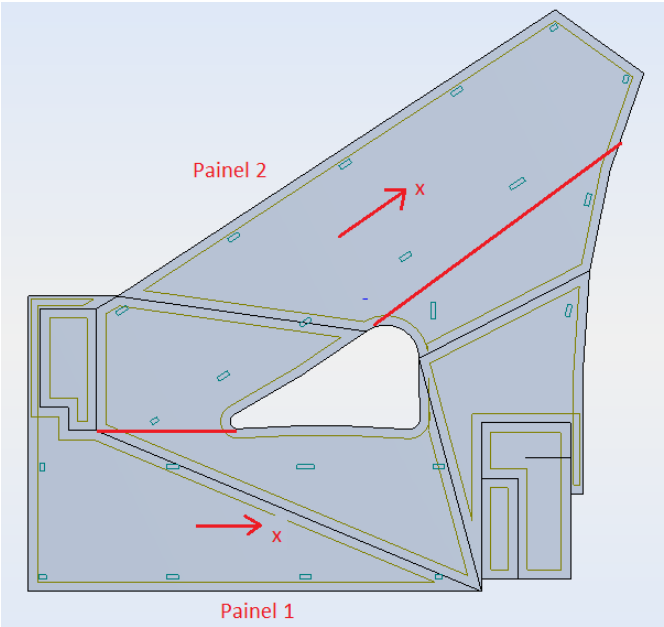


Fig. 5.7 – Identificação dos painéis da laje

Ir-se-á apresentar nas próximas figuras a localização dos momentos positivos mais desfavoráveis na direcção x e y dos painéis 1 e 2.

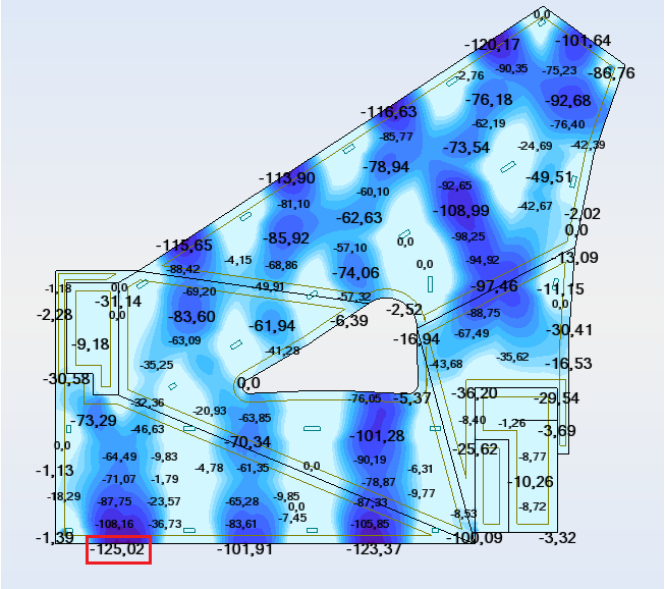


Fig. 5.8 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global

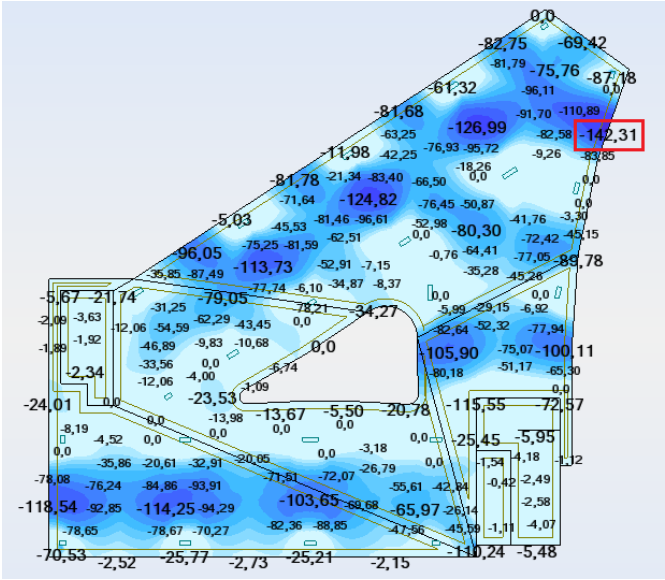


Fig. 5.9 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global

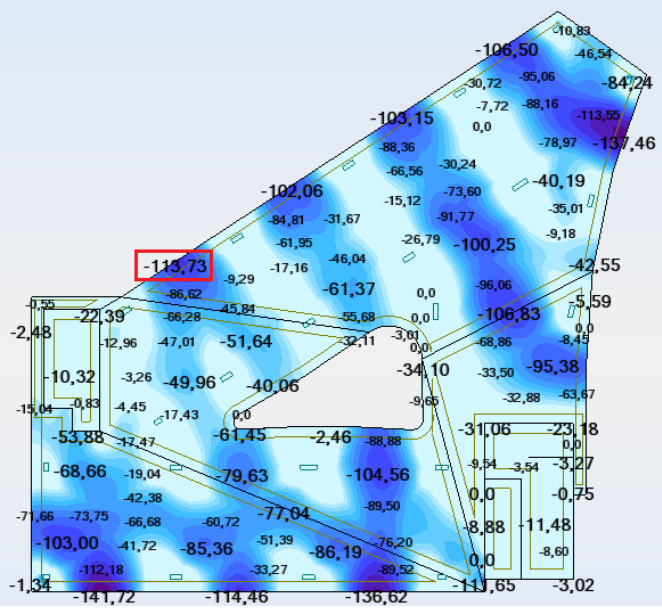


Fig. 5.10 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção x segundo o vector

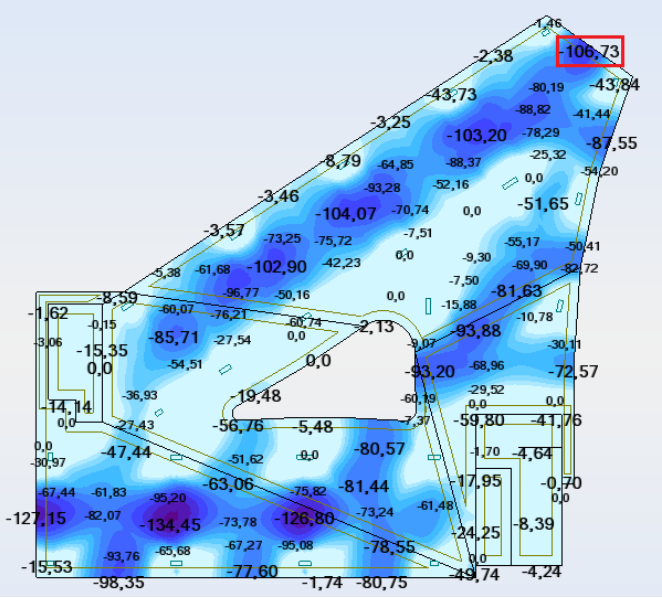


Fig. 5.11 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção y segundo o vector

A armadura pode ser obtida através das fórmulas e tabelas que constam do livro "Tabelas e Abacos" de Helena Barros e Joaquim Figueiras [15]. Desta forma através equação 5.11 pode ser calculado o momento reduzido.

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad (5.11)$$

Em que:

μ – Valor do momento reduzido

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento flector

b – Largura da secção rectangular

d – Altura útil da secção transversal

f_{cd} – Valor de calculo da tensão de rotura do betão à compressão

Através do momento reduzido e da classe de betão podemos retirar o valor da percentagem mecânica de armadura na tabela 1 de flexão simples, e de seguida aplicar a equação 5.12 correspondente à determinação da armadura para o respectivo momento.

$$\varpi = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad (5.12)$$

ω – Percentagem mecânica de armadura

A_s – Área de armadura

b – Largura da secção rectangular

d – Altura útil da secção transversal

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

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

Apresenta-se de seguida um exemplo do cálculo da armadura para o momento positivo na direcção x do painel 1:

Aplicando a fórmula 5.11, vem:

$$\mu = \frac{125{,}02 * 1{,}15}{1 \cdot 0{,}31^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0{,}075$$

De acordo com as tabelas e abacos [15]:

$$\mu = 0{,}075 \rightarrow \varpi = 0{,}078$$

Logo,

$$0{,}078 = \frac{A_s}{1 \cdot 0{,}31} \cdot \frac{434{,}78}{20} \Leftrightarrow A_s = 11{,}12\ x\ 10^{-4}\ m^2$$

O que corresponde a uma armadura de Ø16//0,175 m (11,49 cm^2).

5.2.2. Armadura para momentos negativos

No processo de dimensionamento da armadura de momentos negativos foi adoptado o seguinte critério: foi adoptada uma malha quadrada de armadura mínima, distribuída por toda a laje, com um reforço, igualmente em malha quadrada junto aos pilares.

Esta armadura mínima foi calculada de acordo com as expressões 5.1, 5.2 e 5.4, respectivamente:

$$A_{s,min} = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}9}{500} \cdot 1 \cdot 0{,}31 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4{,}67 \times 10^{-4}\ m^2$$

$$A_{s,min} = 0{,}0013 \cdot 1 \cdot 0{,}31 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4{,}03 \times 10^{-4}\ m^2$$

$$A_{s,min} \cdot 500 = 1 \cdot 1 \cdot 2{,}9 \cdot \frac{0{,}35}{2} \Leftrightarrow A_{s,min} = 8{,}7 \times 10^{-4}\ m^2$$

Sendo a armadura mínima de controlo de fendilhação a mais condicionante, devemos garantir que na secção corrente da laje esta seja garantida.

Como a armadura para momentos positivos é sempre superior à armadura mínima de controlo de fendilhação, escolhemos uma armadura a distribuir uniformemente pela laje de Ø10//0,20 m (3,93 cm^2).

Uma funcionalidade do programa Robot Structural Analysis que iremos utilizar para o cálculo dos momentos negativos é o "Panel cut", visto que os momentos apresentados correspondem a um pico na secção do pilar, correspondendo a valores de momentos negativos exageradamente elevados. O "l" (comprimento) do "cut" a considerar terá um valor aproximado de 1/4 do vão para cada lado, considerando o pilar como o centro do "cut" (fazendo assim uma aproximação ao método dos pórticos equivalentes (ou virtuais)).

Iremos apresentar nas próximas figuras a localização dos momentos negativos na direcção x e y dos painéis 1 e 2.

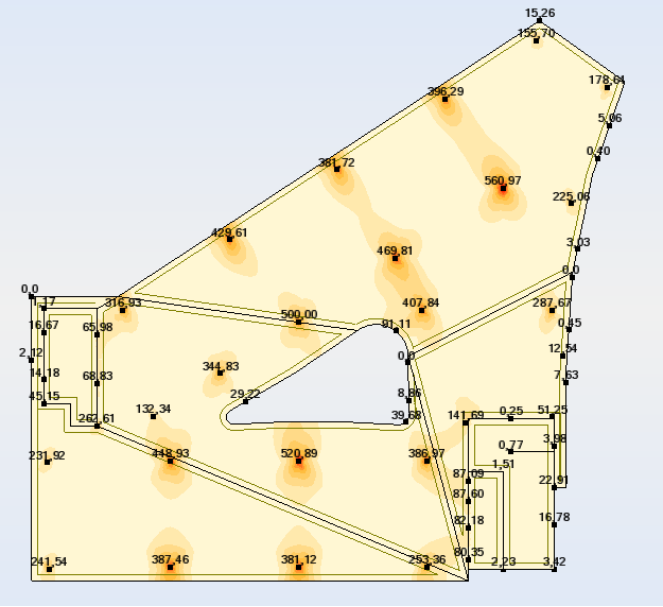


Fig. 5.12 – Momento negativo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global

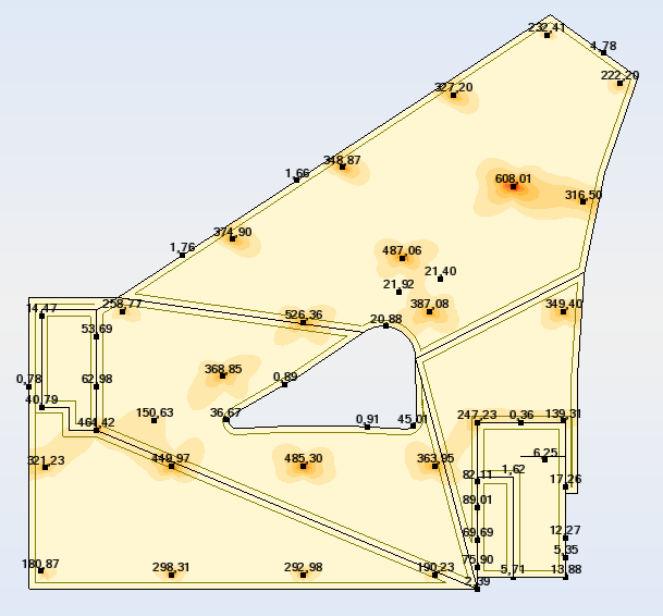


Fig. 5.13 – Momento negativo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global

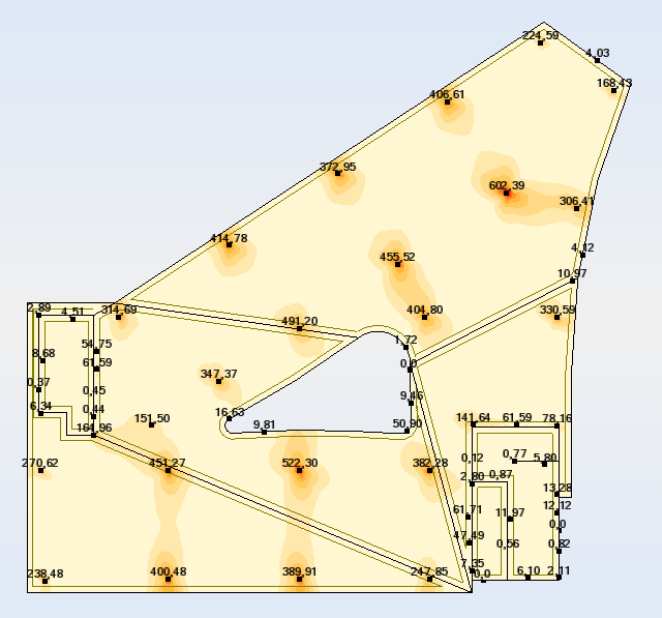


Fig. 5.14 – Momento negativo no painel 2 na direcção x segundo o vector

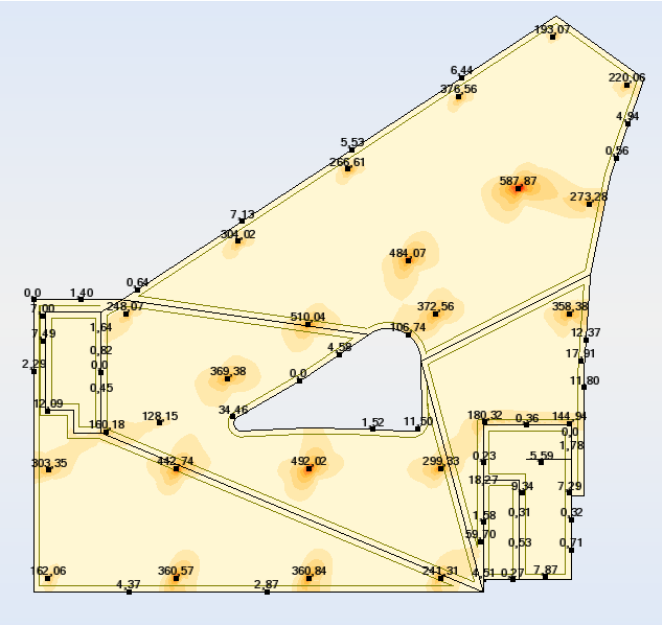


Fig. 5.15 – Momento negativo no painel 2 na direcção y segundo o vector

Pilar 15

Apresenta-se de seguida um exemplo do cálculo da armadura para o momento positivo na direcção x do painel 1:

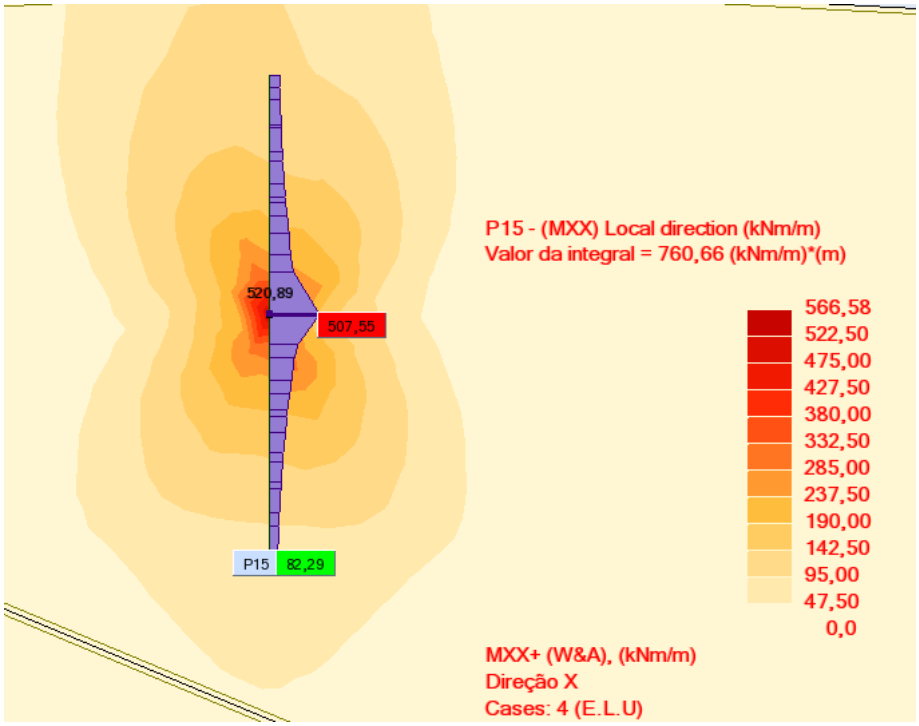


Fig. 5.16 – Painel cut para a direcção x do pilar 15

O valor do integral dos momentos correspondente ao pilar 15, como verificado na imagem 5.16, é de 760,66 KNm/m; vira:

$$\int M_x = 760{,}66\ KN \cdot m\ \ com\ l = 4\ m$$

$$M_{sd} = {}^{M}/_{m} \Leftrightarrow M_{sd} = {}^{760{,}66}/_{4} = 190{,}165\ KN \cdot m$$

Aplicando as mesmas equações usadas para a determinação da armadura para momentos positivos, 5.11 e 5.12 teremos:

$$\mu = \frac{190{,}165}{1 \cdot 0{,}31^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow\ \mu = 0{,}099$$

De acordo com as tabelas e abacos [15] teremos que:

$$\mu = 0{,}075 \rightarrow \varpi = 0{,}105$$

Logo,

$$0{,}105 = \frac{A_s}{1 \cdot 0{,}31} \cdot \frac{434{,}78}{20} \Leftrightarrow A_s = 14{,}97\ x\ 10^{-4}\ m^2$$

Considerando a existência de uma armadura corrida de A_s = 3,93 cm^2/m do que resulta Ø10//0,20 m, logo a armadura a colocar para perfazer a totalidade da obtida é dada por:

$$A_{s,reforço} = 14{,}97 - 3{,}93 = 11{,}04\ cm^2$$

Logo adopta-se como armadura de reforço Ø20//0,20 m (15,71 cm^2).

Apresenta-se em seguida a verificação ao punçoamento para o mesmo pilar de acordo com os critérios definidos em 5.2.1.3:

- Secção 0,30 x 1,10 m2
- d = 0,31m
- V_{Ed} = 1290,65 KN
- B =1,1 pilar intermédio

Através dos referidos dados teremos:

$$u_1 = 2 \times b + 2 \times h + 2 \times \pi \times 2 \times d \Leftrightarrow u_1 = 2 \times 0{,}30 + 2 \times 1{,}10 + 2 \times \pi \times 2 \times 0{,}31 = 6{,}7\ m$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1{,}15 \times \frac{1290{,}65}{6{,}7 \cdot 0{,}31} = 715{,}08\ KN$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$K_1 = 0{,}1$

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

$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \Longrightarrow K = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} \Longrightarrow K = 1{,}8$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0{,}002 \Longrightarrow \rho_l = \sqrt{\frac{19{,}64}{100 \cdot 31} + \frac{13{,}98}{100 \cdot 31}} \Longrightarrow \rho_l = 0{,}0053$

$f_{ck} = 30\ MPa$

$\sigma_{cp} = 0$

Logo teremos:

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 1{,}8 \cdot (100 \cdot 0{,}0053 \cdot 30)^{1/3} + 0 \Longrightarrow V_{Rd,c} = 546\ KN$$

$$V_{Rd,c} = \nu_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \Longrightarrow V_{Rd,c} = 0{,}0035 \cdot 1{,}8^{3/2} \cdot 30^{1/2} \Longrightarrow V_{Rd,c} = 464\ KN$$

$$u_0 = 2 \times b + 2 \times h \Leftrightarrow u_0 = 2 \times 0{,}30 + 2 \times 1{,}10 = 2{,}8\ m$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1{,}15 \times \frac{1290{,}65}{2{,}8 \cdot 0{,}31} = 1709{,}96\ KN$$

$$V_{Rd,máx} = 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \Longrightarrow V_{Rd,máx} = 0{,}5 \cdot 0{,}6 \left[1 - \frac{30}{250}\right] \cdot 20 \times 10^3 \Longrightarrow V_{Rd,máx} = 5380\ KN$$

V_{Ed} = 1709,96 KN ≤ $V_{Rd,máx}$ = 5380 kN (OK)

Como V_{Ed} = 715,08 KN ≤ $V_{Rd,c}$ = 546 kN é necessário de armadura de punçoamento.

No caso é vai ser necessário armadura de punçoamento, esta será calculada pela seguinte equação:

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

$$0{,}715 = 0{,}75 \cdot 0{,}546 + 1{,}5 \cdot (0{,}31/0{,}15) \cdot A_{sw} \cdot 327{,}5 \cdot (1/(6{,}7 \cdot 0{,}31)) \cdot sin\,90$$

Logo,

$$A_{sw} = 6{,}3 \times 10^{-4}\ m^2$$

5.3. DIMENSIONAMENTO DA LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO

5.3.1. ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS

Para o processo de dimensionamento da armadura de momentos positivos da laje aligeirada com bocões de aligeiramento foram tido em conta alguns critérios de simplificação, dentro dos quais se destaca um aumento de 15% para os momentos positivos, de modo a considerar os efeitos de alternância de sobrecargas, e a não dispensa de armadura para momentos positivos dentro do mesmo vão.

Foi considerado a mesma notação utilizada nas lajes fungiformes maciças para os painéis 1 e 2, representada pela figura 5.7.

Apresenta-se nas próximas figuras as localizações dos momentos positivos mais desfavoráveis na direcção x e y dos painéis 1 e 2.

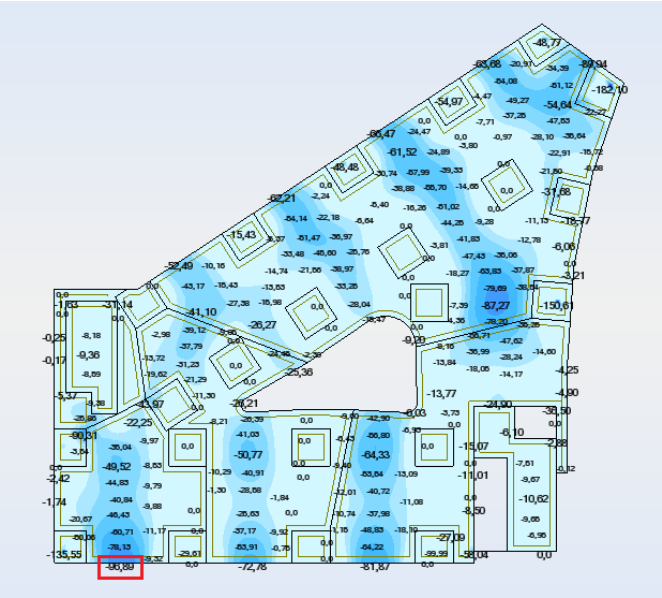


Fig. 5.17 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global

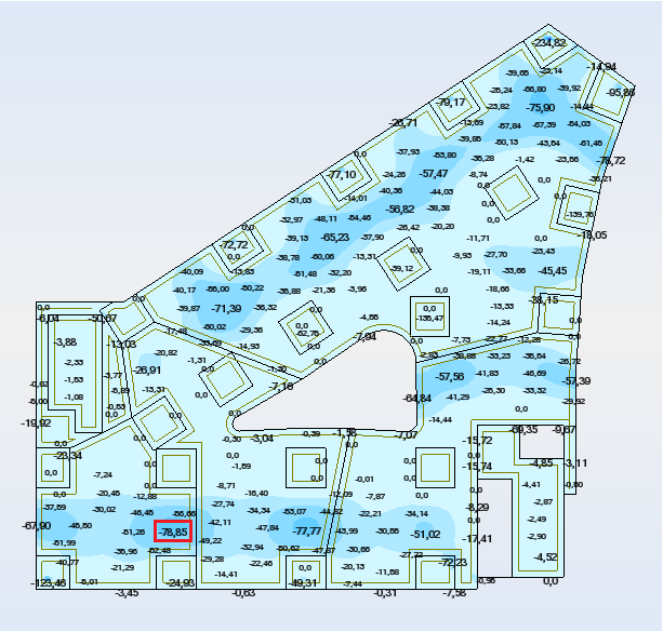


Fig. 5.18 – Momento máximo positivo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global

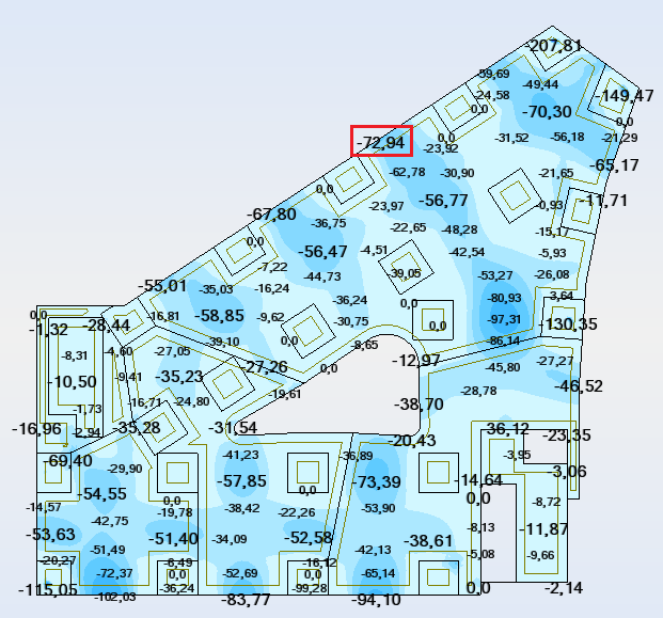


Fig. 5.19 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção x segundo o vector

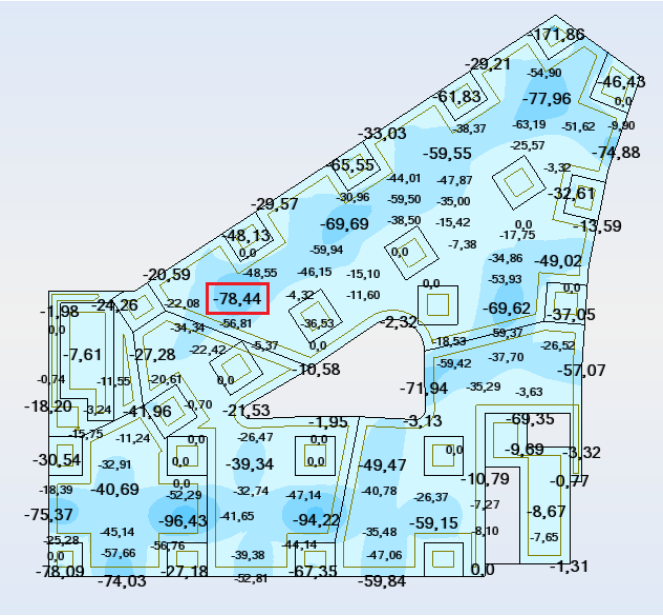


Fig. 5.20 – Momento máximo positivo no painel 2 na direcção y segundo o vector

Utilizam-se as mesmas fórmulas definidas no procedimento de cálculo para a armadura de momentos positivos da laje fungiforme maciça, com ligeiras alterações.

Visto que a secção da laje é uma secção em T, utiliza-se uma simplificação, em que a secção é dimensionada como uma secção rectangular se tratasse, com as dimensões de 0,90 x 0,35, verificando se a profundidade do eixo neutro cai na camada de compressão.

Desta forma, para a direcção x do painel 1 e aplicando a expressão 5.11 e 5.12 temos que:

$$M_{Ed} = 96{,}89 \times 0{,}9 = 87{,}20 \ KN \cdot m/nervura$$

$$M_{Ed} = 87{,}20 \times 1{,}15 = 100{,}28 \ KN \cdot m/nervura$$

$$\mu = \frac{100{,}28}{0{,}9 \cdot 0{,}31^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0{,}050$$

De acordo com as tabelas e abacos [15] teremos que:

$$\mu = 0{,}050 \rightarrow \begin{cases} \varpi = 0{,}041 \\ \alpha = 0{,}076 \end{cases}$$

Logo,

$$0{,}041 = \frac{A_s}{0{,}9 \cdot 0{,}31} \cdot \frac{434{,}78}{20} \Leftrightarrow A_s = 6{,}67 \ x \ 10^{-4} \ m^2$$

O que corresponde a uma armadura de 2Ø16 + 1Ø20 m (7,16 cm^2) / nervura.

5.3.2. Armadura para momentos negativos

No processo de dimensionamento da armadura de momentos negativos foi adoptado o seguinte critério: foi adoptado uma malha quadrada de armadura mínima, distribuída por toda a laje, com um reforço, igualmente em malha quadrada junto aos pilares. A zona de reforço corresponde à zona de maciçamento da laje na zona dos pilares.

As armaduras mínimas serão calculadas segundo as formulas 5.1, 5.2 e 5.4, respectivamente:

$$A_{s,min} = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}9}{500} \cdot 1 \cdot 0{,}31 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4{,}67 \times 10^{-4} \ m^2$$

$$A_{s,min} = 0{,}0013 \cdot 1 \cdot 0{,}31 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4{,}03 \times 10^{-4} \ m^2$$

$$A_{s,min} \cdot 500 = 1 \cdot 1 \cdot 2{,}9 \cdot \frac{0{,}35}{2} \Leftrightarrow A_{s,min} = 8{,}7 \times 10^{-4} \ m^2$$

Procede-se do mesmo modo que se procedeu nas lajes fungiformes maciças para o cálculo da armadura mínima, sendo a armadura mínima de controlo de fendilhação a mais condicionante, devemos garantir que na secção corrente da laje esta seja garantida.

Como a armadura para momentos positivos é inferior à armadura mínima de controlo de fendilhação, deveremos acrescentar uma armadura a distribuir uniformemente pela laje de Ø12//0,20 m (5,65 cm^2).

Para o cálculo da armadura nos maciçamentos na zona do pilar foram apresentam-se as figuras 5.21, 5.22, 5.23 e 5.24 que ilustram os momentos negativos utilizados no processo de dimensionamento.

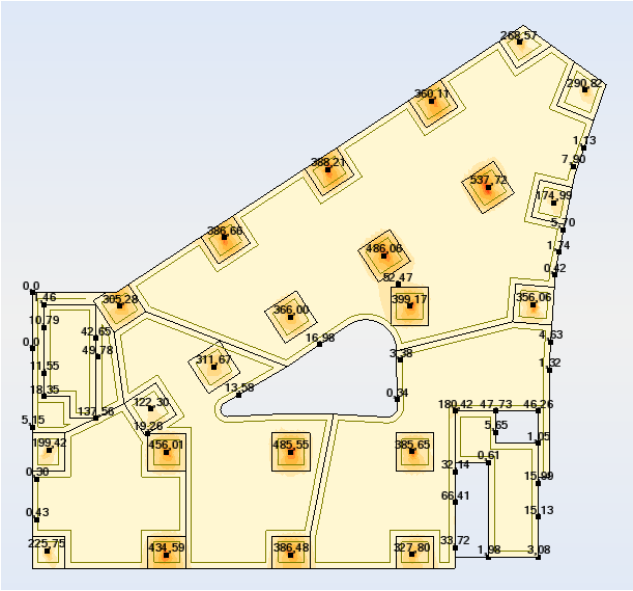


Fig. 5.21 – Momento negativo no painel 1 na direcção x segundo o referencial global

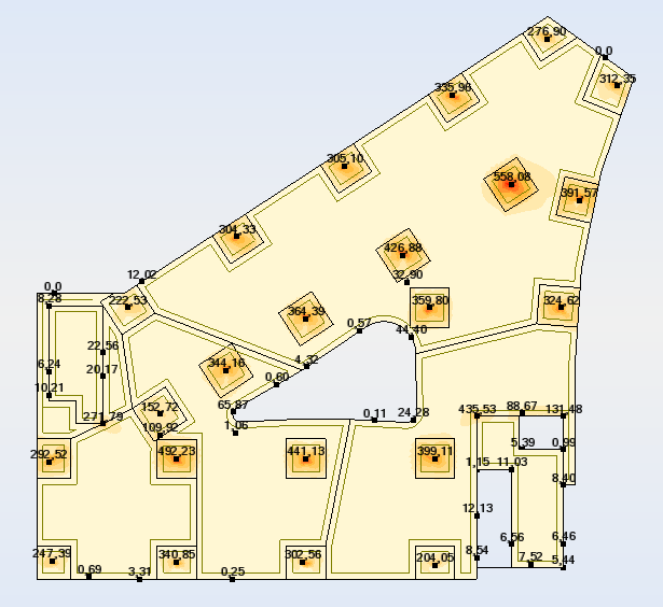


Fig. 5.22 – Momento negativo no painel 1 na direcção y segundo o referencial global

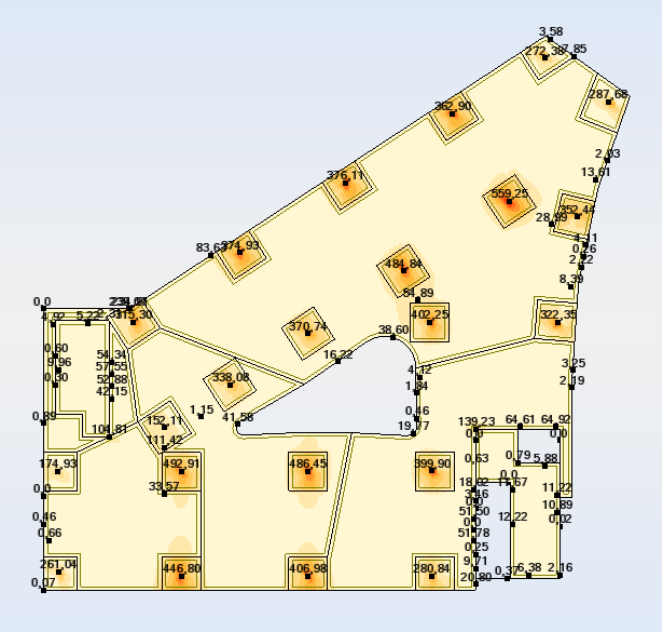


Fig. 5.23 – Momento negativo no painel 2 na direcção x segundo o vector

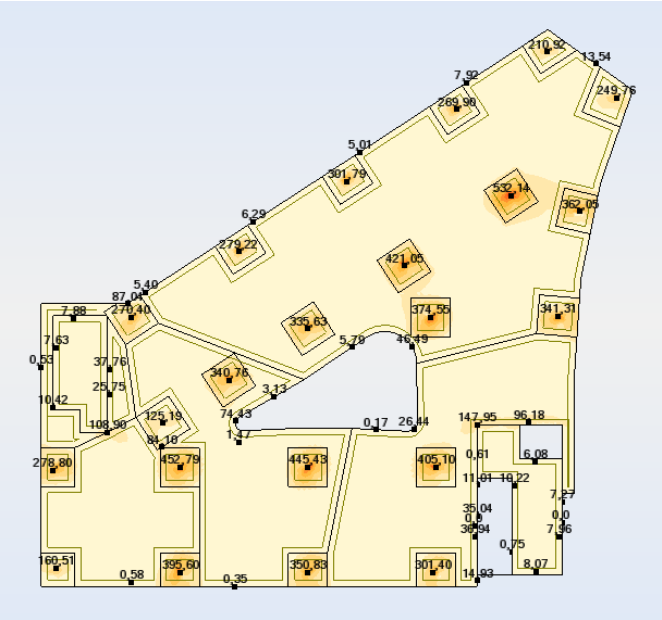


Fig. 5.24 – Momento negativo no painel 2 na direcção y segundo o vector

Pilar 15

Apresenta-se de seguida um exemplo do cálculo da armadura para o momento negativos na direcção x do painel 1:

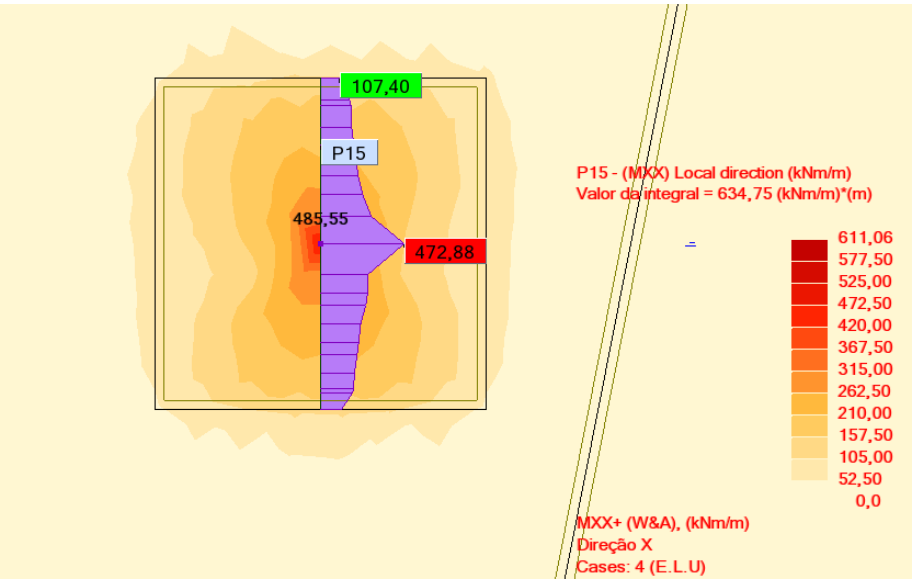


Fig. 5.25 – Painel cut para a direcção x do pilar 15

O valor do integral correspondente ao pilar 15 como verificado na imagem 5.25 é de 634,75 kNm/m, virá:

$$\int M_x = 634{,}75\ KN \cdot m\ \ com\ l = 2{,}7\ m$$

$$M_{sd} = {}^{M}/_{m} \Leftrightarrow M_{sd} = {}^{634{,}75}/_{2{,}7} = 235{,}09\ KN \cdot m$$

Aplicando as mesmas equações usadas para a determinação da armadura para momentos positivos da laje fungiforme aligeirada, 5.11 e 5.12 teremos:

$$\mu = \frac{235{,}09}{1 \cdot 0{,}31^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow\ \mu = 0{,}122$$

e acordo com as tabelas e abacos [15] teremos que:

$$\mu = 0{,}122 \rightarrow \varpi = 0{,}130$$

Logo,

$$0{,}130 = \frac{A_s}{1 \cdot 0{,}31} \cdot \frac{434{,}78}{20} \Leftrightarrow A_s = 19{,}0\ x\ 10^{-4}\ m^2$$

Considerando a existência de uma armadura corrida de A_s = 5,65 cm^2/m do que resulta Ø10//0,20 m, logo a armadura a colocar para perfazer a totalidade da obtida é dada por:

$$A_{s,reforço} = 19{,}0 - 5{,}65 = 12{,}89\ cm^2$$

Logo adopta-se como armadura de reforço Ø20//0,20 m (15,71 cm^2).

Apresenta-se de seguida a verificação ao punçoamento para o mesmo pilar de acordo com os critérios definidos em 5.2.1.3:

- Secção 0,30 x 1,10 m2
- d = 0,31m
- VEd = 1016,5 KN
- B =1,15 Pilar intermédio

Através dos referidos dados teremos:

$$u_1 = 2 \times b + 2 \times h + 2 \times \pi \times 2 \times d \Leftrightarrow u_1 = 2 \times 0{,}30 + 2 \times 1{,}10 + 2 \times \pi \times 2 \times 0{,}31 = 6{,}70\ m$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1{,}15 \times \frac{1016{,}5}{6{,}7 \cdot 0{,}31} = 563{,}16\ KN$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$K_1 = 0{,}1$

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

$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \Longrightarrow K = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} \Longrightarrow K = 1{,}8$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0{,}002 \Longrightarrow \rho_l = \sqrt{\frac{21{,}36}{100 \cdot 31} + \frac{15{,}70}{100 \cdot 31}} \Longrightarrow \rho_l = 0{,}059$

$f_{ck} = 30\ MPa$

$\sigma_{cp} = 0$

Logo teremos:

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 1{,}8 \cdot (100 \cdot 0{,}0053 \cdot 30)^{1/3} + 0 \Longrightarrow V_{Rd,c} = 564\ KN$$

$$V_{Rd,c} = v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \Longrightarrow V_{Rd,c} = 0{,}0035 \cdot 1{,}8^{3/2} \cdot 30^{1/2} \Longrightarrow V_{Rd,c} = 464\ KN$$

$$u_0 = 2 \times b + 2 \times h \Leftrightarrow u_0 = 2 \times 0{,}30 + 2 \times 1{,}10 = 2{,}8\ m$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1{,}15 \times \frac{1016{,}5}{2{,}8 \cdot 0{,}31} = 1347{,}14\ KN$$

$$V_{Rd,máx} = 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \Longrightarrow V_{Rd,máx} = 0{,}5 \cdot 0{,}6 \left[1 - \frac{30}{250}\right] \cdot 20 \times 10^3 \Longrightarrow V_{Rd,máx} = 5380\ KN$$

V_{Ed} = 1347,14 kN ≤ $V_{Rd,máx}$ = 5380 kN (OK)

Como V_{Ed} = 562,16 KN ≤ $V_{Rd,c}$ = 564 kN não é necessário de armadura de punçoamento

6
DEFORMAÇÃO

6.1. GENERALIDADES DO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

O controlo da deformação dos elementos estruturais é fundamental para não comprometer o funcionamento e o aspecto da estrutura. Deste modo a deformação não deve condicionar o funcionamento de equipamentos ou máquinas, nem proporcionar a acumulação de águas pluviais ou outras, é necessário também garantir que a deformação não ponha em causa a integridade de elementos não estruturais (divisórias, envidraçados, acabamentos, etc.) [16].

De forma a não afectar a aparência do edifício a flecha em vigas e lajes deve ser limitada a l/250. No dimensionamento dos elementos estruturais pode-se balizar a flecha, limitando-as a um nível que não cause fissuração nos panos de enchimento ou projectar os elementos não estruturais de forma a acomodar os movimentos da estrutura. Para reduzir a flecha também pode ser introduzida uma contra flecha, à qual não deve exceder l/250 [17].

As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para acções quase-permanentes. [9].

Os meios para limitar as flechas, particularmente sob acções de longa duração, devem ser os seguintes [17]:

- Uso de valores baixos da relação vão/altura, l/h;
- Uso de sistemas estruturais que fornecem restrição às rotações nos suportes, por exemplo, por meio de continuidade;
- Betão de alta resistência, tendo baixa relação água/cimento, - boa cura de endurecimento adequado antes da aplicação da carga, evitar cargas excessivas durante a construção;
- Reduzir as zonas de fendilhação pré-esforçando;
- Adicionar armaduras de compressão, se as tensões de compressão para as acções de longa duração são altas;
- Reduzir as tensões sobre-dimensionamento a armadura de tracção longitudinal;
- Aplicar as cargas à estrutura o mais tarde possível;

Estas soluções são no entanto muitas vezes incompatíveis com os prazos de execução e de entrega da obra ao seu dono.

Fig. 6.1 – Exemplo de flechas excessivas

6.2. EFEITO DA FENDILHAÇÃO, DA FLUÊNCIA E DA RETRACÇÃO DO BETÃO NO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

A deformação de um elemento de betão armado sujeito a esforços de tracção ou flexão deve ter em consideração, para além das características de deformabilidade do betão e da existência de armaduras longitudinais, a fendilhação do betão e o comportamento diferido do betão, em resultado a sua fluência e retracção [16].

6.2.1. EFEITO DA FENDILHAÇÃO DO BETÃO

A fendilhação dos elementos estruturais poderá ter várias causas associadas, das quais destacamos: fendilhação devida a acções directas, fendilhação resultante de deformações impostas, fendilhação devida à retracção plástica e ao assentamento do betão fresco, fendilhação devida à corrosão [16].

O comportamento real em condições de serviço de uma estrutura de betão armado ou pré esforçado pode diferir sensivelmente do modelo elástico linear. A diferença resulta essencialmente do betão, por um lado, e dos efeitos diferidos, ou seja da retracção e fluência por outro. Quando a solicitação aumenta, um elemento estrutural de betão passa por diferentes estados como ilustra a figura 6.2 no caso de um tirante de betão armado [16].

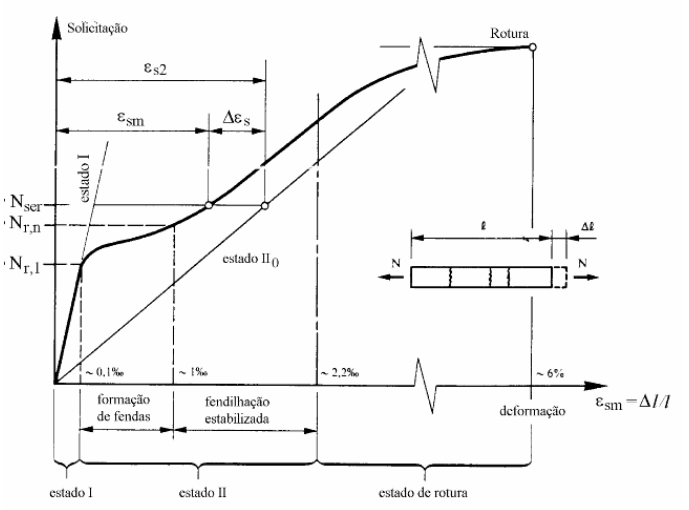


Fig. 6.2 – Diagrama força deformação característica de um tirante de betão armado [16]

Onde há o aparecimento de três estados, o estado I, o estado II e por fim o estado de rotura [16].

- Estado I - O elemento estrutural não está fendilhado e as tensões de tracção permanecem inferiores à resistência do betão à tracção,
- Estado II – Solicitação ultrapassa o esforço NR1 correspondente ao valor mínimo da resistência do betão à tracção; a extensão média para a qual aparece a primeira fenda é da ordem 0,1‰.
- Estado de rotura – O comportamento torna-se não linear quando a armadura ultrapassa o seu limite de elasticidade (cerca de 2,3‰ para o aço A500). A rotura propriamente dita só se verifica quando a armadura atingir a sua deformação máxima, por volta de 6 a 8 % para aços A500 correntes.

A solicitação indicada da na figura 6.2 pode resultar de uma força aplicada ou de uma deformação imposta. No caso de uma força aplicada observa-se que após a formação de cada nova fenda a deformação aumenta sob uma força N constante (figura 6.3a). No caso de ser imposta uma deformação ao tirante, observa-se pelo contrário, que após a formação de cada nova fenda surge uma diminuição brusca do esforço N sob a deformação Δl constante (figura 6.3b) [16].

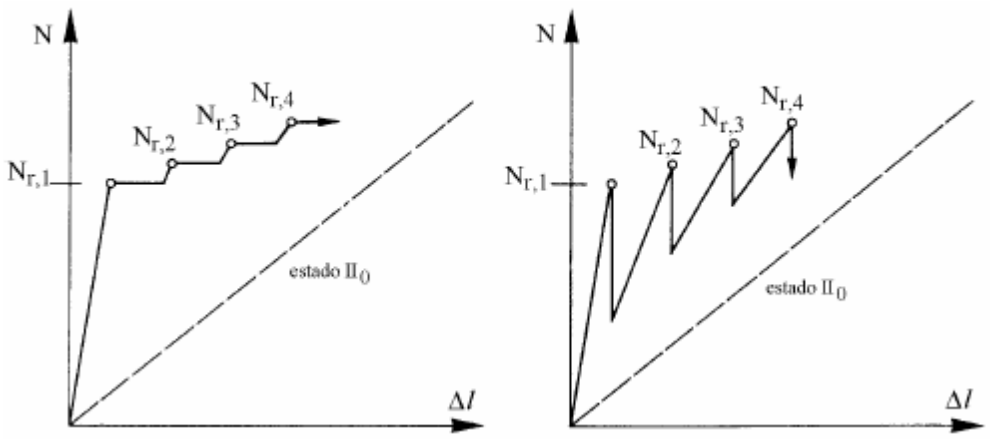


Fig. 6.3 – Comportamento diferente conforme a solicitação de tracção é provocada por: a) força aplicada; b) deformação imposta

Para o cálculo da deformação em elementos fendilhados sujeitos a momentos flectores, é necessário definir o valor médio da extensão da armadura traccionada para estimar a fendilhação e o valor médio da curvatura para calcular as deformações. Estes valores são obtidos para secções não fendilhadas, considerando o betão traccionado, o betão comprimido e a armadura (estado I), e para secções fendilhadas, não considerando senão o betão e a armadura (estado II). Podem ser definidos com a ajuda de coeficientes de repartição indicando as contribuições respectivas do estado I e do estado II_0 [16].

O modelo real pode ser representado por duas partes de comprimentos l_1 e l_2 variáveis em função das solicitações: uma trabalhando em estado I e outra em estado II_0. O modelo fica definido se conhecermos o comportamento nos estados I e II_0 e os comprimentos l_1 e l_2; estes fixam a partição dos estados extremos ao valor médio. Esta partição é dada pelo coeficiente de repartição ζ que define os comprimentos [16]:

$$l_1 = (1 - \zeta) \cdot l \qquad (6.1)$$

$$l_1 = \zeta \cdot l \qquad (6.2)$$

Para elementos solicitados em flexão simples, o elemento real de comprimento l, ao longo do qual se supõe um momento de flexão constante, é substituído por um modelo composto de duas partes, uma trabalhando em estado I (secção não fendilhadas) e outra trabalhando em estado II_0 (secções fendilhadas, não considerando senão o betão comprimido e a armadura) [16].

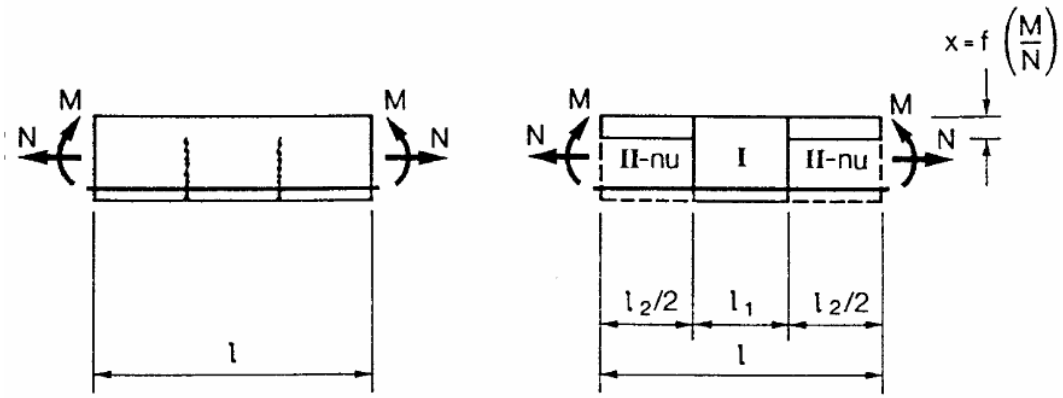


Fig. 6.4 – Modelo de cálculo para a flexão simples

A igualdade das extensões da armadura no elemento e no modelo conduz a:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} = \frac{l_1 \cdot \varepsilon_{s1} + l_2 \cdot \varepsilon_{s2}}{l} \qquad (6.3)$$

Donde:

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{s1} + \zeta \cdot \varepsilon_{s2} \qquad (6.4)$$

Com

$$(1 - \zeta) = \frac{l_1}{l} \qquad (6.5)$$

$$\zeta = \frac{l_2}{l} \qquad (6.6)$$

Da mesma forma, a deformação relativa média do betão situado na fibra extrema comprimida será:

$$\varepsilon_{cm} = (1-\zeta)\cdot\varepsilon_{c1} + \zeta\cdot\varepsilon_{c2} \qquad (6.7)$$

O coeficiente de repartição ζ intervindo nesta equação é dado por:

$$\zeta = 1 - \beta_1\cdot\beta_2\cdot\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2 = 1 - \beta_1\cdot\beta_2\cdot\left(\frac{M_r}{M}\right)^2 \qquad (6.8)$$

$$= 0 \text{ para } \sigma_{s2} < \sigma_{sr} \text{ , seja } M < M_r \qquad (6.9)$$

Onde, M_r é o momento de fendilhação

($M_r = f_{ct}\, W_1$ modulo de flexão)

A curvatura média é definida duma maneira geral pela expressão seguinte:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{M}{EI_m} = \frac{\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}}{d} \qquad (6.10)$$

$$\begin{cases}\varepsilon_{sm} = (1-\zeta)\cdot\varepsilon_{s1} + \zeta\cdot\varepsilon_{s2}\\ \varepsilon_{cm} = (1-\zeta)\cdot\varepsilon_{c1} + \zeta\cdot\varepsilon_{c2}\end{cases} \qquad (6.11)$$

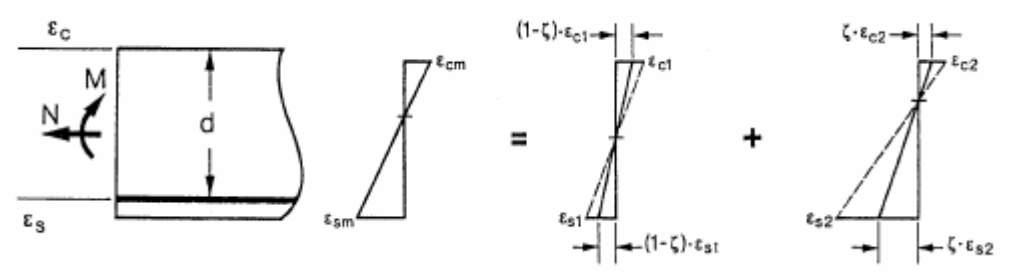


Fig. 6.5 – Curvatura média – flexão simples

A curvatura média obtém-se através das equações 6.11 e 6.10:

$$\frac{1}{r_m} = (1-\zeta)\cdot\frac{1}{r_1} + \zeta\cdot\frac{1}{r_2} \qquad (6.12)$$

6.2.2. EFEITO DA FLUÊNCIA

A fluência é, de uma forma geral, uma característica do betão que considera o aumento da deformação no tempo sob acções constantes. As cargas permanentes são as únicas que o influenciam. Ao ser aplicada ao betão uma tensão, por hipótese constante no tempo, esquematicamente considera-se uma

deformação elástica instantânea, seguida de uma deformação que se processa no tempo (deformação de fluência).

A fluência depende de [18]:

- Idade do carregamento (t0);
- Período do carregamento (t-t0);
- Humidade relativa do ambiente;
- Temperatura relativa do ambiente;
- Composição do betão;
- Consistência do betão;
- Forma da secção;

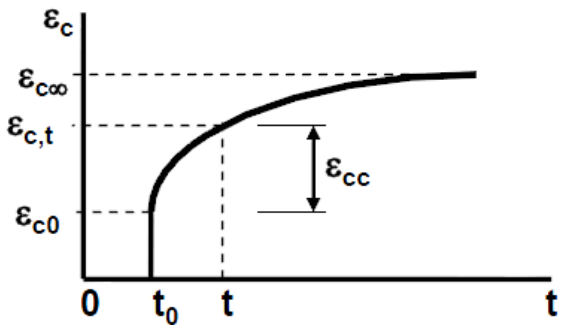


Fig.6.6 – Efeito da fluência no betão

O betão, sujeito a uma tensão no instante t_0 sofre uma deformação instantânea ε_{c0} a qual aumenta com o tempo, atingindo o valor ε_{ct} no instante t [16].

ε_{c0} – Deformação instantânea

$\varepsilon_{c\infty}$ – Deformação a tempo infinito

ε_{ct} – Deformação por fluência entre t_0 e t

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é a relação entre a deformação por fluência e a deformação instantânea [16]:

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0} \qquad (6.13)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c0} \qquad (6.14)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \qquad (6.15)$$

Em que:

σ_c – Tensão constante na idade t_0

$\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência na idade t correspondente aplicação da tensão inicial na idade t_0

E_c – Módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias de idade

O coeficiente de fluência é função do módulo de elasticidade tangente $E_c = 1{,}05 \cdot E_{cm}$ [16].

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} \Longrightarrow \varepsilon_{ct} = \varepsilon_{c0} + \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c0} \Longrightarrow \varepsilon_{ct} = \big(1 + \varphi(t, t_0)\big) \cdot \varepsilon_{c0} \Longrightarrow$$
$$\varepsilon_{ct} = \big(1 + \varphi(t, t_0)\big) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Designa-se por módulo de elasticidade efectiva o valor do módulo de elasticidade que tem em consideração a deformação total por fluência do betão [16].

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1+\varphi(t,t_0))} \qquad (6.16)$$

Nas expressões para o cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efectiva [16].

$$\frac{1}{R_I} = \frac{M}{E_{c,eff} I_I} \; e \; \frac{1}{R_{II}} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{II}} \qquad (6.17)$$

De acordo com as expressões previstas no eurocódigo 2 [9] podemos calcular o coeficiente de fluência, onde temos:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_0(t, t_0) \qquad (6.18)$$

Em que:

φ_0 – Coeficiente de fluência e pode ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad (6.19)$$

φ_{RH} – Factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, para\ f_{cm} \leq 35\ MPa \qquad (6.20)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2, para\ f_{cm} > 35\ MPa \qquad (6.21)$$

RH – humidade do meio ambiente, em %;

$\beta(f_{cm})$ – Factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad (6.22)$$

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade

$\beta(t_0)$ – Factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \qquad (6.23)$$

h_0 – Espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad (6.24)$$

A_c – área da secção transversal

u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente

$\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}\right]^{0,3} \qquad (6.25)$$

t – idade do betão, em dias, na data considerada

t_0 – idade do betão, em dias, à data do carregamento

$t - t_0$ – duração não corrigida do carregamento em dias

β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). Pode ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \; para \; f_{cm} \leq 35 \qquad (6.26)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \; para \; f_{cm} \geq 35 \qquad (6.27)$$

$\alpha_{1/2/3}$ – Coeficientes que tem em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad (6.28)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad (6.29)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \qquad (6.30)$$

6.2.3. EFEITO DA RETRACÇÃO

A retracção resulta de uma reacção química entre os componentes do cimento e da água, a quando da elaboração do betão. Quando estes reagem forma-se a pasta de cimento ligando os materiais inertes libertando-se calor, sendo portanto uma reacção exotérmica. Esta reacção traduz-se numa diminuição das dimensões das peças de betão durante o seu endurecimento, terminando teoricamente ao fim de 28 dias, no entanto quando se trata de peças de grandes dimensões o processo perlonga-se por 2 a 3 anos. A retracção é uma reacção permanente, assim se considera, visto o seu efeito ser gravoso para a estrutura.

Durante o processo de cura e endurecimento, o betão passa por mudanças de volume significativas, que é necessário ter em conta no projecto e no cálculo da estrutura. Quando o endurecimento ocorre ao ar livre, o betão encolhe, enquanto que se se verificar na água, funciona de modo oposto, o betão expande.

Estas mudanças no volume dependem de muitos factores, dentre os quais podemos citar a dosagem e tipo de cimento, humidade, idade, cura, etc. Os betões muito ricos em cimento tendem a ter mais diminuição de retracção e por isso muitas vezes é limita a sua dose. Por esta razão, quando se quer evitar uma diminuição de retracção grande, deve-se empregar menos de 400 quilos de cimento por metro cúbico de betão. Também o teor de humidade e a influência da atmosfera, como dito acima, aumenta a retracção em climas secos. Como o valor médio da retracção da massa de betão podem ser tomadas ε_0 = 0,00035 = 0,35 mm / m, que pode ser maior em climas secos e menor em climas húmidos.

A extensão de retracção do betão pode ser determinada de acordo com as expressões previstas no eurocódigo 2 [9]:

A extensão total de retracção é constituída por duas componentes, a extensão de retracção de secagem e a extensão de retracção autogénea. A extensão de retracção por secagem evolui lentamente, uma vez que é função da migração da água através do betão endurecido. A extensão de retracção autogénea desenvolve-se durante o endurecimento do betão: desenvolve-se portanto, na sua maior parte nos primeiros dias após a betonagem. A retracção autogénea é uma função linear da resistência do betão. Deve ser considerada de modo específico quando se coloca betão novo sobre betão endurecido. Assim o valor da extensão total de retracção ε_{cs} é igual a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad (6.31)$$

Em que:

ε_{cs} – Extensão total de retracção

ε_{cd} – Extensão de retracção por secagem

ε_{ca} – Extensão de retracção autogénea

O valor final da extensão de retracção por secagem, $\varepsilon_{cd,\infty}$ é igual a:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad (6.32)$$

$\varepsilon_{cd,0}$ – Extensão de retracção por secagem de referencia

k_h – coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u \qquad (6.33)$$

Em que:

A_c – Área da secção transversal do betão;

u – Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem;

Tabela 6.1 – Valores de K_h na expressão 3.9

h_0	k_h
100	1,0
200	0,80
300	0,75
≥500	0,70

$\varepsilon_{cd,0}$ é dado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \qquad (6.34)$$

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \qquad (6.35)$$

Em que:

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa)

f_{cmo} – 10 MPa

α_{ds1} – Coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 3 para cimento da classe S

= 4 para cimento da classe N

= 6 para cimento da classe R

α_{ds2} – Coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,13 para cimento da classe S

= 0,12 para cimento da classe N

= 0,11 para cimento da classe R

RH – Humidade relativa ambiente (%)

RH_0 – 100%

A evolução com o tempo da extensão de retracção por secagem é dada por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad (6.36)$$

Em que:

$\varepsilon_{cd,0}$ – Extensão de retracção por secagem de referencia

k_h – coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{{h_0}^3}} \qquad (6.37)$$

t – idade do betão, em dias, na data considerada

t_s – idade do betão (dias) no inicio da retracção por secagem (ou expansão). Normalmente corresponde ao fim da cura

h_0 – espessura equivalente (mm) da secção transversal

$$h_0 = 2 \cdot A_c/u \qquad (6.38)$$

Em que:

A_c – Área da secção transversal do betão;

u – Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem;

A extensão de retracção autogénea é dada por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \qquad (6.39)$$

Em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \qquad (6.40)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp(-0{,}2 \cdot t^{0{,}5}) \qquad (6.41)$$

Em que t é expresso em dias.

Se uma peça de betão armado com armadura estiver sujeita a uma deformação por retracção ε_{cs}, temos [16]:

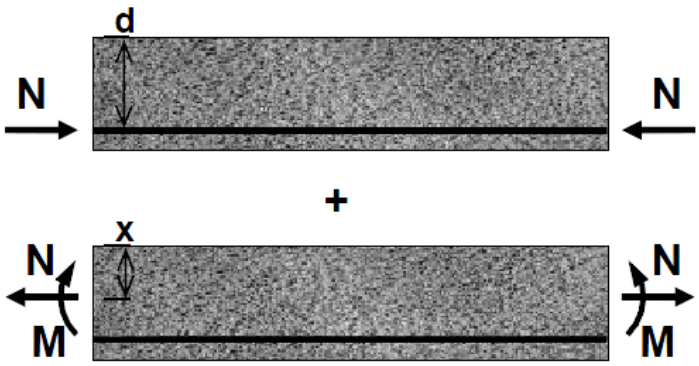


Fig.6.7 – Deformação por retracção do betão

Através das forças de equilíbrio temos:

$$N = \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A \qquad (6.42)$$

$$M = \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A \cdot (d - x) \qquad (6.43)$$

A curvatura é dada por:

$$\frac{1}{R_I} = \frac{M}{E_c I} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A \cdot (d-x)}{E_c I} \qquad (6.44)$$

6.3. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

6.3.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODE SER DISPENSADO

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, em situações normais, problemas de deformação. Verificações mais rigorosas são necessárias para os elementos que não respeitem esses limites ou nos casos em que sejam convenientes outros limites que não os considerados no métodos simplificados, como no caso em estudo [9].

Desde que as vigas ou as lajes de betão armado de edifícios sejam dimensionadas de forma a satisfazerem os limites da relação vão/altura, pode admitir-se que a respectiva flecha não iram exceder os limites estabelecidos em 6.1. O valor limite da relação vão/altura pode ser obtido pelas expressões (6.45) e (6.46), multiplicando o valor assim obtido por coeficientes de correcção para ter em conta o tipo das armaduras utilizadas assim como outras variáveis. Na formulação destas expressões não foi tida em conta qualquer contra-flecha [9].

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \; se\ \rho \leq \rho_0 \qquad (6.45)$$

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho'}{\rho_0}\right)\right] \; se\ \rho > \rho_0 \qquad (6.46)$$

Em que:

l/d – Valor limite da relação vão/altura;

K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

ρ_0 – Taxa de armadura de referência = $\sqrt{f_{ck}}10^{-3}$

ρ – Taxa de armadura de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido as acções de cálculo (no apoio no caso de uma consola);

ρ' – Taxa de armadura de compressão necessária a meio vão para equilibrar o momento devido as acções de cálculo (no apoio no caso de uma consola);

As expressões foram (6.45) e (6.46) foram obtidas admitindo que, para as acções no estado limite de utilização, a tenção no aço, numa secção fendilhada a meio vão de uma viga ou de uma laje ou apoio de uma consola, é igual a 310 MPa (o que corresponde aproximadamente a f_{yk} =500 MPA). No caso de outros níveis de tensão, os valores obtidos pela expressão (6.45 e 6.46) devem ser multiplicados por $310/\sigma_s$. Normalmente será conservativo admitir-se que [9]:

$$310/\sigma_s = 500/\left(f_{yk} \cdot A_{s,req}/A_{s,prov}\right) \qquad (6.47)$$

Em que:

σ_s – Tensão de tracção no aço e meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as acções de calculo no estado limite de utilização;

$A_{s,prov}$ – Área da secção de armaduras existentes nas secção;

$A_{s,\ req}$ – Área de araduras necessárias na secção no estado limite último.

No caso de secções em T com uma relação entre a largura do banzo e a largura da alma superior a 3, os valores de l/d, dados pela expressão (6.45 e 6.46), devem ser multiplicados por 0,8.

No caso de vigas e de lajes, com excepção de lajes fungiformes, com vãos superiores a 7m que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de l/d dados pela expressão (6.45 e 6.46), devem ser multiplicados por l/ l_{eff} (l_{eff} em metros).

No caso de lajes fungiformes em que o vão maior é superior a 8,5m e que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de l/d dados pela expressão (6.45 e 6.46), devem ser multiplicados por 8,5 / l_{eff} (l_{eff} em metros).

Tabela 6.2 – Valores básicos da relação vão altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado (ρ=1,5%)	Betão levemente solicitado (ρ=0,5%)
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga continua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de um laje armada em duas direcções continua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje se vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao vão maior)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

6.3.2. CÁLCULO DE FLECHAS – MÉTODO BILINEAR [17]

O Método Bilinear é um método simplificado limitado ao cálculo de flechas. É baseado na constatação que, no estado de serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por de uma lei bilinear, que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura.

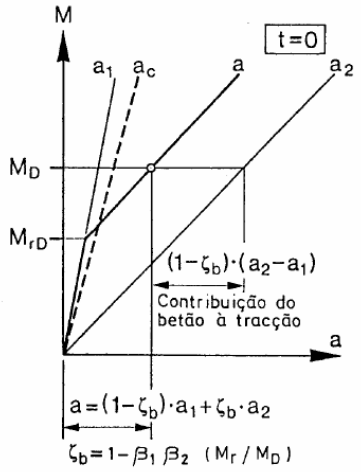


Fig. 6.8 – Relação bilinear momento flecha

O método consiste em calcular em princípio, a partir da flecha de base a_c (resultante de um calculo elástico com rigidez EI_c do betão apenas), os valores extremos a_1 e a_2 é efectuado considerando apenas as características da secção determinante o que leva a desprezar o efeito da variação da armadura e da solicitação ao longo do elemento. Considerando a viga bi-encastrada sujeita a carga uniforme, a flecha resultante do cálculo por integração é fundamentalmente ditada pela zona determinante que corresponde à secção de momentos positivos máximos no vão que aproximadamente coincide com a secção de que queremos determinar a flecha. No caso de vigas em consola a secção determinante coincide com a secção de encastramento.

Note-se que na aplicação do método poderá eventualmente ser efectuada uma ponderação tendo em conta o estado da peça nas outras secções que não a determinante, obtendo-se uma melhor aproximação.

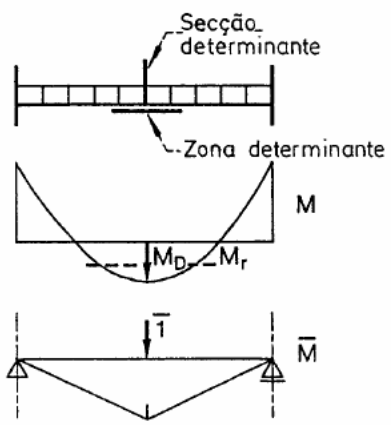


Fig. 6.9 – Zona e secção determinante para o cálculo da flecha

6.3.2.1. Flexão simples – simplificações utilizadas

i. Simplificação relativa ao coeficiente de repartição, ζ

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_r^2}{M^2} \qquad (6.48)$$

$$= 0 \text{ para } M < M_r \qquad (6.49)$$

Para um dado nível de carga este coeficiente é variável ao longo do elemento. Vamos no entanto admitir as seguintes simplificações.

- O momento de fendilhação M_r é suposto constante ao longo do elemento e igual ao momento de fendilhação calculado na secção determinante:

$$M_r = M_{rd} \qquad (6.50)$$

- O momento flector M, variável, é suposto constante; admite-se igual à média geométrica dos momentos M_{rD} e M_D na secção determinante, onde o M_D é o momento total devido as cargas nesta secção, para a combinação em análise:

$$M = \sqrt{M_{rD} \cdot M_D} \qquad (6.51)$$

O coeficiente de repartição, ζ_b, para o método bilinear é assim:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$$

$$= 0 \text{ para } M < M_r$$

Com:

M_D – Momento flector total, sob a combinação de acções consideradas, na secção determinante;

M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante;

β_1, β_2 – coeficientes já definidos;

ii. Simplificação relativas as flechas extrema a_1 e a_2

Se a variação das armaduras na zona determinante é ligeira, podemos calcular as flechas extremas a_1 e a_2, de uma maneira aproximada, apenas considerando as características da secção determinante.

As flechas extremas a_1 e a_2 para os estados I e II_0 são obtidas a partir da flecha a_c (considerando o betão no estado I e desprezando a armadura) multiplicando esta flecha por coeficientes de correcção K a fim de ter em conta:

- O efeito da armadura (coeficientes k_{s1} e k_{s1}, para os estados I e II_0 ou k_A^I e k_A^{II});
- O efeito de afluência (coeficientes $k_{\psi 1}$ e $k_{\psi 2}$, ou k_ψ^I e k_ψ^{II});
- O efeito de retracção (coeficientes k_{cs1} e k_{cs2}, ou k_s^I e k_s^{II});

6.3.2.2. Cálculo da flecha provável

a) Flecha a_c – valor base

A flecha a_c de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e sem terem em conta a armadura ($EI = E_cI_c$). Representa o valor da base que nos permite exprimir os dois valores extremos a_I e a_{II0} (a_1 e a_2) da flecha a. Para alguns casos correntes da prática existem tabelas que facilitam o cálculo de a_c.

b) Flecha a_I – estado I

O valor de base, a flecha a_c, é calculado sem considerar a influência da armadura (traccionada e comprimida) sobre as características geométricas da secção. Esta influência não e desprezável a partir de um certo valor de percentagem ($\rho > 0{,}5\%$) e provoca um aumento da rigidez e o deslocamento do centro de gravidade.

Considerando o efeito da armadura, obtemos uma flecha $a_1 < a_c$. a introdução do efeito das armaduras pode obter-se com a ajuda de um coeficiente de correcção k_A^I e do valor de base a_c; para t = 0.

$$a_I^{t=0} = K_A^I \cdot a_c \qquad (6.52)$$

Para obter a fecha do tempo t, introduzimos o coeficiente k_ψ^I (para afluência) e os coeficientes α_s, k_s^I (para a retracção) e encontramos:

$$a_I^t = a_I^{t=0} + a_{IG}^{t=0} \cdot k_\psi^I \cdot \psi + \alpha_s \cdot K_s^I \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot l^2/d \qquad (6.53)$$

Se se considerar apenas a parcela de cargas permanentes:

$$a_{IG}^t = k_A^I \cdot \left(1 + K_\psi^t \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \qquad (6.54)$$

Nestas expressões (6.52), (6.53) e (6.54) o significado dos símbolos são os seguintes:

a_{cG} – flecha de base devido às cargas permanentes;

a_I (= a_1) – flecha no estado I;

a_{IG} – flecha a_I devido às cargas permanentes;

k_A^I – Coeficiente de correcção para secções rectangulares

k_ψ^I – Coeficiente de correcção para secções rectangulares

k_s^I – Coeficiente de correcção para secções rectangulares

α_s – coeficiente dependendo do sistema estático e da distribuição longitudinal das armaduras, com valores aproximados de:

- αs = 1/16 vigas duplamente encastradas
- αs = 1/8 vigas simplesmente apoiadas
- αs = 1/2 vigas em consola

ψ – Coeficiente de afluência (ψ_c)

ε_{cs} – Retracção especifica

d – Altura útil (para secções em T, d deve ser substituído pela altura total h)

l – Vão

c) Flecha a_{IIo} – estado II_0

Desprezando a participação do betão traccionado entre fendas, obtemos uma flecha $a_{IIo} > a_c$ que evidentemente, pode ser considerada como o extremo superior da flecha provável a.

Exprimindo a flecha a_{IIo} com a ajuda do valor base a_c e de um coeficiente de correcção k_A^{II}, obtém-se para t = 0:

$$a_{II_0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot a_c \text{ , secçao rectangular} \qquad (6.55)$$

$$a_{II_0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot a_c \text{ , secçao em T} \qquad (6.56)$$

Introduzindo o coeficiente k_ψ^{II} (para a fluência) e os coeficientes α_s, k_s^{II} (para a retracção), obtém-se para o tempo t,

$$a_{II_0}^{t} = a_{II_0}^{t=0} + a_{II_{0G}}^{t=0} \cdot k_\psi^{II} \cdot \psi + \alpha_s \cdot K_s^{II} \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot l^2/d \qquad (6.57)$$

Se se considerar apenas a parcela das cargas permanentes:

$$a_{II_{0G}}^{t} = k_A^{II} \cdot \left(1 + K_\psi^{II} \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \qquad (6.58)$$

Com:

a_{IIo} – flecha no estado II_0;

a_{IIoG} – flecha a_{IIo} devida às cargas permanentes;

k_A^{II} – Coeficiente de correcção para secções rectangulares;

k_ψ^{II} – Coeficiente de correcção para secções rectangulares;

k_s^{II} – Coeficiente de correcção para secções rectangulares;

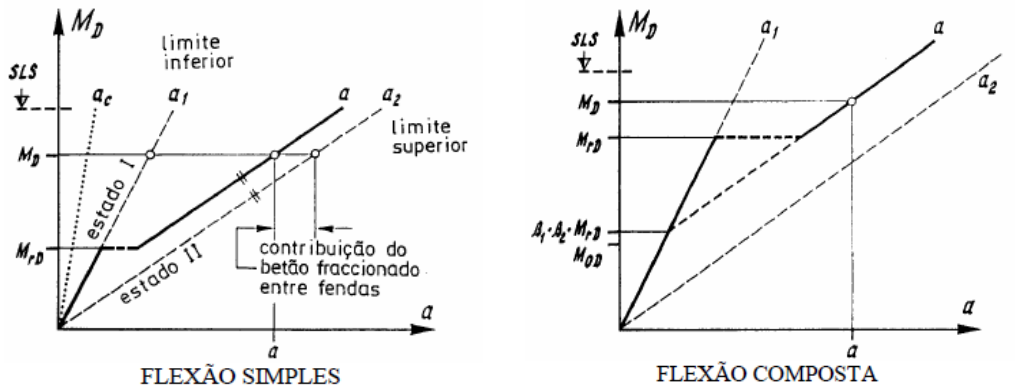
d) Flecha provável a

Com a aproximação bilinear, a relação que determina a flecha provável a, no domínio das cargas de utilização, é a seguinte:

$$a = a_I \qquad se\ M < M_r \qquad (6.59)$$

$$a = (1-\zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \qquad se\ M > M_r \qquad (6.60)$$

Com M e M_r definidos na secção determinante D(M_D, M_{rD}) e ζ e M_r definidos de acordo com a figura 6.10.



$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$$

$$= 0\ para\ M_D < M_{rD}$$

$$M_{rD} = W_{1D} \cdot f_{ct} \cong W_c \cdot f_{ct}$$

* χ_{12} – Distancia entre a posição do eixo neutro no estado I e no estado II_0

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$$

$$[para\ \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{rD} \geq M_{0D}]$$

$$= 0\ para\ M_D < M_{rD}$$

$$\zeta = 1 - \frac{M_{0D}}{M_D}$$

$$[para\ \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{rD} < M_{0D}]$$

$$= 0\ para\ M_D < M_{rD}$$

$$M_{rD} = W_1 \cdot \left(f_{ct} - \frac{N}{A_1}\right) \cong W_1 \cdot \left(f_{ct} - \frac{N}{A_c}\right)$$

$$M_{0D} = -N \cdot \chi_{12}^* \cdot \frac{1}{1 - k_s^I / k_s^{II}}$$

Fig. 6.10 – Definição dos valores ζ, M_{rD} e M_0

6.3.2.3. Extensão do método ao cálculo de flechas em lajes [17]

Para determinar a flecha provável de uma laje de betão ou pré-esforçado poderemos aplicar o método bilinear, procedendo como segue:

a) Cálculo de a_c por um método clássico da elasticidade. A este nível, o efeito da anisotropia pode ser introduzido, sendo no entanto desprezável na maior parte dos casos.
b) Cálculo de momentos máximos por faixa de largura unitária, $m_{x,máx}$, $m_{y,máx}$. A secção na qual actua o maior momento positivo é a determinante (esta secção não coincide necessariamente com a secção de flecha máxima a_c); calcula-se para esta secção o momento de fendilhação e todos os coeficientes de correcção.

Calculo de a_I, a_{IIo} e da flecha provável a. As m_r, ρ e ρ' – são valores por unidade de largura.

6.4. LAJE FUNGIFORME MACIÇA

6.4.1. VERIFICAÇÃO AO CALCULO EXPLÍCITO DA FLECHA

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Longrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Longrightarrow \rho_0 = 0{,}00547$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Longrightarrow \rho = \frac{11{,}49 \times 10^{-4}}{1{,}0 \cdot 0{,}31} \Longrightarrow \rho = 0{,}003706$$

Como $\rho \leq \rho_0$ aplicou-se a expressão 6.45:

$$\frac{l}{d} = 1{,}2\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0{,}00547}{0{,}003706} + 3{,}2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0{,}00547}{0{,}003706} - 1\right)^{3/2}\right] \Longrightarrow \frac{l}{d} = 34{,}65$$

Aplicaram-se os factores de correcção e obteve-se:

$$310/\sigma_s = 500/(500 \cdot 11{,}12/11{,}49) \Longrightarrow K_s = 1{,}033$$

$$K_l = \frac{8{,}5}{l_{eff}} \Longrightarrow K_l = \frac{8{,}5}{8{,}85 + 0{,}80} \Longrightarrow K_l = 0{,}88$$

$$K_t = 1{,}0$$

Logo,

$$\frac{l}{d} = 34{,}65 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}033 \Longrightarrow \frac{l}{d} = 31{,}4$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} = \frac{8{,}85}{0{,}31} \Rightarrow \left(\frac{l}{d}\right)_{real} = 28{,}54$$

Como $\left(\frac{l}{d}\right)_{real} \leq \frac{l}{d}$, podemos concluir que não é necessário proceder ao calculo explícito da flecha. No entanto, este cálculo foi realizado como mais à frente se verá.

6.4.2. Coeficiente de fluência

Para o cálculo do coeficiente de fluência foi necessário ter em conta algumas considerações:

- Betão da classe N
- t = tempo de vida útil de projecto (50 anos);
- Humidade relativa média de 80%

Após as considerações feitas procede-se ao cálculo do coeficiente de fluência em que se utilizou as fórmulas referidas no ponto 6.2.1, dessa forma, aplicando a expressão 6.18, calculou-se o coeficiente de fluência:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, depende do coeficiente de fluência φ_0 e do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento $\beta_c(t, t_0)$, e que foram calculados pela expressão 6.19 e 6.21.

Aplicando a expressão 6.19 e 6.21 temos:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \Leftrightarrow \varphi_0 = 1{,}258 \cdot 0{,}49 \Leftrightarrow \varphi_0 = 1{,}675$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2, para\ f_{cm} > 35\ MPa \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 80/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{310{,}0}} \cdot 0{,}944\right] \cdot 0{,}984 \Leftrightarrow \varphi_{RH} = 1{,}258$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7} \Leftrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0{,}7} \Leftrightarrow \alpha_1 = 0{,}944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} \Leftrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0{,}2} \Leftrightarrow \alpha_1 = 0{,}984$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \Leftrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,5} \Leftrightarrow \alpha_1 = 0{,}960$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \Leftrightarrow \beta(38) = \frac{16{,}8}{\sqrt{38}} \Leftrightarrow \beta(38) = 2{,}725$$

Considerando a idade do betão à data de carregamento de 28 dias, vem que:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left(0{,}1 + t_0^{0,20}\right)} \Leftrightarrow \beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + 28^{0,20})} \Leftrightarrow \beta(t_0) = 0{,}49$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \Leftrightarrow h_0 = \frac{2 \cdot 1 \cdot 0{,}31}{2{,}0} \cdot 1000 \Leftrightarrow h_0 = 310{,}0$$

Aplicando a expressão 6.25 temos:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3} \Leftrightarrow \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(1825 - 28)}{(928 + 1825 - 28)}\right]^{0,3} \beta_c(t, t_0) = 0{,}88$$

Logo teremos um coeficiente de fluência de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \Leftrightarrow \varphi(t, t_0) = 1{,}675 \cdot 0{,}88 \Leftrightarrow \varphi(t, t_0) = 1{,}48$$

6.4.3. FLECHA BASE – a_c

A flecha base a_c é a flecha de um elemento não fendilhado, e foi obtido com o auxílio ao programa Robot Structural Analysis Professional. A flecha é conseguida a partir dos estados limites de serviço para a combinação quase permanente de acções.

O valor a que corresponde a flecha (a_c) é de 3,5 mm.

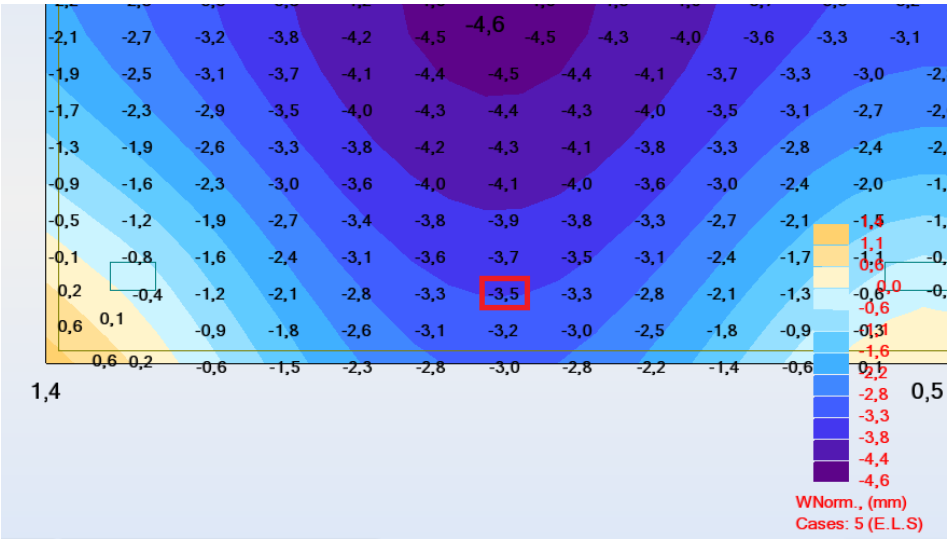


Fig. 6.11 – Flecha base a_c para laje fungiforme maciça

6.4.4. FLECHA a_I – ESTADO I

Para o cálculo da flecha a_I para o estado I, é necessário o determinar o valor do coeficiente de correcção k_A^I que considera o efeito das armaduras para uma idade t = 0, e k_ψ^I que considera o efeito de fluência para obter a flecha no tempo t, sendo estes dois coeficientes obtido através de análise de abacos.

Para a determinação dos coeficientes de correcção é necessário conhecer alguns dados para a consulta dos abacos, dentro dos quais destacamos:

- $d/h = 0{,}31/0{,}35 = 0{,}89$
- $d'/h = 0{,}04/0{,}35 = 0{,}11$
- $\chi \cdot \varphi = 0{,}8 \cdot 1{,}48 = 1{,}18$
- $\rho'/\rho = 0{,}001268/0{,}003242 = 0{,}39$
- $\alpha = E_s/E_c = 200/33 = 6{,}06$
- $\alpha \cdot \rho = 6{,}06 \cdot 0{,}39 = 0{,}02$

Através do ábaco da figura 6.12 obtivemos o valor de k_A^I que é dado pelo valor de 0,96.

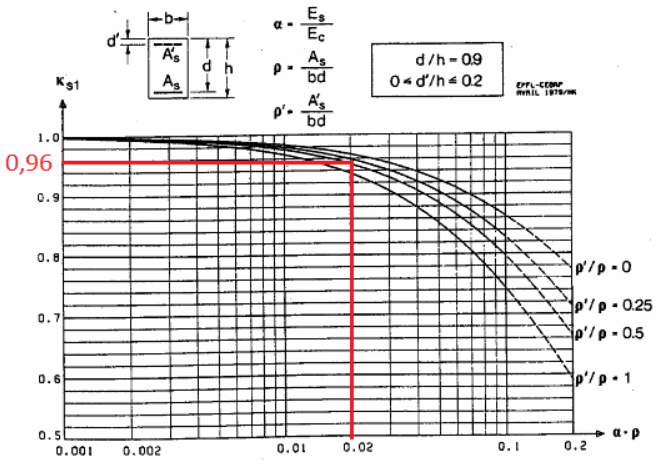


Fig. 6.12 – K_A^I

Logo aplicando a expressão 6.52, obtemos o valor da flecha a_I para a idade t = 0:

$$a_I^{t=0} = K_A^I \cdot a_c \Longrightarrow a_I^{t=0} = 0{,}96 \cdot 3{,}5 \Longrightarrow a_I^{t=0} = 3{,}36\ mm$$

Para a determinação do valor que tem em conta o efeito de fluência k_ψ^I usaremos uma interpolação entre o ábaco da figura 6.13 e o abaco da figura 6.14, uma vez que não existe um ábaco para a relação χφ = 1,18:

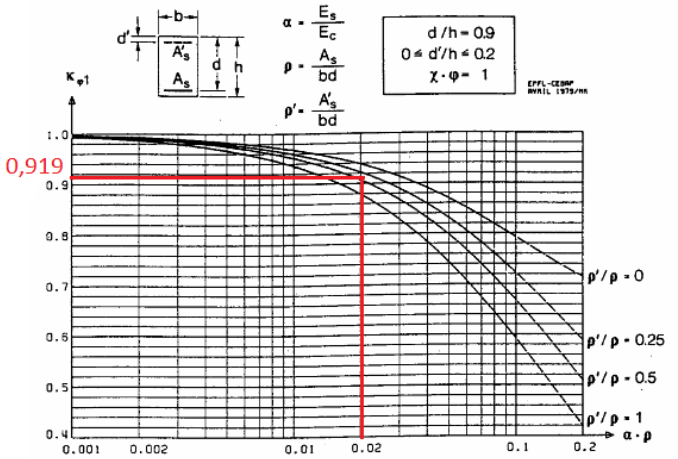


Fig. 6.13 – K_ψ^I

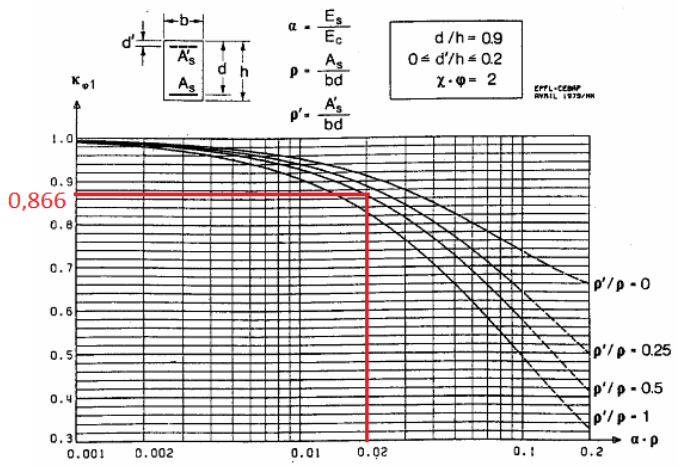


Fig. 6.14 – K_ψ^I

Por interpolação o valor de k_ψ^I é igual a 0,909.

Aplicando a expressão 6.54, obtemos o valor da flecha a_I para a idade t:

$$a_{IG}^t = k_A^I \cdot \left(1 + K_\psi^t \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \Longrightarrow a_{IG}^t = 0{,}96 \cdot (1 + 0{,}909 \cdot 1{,}48) \cdot 3{,}5 \Longrightarrow a_{IG}^t = 7{,}86\ mm$$

6.4.5. FLECHA a_{IIo} – ESTADO II

Para o cálculo da flecha a_{IIo} para o estado II, é necessário o determinar o valor do coeficiente de correcção k_A^{II} para uma idade t = 0, e k_ψ^{II} para uma idade no tempo t, sendo estes dois coeficientes obtido através de análise de ábacos.

Assim através do ábaco da figura 6.15 podemos retirar o valor de k_A^{II} que corresponde a 7,5.

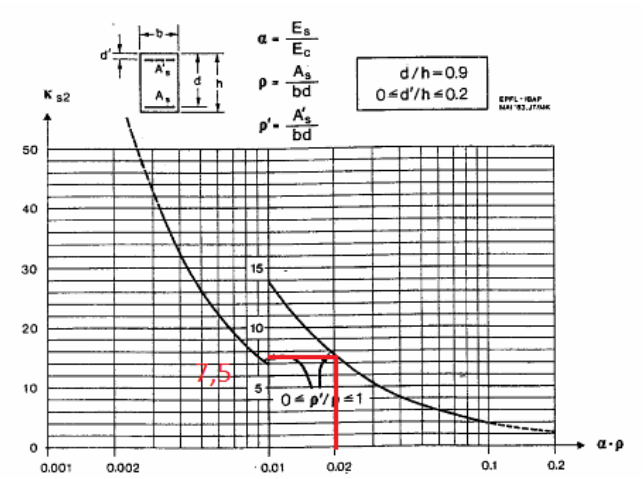


Fig. 6.15 – K_A^{II}

Por aplicação da expressão 6.65, obtemos o valor da flecha a_{IIo} para a idade t = 0:

$$a_{II_0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot a_c \Longrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 7{,}5 \cdot 3{,}5 \Longrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 26{,}25\ mm$$

Para a determinação do valor k_ψ^{II} usaremos uma interpolação entre o ábaco da figura 6.16 e o ábaco da figura 6.17, uma vez que não existe um ábaco para a relação χ x φ = 1,18:

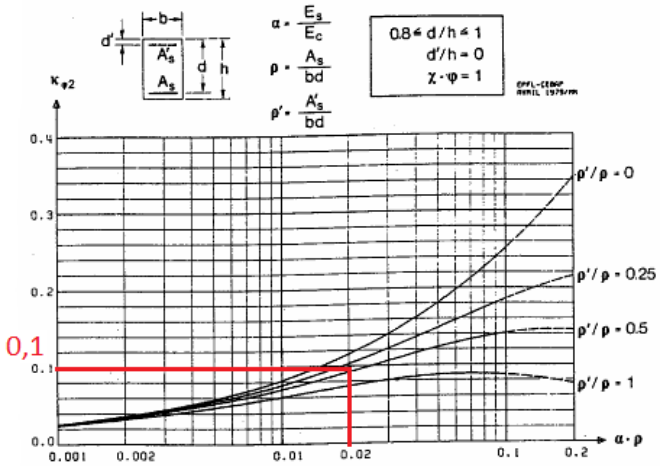


Fig. 6.16 – K_ψ^{II}

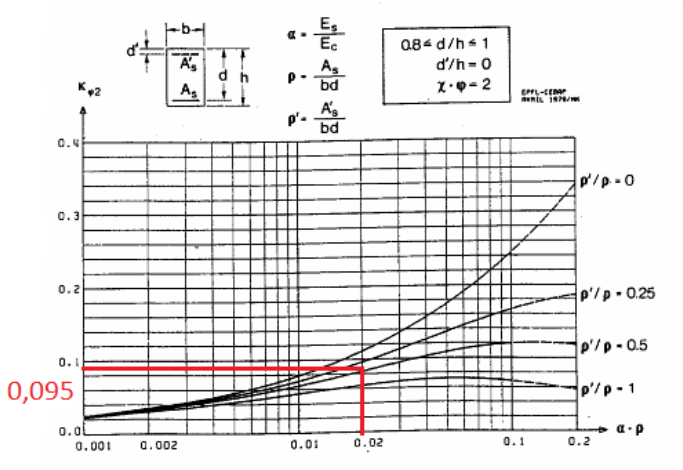


Fig. 6.17 – K_{ψ}^{II}

Por interpolação o valor de k_{ψ}^{II} é igual a 0,099.

Desta forma aplicando a expressão 6.58, obtemos o valor da flecha a_{IIo} para a idade t:

$$a_{II_{0G}}^{t} = k_A^{II} \cdot \left(1 + K_{\psi}^{II} \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \Longrightarrow a_{II_{0G}}^{t} = 7{,}5 \cdot (1 + 0{,}099 \cdot 1{,}48) \cdot 3{,}5 \Longrightarrow a_{II_{0G}}^{t} = 30{,}05\ mm$$

6.4.6. Flecha provável a

Para o calculo da flecha provável é necessário calcular o coeficiente de repartição ζ, na qual depende dos momentos de fendilhação na secção determinante M_{rD}, e do momento flector máximo M_D.

O valor do momento de fendilhação na secção determinante e do momento flector é dado por:

$$M_{rD} = W_c \cdot f_{ct} \Longrightarrow M_{rD} = 0{,}016 \cdot 2{,}9 \cdot 10^3 \Longrightarrow M_{rD} = 46{,}45\ KN \cdot m$$

$$M_D = máx\left(M_{x,máx}; M_{y,máx}\right) \Longrightarrow M_D = 84{,}15\ KN \cdot m$$

Logo o coeficiente de repartição é dado pela fórmula presente na figura 6.10, correspondendo aos seguintes valores:

$$Para\ t = 0 \Longrightarrow \zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \Longrightarrow \zeta = 1 - 1 \cdot 1 \cdot \frac{46{,}45}{84{,}15} \Longrightarrow \zeta = 0{,}448$$

$$Para\ t = t \Longrightarrow \zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \Longrightarrow \zeta = 1 - 1 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{46{,}45}{84{,}15} \Longrightarrow \zeta = 0{,}724$$

Para o cálculo da flecha provável utilizou-se a expressão 6.60:

$$para\ t = 0 \Longrightarrow a = (1-\zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \Longrightarrow a = (1-0{,}448)\cdot 3{,}36 + 0{,}448 \cdot 26{,}25 \Longrightarrow$$

$$a = 13{,}6{,}9\ mm$$

$$para\ t = t \Longrightarrow a = (1-\zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \Longrightarrow a = (1-0{,}724)\cdot 7{,}86 + 0{,}448 \cdot 30{,}05 \Longrightarrow$$

$$a = 23{,}90\ mm$$

Devido ao peso próprio da estrutura estar aplicado à estrutura antes da construção dos elementos não estruturais, é necessário retirar essa deformação inicial para obtermos apenas a flecha correspondente aos acréscimos de carga (paredes divisórias, revestimentos e paredes exteriores).

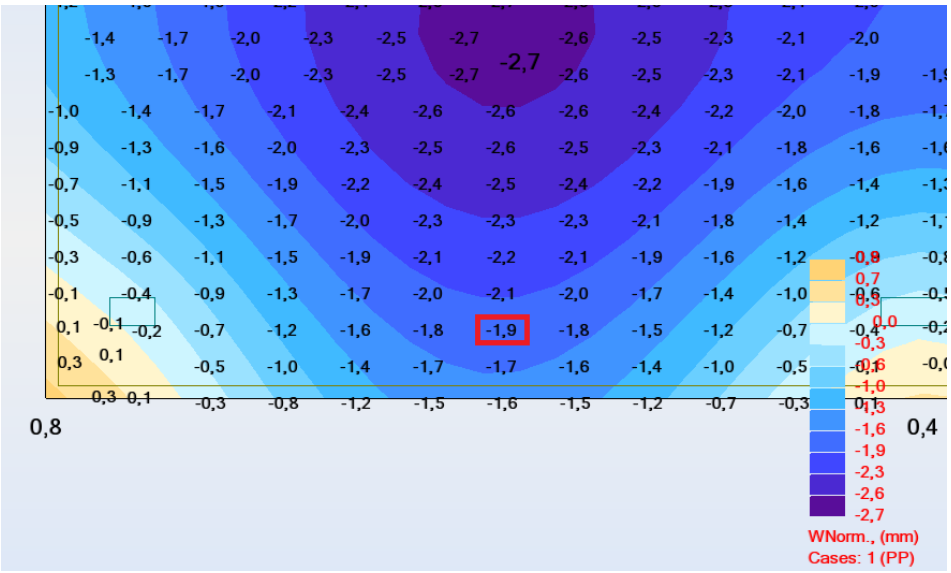


Fig. 6.18 – Flecha devida ao peso próprio da laje fungiforme maciça

Desta modo temos uma flecha provável de:

$$para\ t = 0 \Longrightarrow a = 13{,}69 - 1{,}9 \Longrightarrow a = 11{,}79\ mm$$

$$para\ t = t \Longrightarrow a = 23{,}90 - 1{,}9 \Longrightarrow a = 22{,}0\ mm$$

6.5. LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO

6.5.1. VERIFICAÇÃO AO CALCULO EXPLÍCITO DA FLECHA

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Longrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Longrightarrow \rho_0 = 0{,}00547$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Longrightarrow \rho = \frac{6{,}03 \times 10^{-4}}{1{,}0 \cdot 0{,}31} \Longrightarrow \rho = 0{,}0019{,}45$$

Como $\rho \leq \rho_0$ aplicou-se a expressão 6.45:

$$\frac{l}{d} = 1{,}2\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0{,}00547}{0{,}0019{,}45} + 3{,}2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0{,}00547}{0{,}0019{,}45} - 1\right)^{3/2}\right] \Longrightarrow \frac{l}{d} = 92{,}24$$

Aplicou-se os factores de correcção e obteve-se:

$$310/\sigma_s = 500/(500 \cdot 6{,}67/6{,}03) \Longrightarrow K_s = 0{,}90$$

$$K_l = \frac{8{,}5}{l_{eff}} \Longrightarrow K_l = \frac{8{,}5}{8{,}85 + 0{,}80} \Longrightarrow K_l = 0{,}88$$

$$K_t = 1{,}0$$

Logo,

$$\frac{l}{d} = 92{,}24 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}90 \Longrightarrow \frac{l}{d} = 73{,}05$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} = \frac{8{,}85}{0{,}31} \Longrightarrow \left(\frac{l}{d}\right)_{real} = 28{,}54$$

Como $\left(\frac{l}{d}\right)_{real} \leq \frac{l}{d}$, podemos concluir que não é necessário proceder ao cálculo explícito da flecha. No entanto, este cálculo foi realizado como mais à frente se verá.

6.5.2. Coeficiente de fluência

Para o cálculo do coeficiente de fluência foi necessário ter em conta algumas considerações:

- Betão da classe N
- t = tempo de vida útil de projecto (50 anos);
- Humidade relativa média de 80%

Após as considerações feitas, procede-se ao cálculo do coeficiente de fluência em que se utilizou as fórmulas referidas no ponto 6.2.1, dessa forma, aplicando a expressão 6.18, calculou-se o coeficiente de fluência:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$, depende do coeficiente de fluência φ_0 e do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento $\beta_c(t,t_0)$, e que foram calculados pela expressão 6.19 e 6.21.

Aplicando a expressão 6.19 e 6.21 temos:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \Longrightarrow \varphi_0 = 1{,}3{,}53 \cdot 0{,}49 \Leftrightarrow \varphi_0 = 1{,}801$$

Considerando uma humidade relativa média de 80 % vem:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2, para\ f_{cm} > 35\ MPa \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 80/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{127{,}50}} \cdot 0{,}944\right] \cdot 0{,}984 \Longrightarrow \varphi_{RH} = 1{,}353$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \Longrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,7} \Longrightarrow \alpha_1 = 0{,}944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \Longrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,2} \Longrightarrow \alpha_1 = 0{,}984$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \Longrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,5} \Longrightarrow \alpha_1 = 0{,}960$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \Longrightarrow \beta(38) = \frac{16{,}8}{\sqrt{38}} \Longrightarrow \beta(38) = 2{,}725$$

Considerando a idade do betão à data de carregamento de 28 dias:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left(0{,}1 + t_0^{0,20}\right)} \Longrightarrow \beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + 28^{0,20})} \Longrightarrow \beta(t_0) = 0{,}49$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \Longrightarrow h_0 = \frac{2 \cdot 0{,}1275}{2{,}0} \cdot 1000 \Longrightarrow h_0 = 127{,}50$$

Aplicando a expressão 6.25:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3} \Rightarrow \beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(1825-28)}{(523+1825-28)}\right]^{0,3} \Rightarrow \beta_c(t,t_0) = 0{,}93$$

Logo teremos um coeficiente de fluência de:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \Rightarrow \varphi(t,t_0) = 1{,}801 \cdot 0{,}89 \Rightarrow \varphi(t,t_0) = 1{,}67$$

6.5.3. FLECHA BASE – a_c

A flecha base a_c é a flecha de um elemento não fendilhado, e foi obtido com o auxílio ao programa Robot Structural Analysis Professional. A flecha é conseguida a partir dos estados limites de serviço para a combinação quase permanente de acções.

O valor a que corresponde a flecha (a_c) é de 6,4 mm.

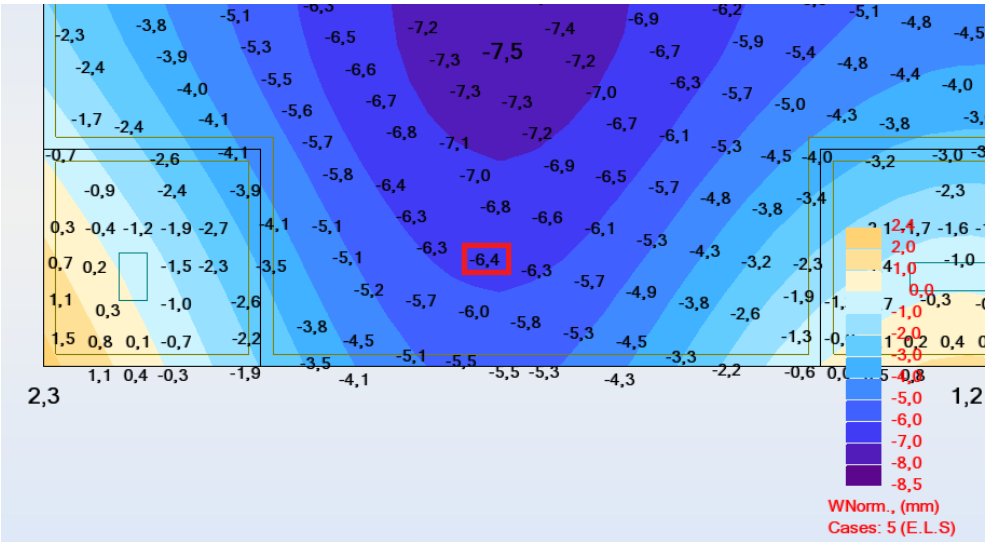


Fig. 6.19 – Flecha base a_c para lajes fungiformes aligeiradas

6.5.4. FLECHA a_I – ESTADO I

Para o cálculo da flecha a_I para o estado I, é necessário o determinar o valor do coeficiente de correcção k_A^I que considera o efeito das armaduras para uma idade t = 0, e k_ψ^I que considera o efeito de fluência para obter a flecha no tempo t, sendo estes dois coeficientes obtido através de análise de ábacos.

Para a determinação dos coeficientes de correcção é necessário conhecer alguns dados para a consulta dos ábacos, dentro dos quais destacamos:

- $d/h = 0{,}31/0{,}35 = 0{,}89$
- $d'/h = 0{,}04/0{,}35 = 0{,}11$

- $\chi \cdot \varphi = 0{,}8 \cdot 1{,}54 = 1{,}23$
- $\rho'/\rho = 0{,}005616/0{,}004431 = 0{,}79$
- $\alpha = E_s/E_c = 200/33 = 6{,}06$
- $\alpha \cdot \rho = 6{,}06 \cdot 0{,}004431 = 0{,}034$

Através do ábaco da figura 6.20 obtivemos o valor de k_A^I que é dado pelo valor de 0,90.

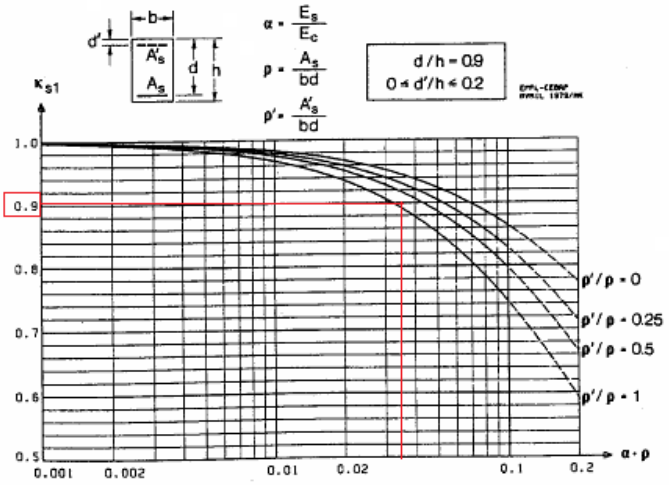


Fig. 6.20 – K_A^I

Logo aplicando a expressão 6.52, obtemos o valor da flecha a_I para a idade t = 0:

$$a_I^{t=0} = K_A^I \cdot a_c \Longrightarrow a_I^{t=0} = 0{,}90 \cdot 6{,}4 \Longrightarrow a_I^{t=0} = 5{,}76\ mm$$

Para a determinação do valor que tem em conta o efeito de fluência k_ψ^I usaremos uma interpolação entre o ábaco da figura 6.21 e o ábaco da figura 6.22, uma vez que não existe um ábaco para a relação χ x φ = 1,33:

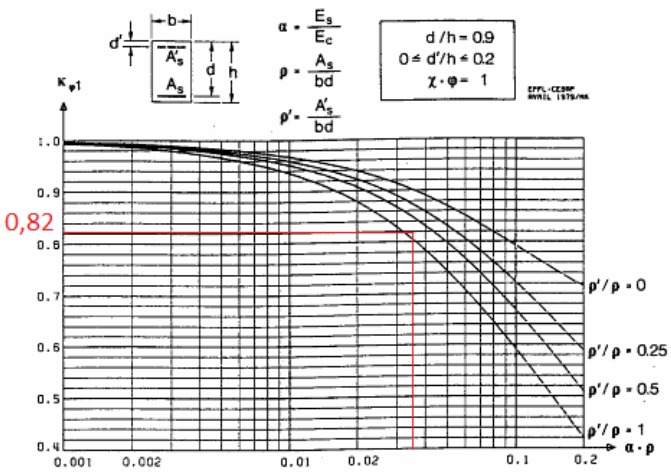


Fig. 6.21 – K_ψ^I

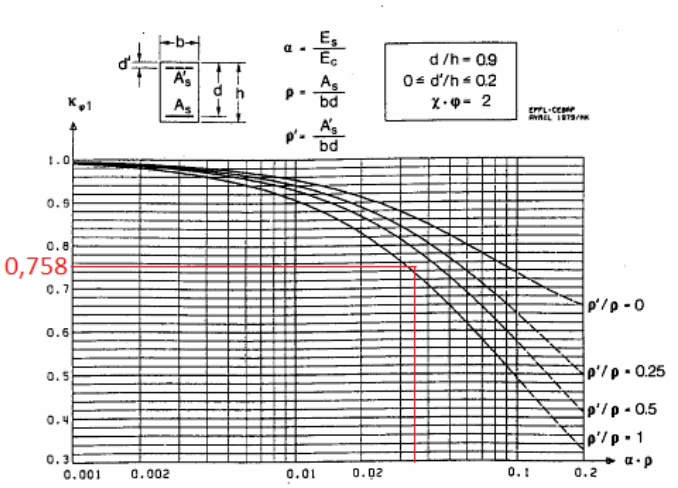


Fig. 6.22 – K_{ψ}^{I}

Por interpolação o valor de k_{ψ}^{I} é igual a 0,799.

Aplicando a expressão 6.54, obtemos o valor da flecha a_I para a idade t:

$$a_{IG}^{t} = k_A^I \cdot \left(1 + K_{\psi}^{t} \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \Longrightarrow a_{IG}^{t} = 0{,}90 \cdot (1 + 0{,}799 \cdot 1{,}67) \cdot 6{,}4 \Longrightarrow a_{IG}^{t} = 13{,}44\ mm$$

6.5.5. FLECHA a_{IIo} – ESTADO II

Para o cálculo da flecha a_{IIo} para o estado II, é necessário o determinar o valor do coeficiente de correcção k_A^{II} para uma idade t = 0, e k_{ψ}^{II} para uma idade no tempo t, sendo estes dois coeficientes obtido através de análise de ábacos.

Assim através do ábaco da figura 6.23 podemos retirar o valor de k_A^{II} que corresponde a 7,5.

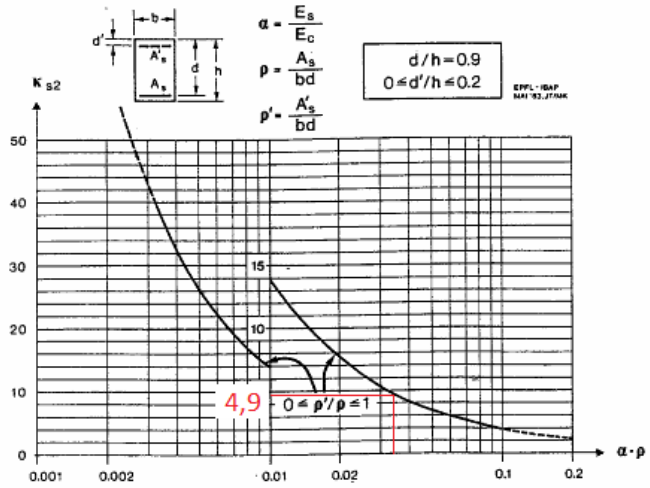


Fig. 6.23 – K_A^{II}

$$a_{II_0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot a_c \Longrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 4{,}5 \cdot \left(\frac{0{,}35}{0{,}31}\right)^3 \cdot \frac{0{,}16}{0{,}9} \cdot 6{,}4 \Longrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 9{,}03\ mm$$

Para a determinação do valor k_ψ^{II} usaremos uma interpolação entre o ábaco da figura 6.24 e o ábaco da figura 6.25, uma vez que não existe um ábaco para a relação χ x φ = 1,33:

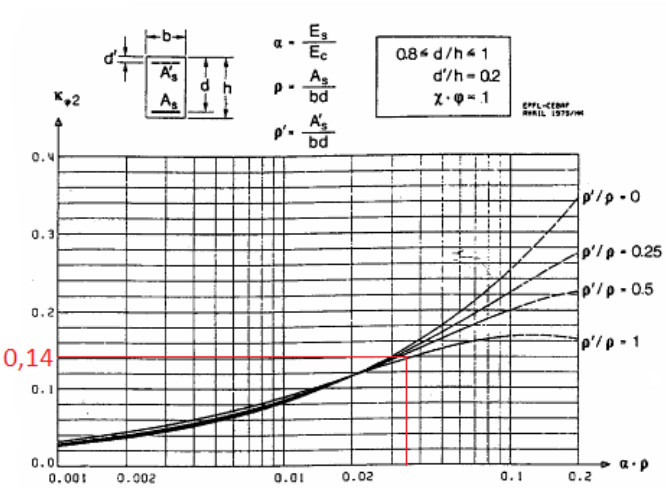


Fig. 6.24 – K_ψ^{II}

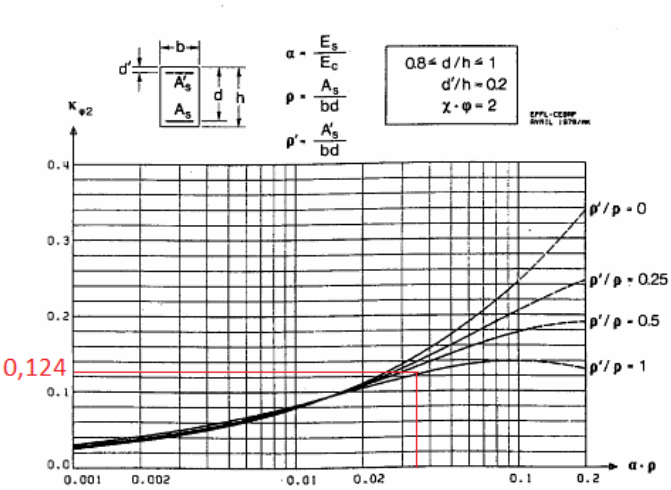


Fig. 6.25 – K_ψ^{II}

Por interpolação o valor de k_ψ^{II} é igual a 0,134.

Desta forma aplicando a expressão 6.58, obtemos o valor da flecha a_{IIo} para a idade t:

$$a_{II_{0G}}^{t} = k_A^{II} \cdot \left(1 + K_\psi^{II} \cdot \psi\right) \cdot a_{cG} \Longrightarrow a_{II_{0G}}^{t} = 4{,}9 \cdot (1 + 0{,}134 \cdot 1{,}67) \cdot 6{,}4 \Longrightarrow a_{II_{0G}}^{t} = 38{,}37\ mm$$

6.5.6. FLECHA PROVÁVEL a

Para o cálculo da flecha provável é necessário calcular o coeficiente de repartição ζ, não qual depende dos momentos de fendilhação na secção determinante M_{rD}, e do momento flector máximo M_D.

O valor do momento de fendilhação na secção determinante e do momento flector é dado por:

$$\sigma = \frac{M_{rD}}{I} \cdot v \leq f_{ctm} \Leftrightarrow \frac{M_{rD}}{0{,}00108097} \cdot 0{,}2485 \leq 2{,}9 \times 10^3 \Longrightarrow M_{rD} = 12{,}61\ KN \cdot m$$

Em que:

I_x - Momento de inércia em relação ao eixo x que passa pelo centro de gravidade da peça;

V - é a distância do centro de gravidade à zona da laje mais fortemente traccionada.

$$M_D = máx\left(M_{x,máx}; M_{y,máx}\right) \Longrightarrow M_D = 51{,}60\ KN \cdot m$$

Logo o coeficiente de repartição é dado pela fórmula presente na figura 6.10:

$$Para\ t = 0 \Longrightarrow \zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \Longrightarrow \zeta = 1 - 1 \cdot 1 \cdot \frac{12{,}61}{51{,}60} \Longrightarrow \zeta = 0{,}756$$

$$Para\ t = t \Longrightarrow \zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \Longrightarrow \zeta = 1 - 1 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{12{,}61}{51{,}60} \Longrightarrow \zeta = 0{,}878$$

Para o cálculo da flecha provável utilizou-se a expressão 6.60:

$$para\ t = 0 \Longrightarrow a = (1 - \zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \Longrightarrow a = (1 - 0{,}756) \cdot 5{,}76 + 0{,}756 \cdot 9{,}03 \Longrightarrow$$
$$a = 8{,}2\ mm$$

$$para\ t = t \Longrightarrow a = (1 - \zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \Longrightarrow a = (1 - 0{,}878) \cdot 13{,}44 + 0{,}878 \cdot 38{,}37 \Longrightarrow$$
$$a = 35{,}3\ mm$$

Devido ao peso próprio da estrutura estar aplicado à estrutura antes da construção dos elementos não estruturais, é necessário retirar essa deformação inicial para obtermos apenas a flecha correspondente aos acréscimos de carga (paredes divisórias, revestimentos e paredes exteriores).

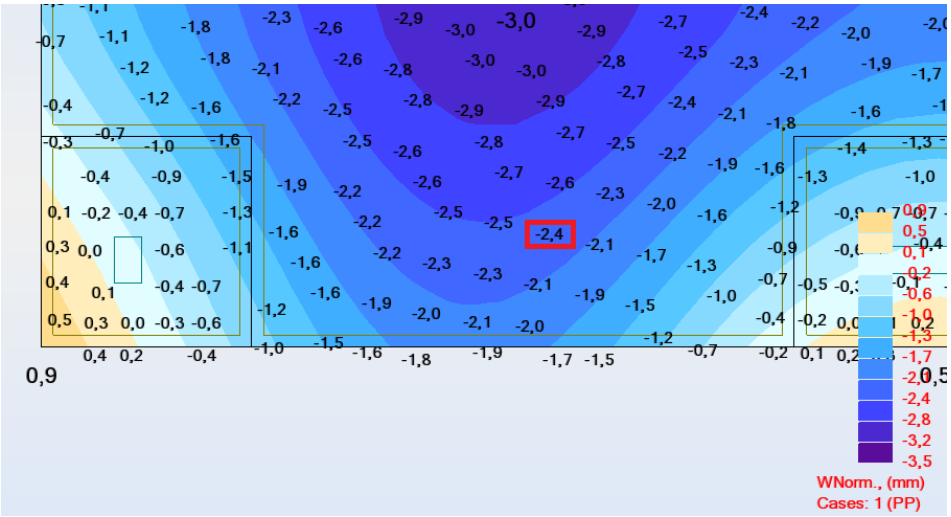


Fig. 6.26 – Flecha devida ao peso próprio da laje fungiforme aligeirada

Desta modo temos uma flecha provável de:

$$para\ t = 0 \Longrightarrow a = 8{,}2 - 2{,}4 \Longrightarrow a = 5{,}8\ mm$$

$$para\ t = t \Longrightarrow a = 35{,}3 - 2{,}4 \Longrightarrow a = 32{,}9\ mm$$

6.6. ANALISE DOS RESULTADOS

Tabela 6.3 – Flecha provável

Flecha provável		
	Laje fungiforme maciça (mm)	Laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento (mm)
t = 0	11,79	5,8
t = t	22,0	32,9

Tabela 6.4 – Flecha admitida pelo EC2

Flecha admitida pelo eurocódigo 2		
	L (mm)	l/500 (mm)
Laje fungiforme maciça	8630	8630 / 500 = 17,26
Laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento	8630	8630 / 500 = 17,26

Através dos quadros 6.4 e 6.3 é possível verificar que no caso da laje fungiforme maciça o valor da flecha a longo prazo corresponde a um acréscimo de 27,4% do valor admitido pelo EC2, enquanto que para a laje fungiforme aligeirada com blocões de aligeiramento esse valor corresponde a um acréscimo de 90,61% do valor admitido pela referida norma. A flecha instantânea apresenta valores abaixo dos limites do EC2; para a laje fungiforme maciça esse valor representa menos 31.6% do valor limite, enquanto que para a laje aligeirada o valor representa menos 66,3%.

Comparando as duas soluções é possível verificar que a flecha provável a longo prazo da laje aligeirada com blocões de aligeiramento é muito superior ao valor verificada na laje fungiforme maciça, representando um acréscimo de 49,5% do valor verificado na laje fungiforme maciça; este resultado é perfeitamente normal devido à menos rigidez apresentada pela laje fungiforme aligeirada, que a torna mais deformável e mais sensível ao efeito de fluência.

6.7. SUGESTÃO PARA A EXECUÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA EXTERIORES DE FORMA A EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAS

O uso de paredes de alvenaria tem-se limitado à construção de paredes não estruturais e nem sempre executadas adequadamente.

Apesar de todos os suportes sofrerem deformações sob acção das cargas aplicadas, é nos elementos horizontais submetidos a esforços de flexão (vigas e lajes) que este fenómeno tem uma maior repercussão. A deformação excessiva das vigas ou lajes pode provocar diversos danos, muito antes de atingir limites que ponham em causa a sua própria estabilidade. As paredes de alvenaria têm em geral uma rigidez que não é compatível com as flechas admitidas para as lajes e que ocorrem de modo significativo no início da sua vida, mas se vão prolongando ao longo dos anos, embora com um ritmo menor [4].

O efeito de arco é muito importante para a avaliação de tensões e esforços solicitantes nas ligações entre as estruturas de betão e a parede de alvenaria. Numa parede de alvenaria com uma ligação forte entre vários elementos, se as condições de apoio se modificarem, essa parede terá tendência a redistribuir as cargas, aumentando-as nas zonas menos móveis – regiões mais rígidas, como os apoios – e aliviando-as, até à anulação, nas zonas mais deformáveis, criando assim o chamado efeito de arco. Este facto pode, portanto, ser bastante prejudicial para os trechos da alvenaria próximos dos apoios e provocar uma expressiva redução nos esforços internos das vigas de betão, em especial os momentos flectores.

Uma vez que no âmbito desta dissertação se consideram edifícios com estrutura reticulada de betão armado, preenchida com paredes de alvenaria, as vigas de betão armado, ao serem solicitadas pela parede, deformam-se, conduzindo a que a viga se “desligue” da parede na zona da deformada. Isto faz com que a acção da parede sobre a viga, inicialmente uma carga uniformemente distribuída, passe a concentrar-se junto aos apoios na forma de cargas triangulares ou parabólicas.

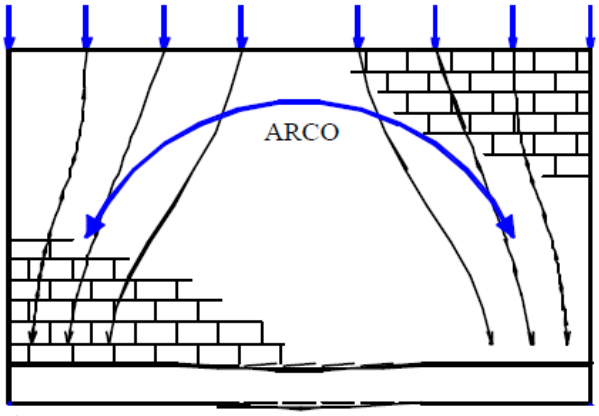


Fig. 6.27 – Efeito de arco em paredes de alvenaria [19]

O objectivo neste ponto é a análise do conjunto parede/viga de betão. Assim, de acordo com a figura 6.27 e com aquilo que já foi referido, as vigas (ou lajes) sob a acção das cargas provenientes dos pavimentos superiores, sofrem uma deformação que provoca o deslocamento parcial – na região central – da parede nela apoiada e, consequentemente, o efeito de arco na parede de alvenaria. Convém atender a estes efeitos na concepção da estrutura do edifício e adoptar disposições construtivas adequadas ao nível da parede.

A prevenção da fissuração das paredes devida à deformação do suporte deve ser feita através de três tipos de acções em simultâneo [4]:

- Limitação das flechas;
- Aumento da deformabilidade das paredes;
- Adopção de medidas tendentes a diminuir a repercussão dos movimentos do suporte nas paredes.

Pretende-se em seguida sugerir algumas soluções que poderão diminuir a repercussão dos movimentos do suporte nas paredes, cujo custo teria de ser comparado com o custo de projectar/executar uma estrutura de suporte em betão armado de baixa deformabilidade que evitasse a fissuração das paredes de alvenaria exteriores. Contudo estes casos apresentados teriam que ser objecto de um estudo (ensaios) mais rigoroso.

Assim neste documento são apresentadas três soluções: uma solução de alvenaria desligada da estrutura e duas ligadas fortemente à estrutura.

6.7.1. Soluções de alvenaria desligada da estrutura

Propõe-se uma solução de alvenaria desligada da estrutura, constituída por uma viga de pequena dimensão capaz de resistir apenas à carga vertical da parede (peso próprio). Pretende-se que a parede de alvenaria esteja desligada da viga ou da laje no caso de lajes fungiformes.

A ligação entre as alvenarias e os elementos estruturais (pilar) deve ser bem executada; a eficácia dessa ligação obriga à picagem da superfície em betão que vai estar em contacto com a parede e à colocação de ligadores entre os elementos (alvenaria e estrutura), embebidos na junta de argamassa. [4]. Ao nível dos elementos horizontais, designadamente no contacto da parede com a laje superior e no contacto da viga armada de pequenas dimensões com a laje inferior deve ser colocado um material

de enchimento capaz de absorver algumas das deformações que possam existir – por exemplo poliestireno expandido extrudido de grande densidade.

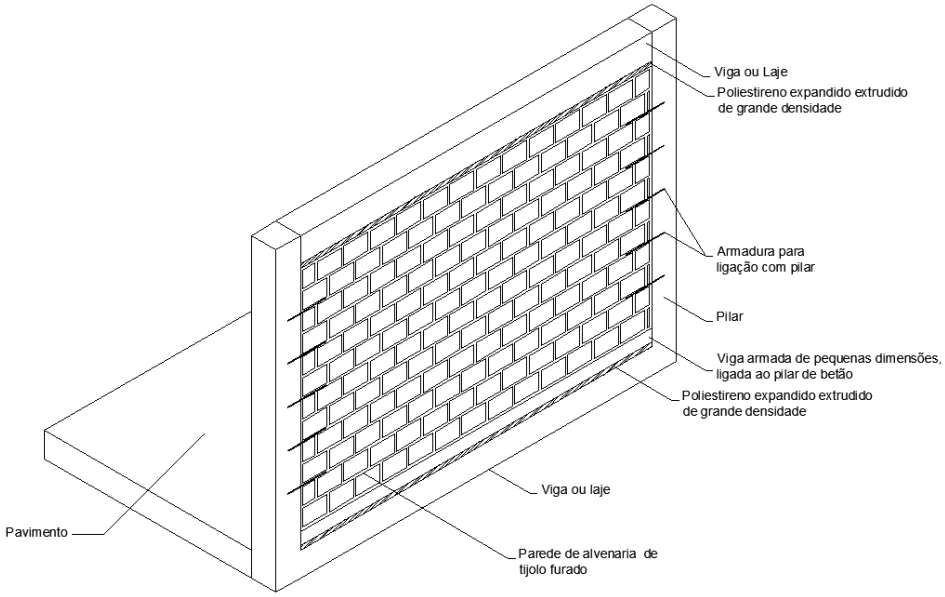


Fig. 6.28 – Viga de apoio da parede de alvenaria

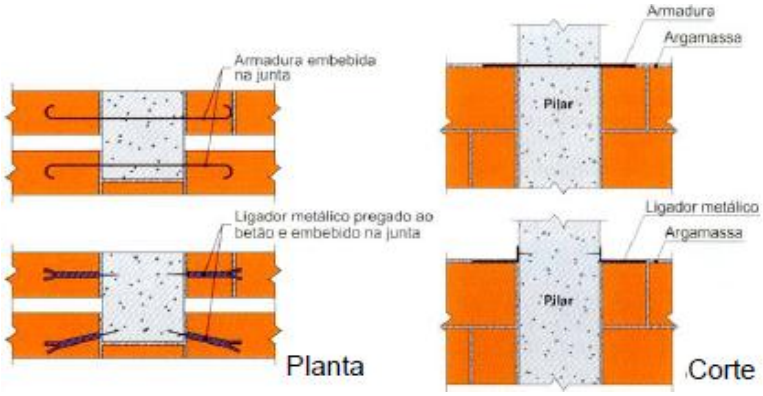


Fig. 6.29 – Ligação do pilar à parede de alvenaria de tijolo furado [4]

Através da figura 6.30 podemos verificar que no sentido do efeito de arco geram-se tensões de compressão, e perpendicularmente a estas, formam-se tensões de tracção (local da origem das fissuras na alvenaria). Em caso de maiores vãos, a armadura de ligação ao pilar poderá ser aplicada em toda a junta horizontal, contribuindo para promover os esforços de tracção instalados na parede.

Deste modo é evidente que para um pano de alvenaria de tijolo a existência de quaisquer elementos rígidos – por exemplo viga de pequenas dimensões – leva a que as tensões actuantes e os esforços desenvolvidos na parede sejam absorvidos pelas características específicas desses elementos rígidos.

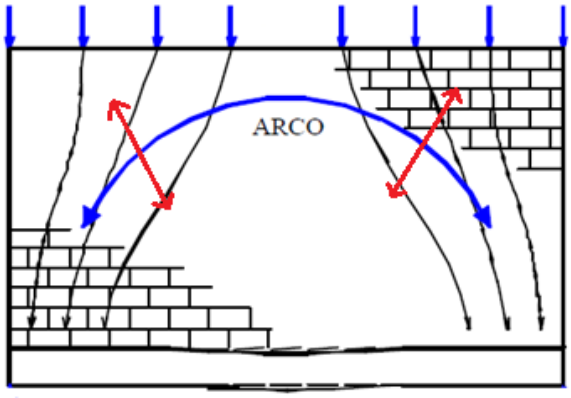


Fig. 6.30 – Tensões de tracção (setas vermelhas) e tensões de compressão (setas azuis) na parede de alvenaria

6.7.2. SOLUÇÕES DE ALVENARIAS LIGADAS FORTEMENTE À ESTRUTURA

6.7.2.1. Confinamento da estrutura de alvenaria

Propõem-se como solução de alvenaria fortemente ligada à estrutura, uma solução de confinamento da estrutura de alvenaria, constituída por um conjunto de pilares e vigas de pequena dimensão e ligeiramente armados nos quatro lados (sem a intensão de se comportarem como uma estrutura rígida ou porticada). A parede de alvenaria é executada após os elementos de confinamento e ligada por ligações mecânicas [20].

Esta solução apresenta melhor comportamento que a referida anteriormente, visto ser uma versão melhorada, contudo, este tipo de solução comparativamente com a anterior tem um custo mais avultado, encarecendo o produto final.

Relativamente ao comportamento mecânico, a solução proporciona uma maior resistência a acções de corte, bem como uma maior capacidade de dissipação de energia e maior ductilidade [20].

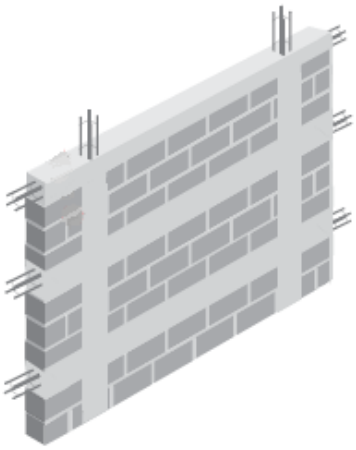


Fig. 6.31 – Confinamento da estrutura de alvenaria

6.7.2.2. Alvenaria armada

As paredes de alvenaria armada constituem uma outra solução fortemente ligada à estrutura. Estas paredes são caracterizadas pela introdução de armadura de aço nas juntas horizontais de assentamento

e, no caso do tijolo de furação vertical, nalguns alinhamentos verticais, posteriormente preenchidos com betão ou argamassa; Esta solução permite aumentar de modo significativo a resistência mecânica das alvenarias sob diversos tipos de acções, em particular quando estas são geradoras de elevados esforços de corte ou tracção. Deste modo, a utilização da alvenaria armada – como naturalmente passou a ser designada – tem grande interesse estrutural, em particular sob acções horizontais (vento e sismos) ou cargas concentradas e permite novas experiências arquitectónicas [4].

As armaduras das juntas de assentamento horizontais usadas para reforço das paredes de alvenaria, devem ser armaduras particularmente adaptadas à função a que se destinam. Estas armaduras são constituídas, em geral, por varões longitudinais (resistentes) e por varões transversais (construtivos). Os varões transversais só assumem uma clara função resistente nos casos de ligação de dois panos de parede dupla através de uma armadura treliçada [4].

Este tipo de solução tem um óptimo comportamento estrutural no que se refere a distribuição de tensões, dissipação de energia e valores últimos da resistência de corte quando solicitada a acções horizontais, quer no plano da parede, quer no plano perpendicular à parede [20].

Ao colocar armadura nas juntas de alvenaria é possível definir uma parede com uma capacidade significativa de resistência à tracção.

Esta solução terá provavelmente um custo incompatível com a sua implantação em obra, face às soluções tradicionais.

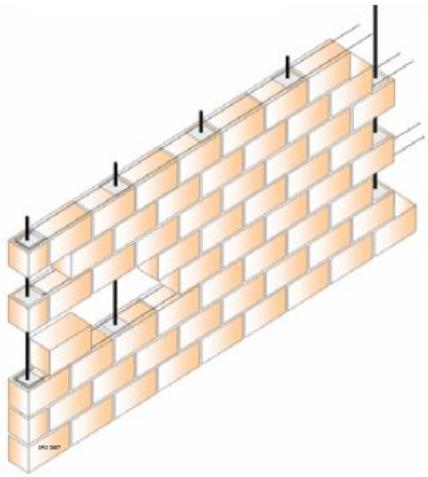


Fig. 6.32 – Parede de alvenaria armada [20]

6.7.3. CONCLUSÕES RELATIVAS AOS MODELOS PROPOSTOS

As soluções referidas neste capítulo são embrionárias e de desenvolvimento limitado em Portugal. Acredita-se que outros projectos similares possam resultar, visto os resultados demonstrados por alguns países do continente norte-americano e mais recentemente por alguns europeus serem positivos, podendo ser alargada a aplicação a Portugal. O aumento de custo daí resultante será largamente compensado pelo controlo deste tipo de patologias, que é sempre de difícil resolução a longo prazo.

7
CONCLUSÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

É possível perceber que o regulamento permite o cálculo da deformação dos elementos por métodos simplificados, como é o caso do método bilinear. O cálculo por método bilinear só é possível desde que as vigas ou as lajes de betão armado de edifícios sejam dimensionadas de forma a satisfazer os limites vão/altura útil especificados no eurocódigo 2.

O eurocódigo 2 estabelece como limite para não danificar os elementos não estruturais susceptíveis de serem danificados, o valor l/500, deformação que pode ocorrer depois da construção desses elementos, para a combinação quase permanente.

De modo a avaliar os pressupostos referidos no eurocódigo 2, procedeu-se à análise de dois casos de estudo, constituindo a única variável na sua concepção estrutural a utilização de lajes fungiformes distintas. No processo de dimensionamento dos elementos estruturais foram cumpridas as exigências regulamentares.

O valor da deformação a longo prazo para as lajes fungiformes não cumpre os valores mais limitativos do eurocódigo, o que origina a ocorrência de deformações nas alvenarias originando fissurações. Assim conclui-se que os valores apresentados como limites de deformação para lajes de betão armado apresentam-se tolerantes do ponto de vista construtivo, o que origina a ocorrência de anomalias graves, a longo prazo, nas alvenarias exteriores.

Podemos também concluir que a limitação das flechas estruturais a razão vão/500, estabelecido no Eurocódigo 2 e utilizado como parâmetro de dimensionamento pelos projectistas estruturais, não se apresentam de acordo com os valores da deformabilidade das alvenarias, facto referido por vários autores e suportado por vários ensaios por eles realizados, como podemos verificar na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Valor da deformação das alvenarias [22]

Flecha máxima a longo prazo – (mm)	Investigador/Entidade	Objecto de estudo
l/1150	Pfeffermann	Alvenaria de tijolo cerâmico; paredes com 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura
l/1500		
l/2500	Normas Belgas	

l/1000	CSTB (Centre Scientifique et Techenique de la Construction)	
	Mathez / Conseil international du Bâtiment	
< l/1000	J.Mendes da Silva e V. Abrantes / Seminário sobre paredes de alvenaria, 2007	
l/1073	José Aguiar e Manuel Pereira/Universidade do Minho	Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico 1:5,paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura
l/769		Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9; paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura

Verifica-se que as acções que se exercem sobre as paredes exteriores de alvenaria não são tidas em conta no seu dimensionamento, que, não é feito na grande maioria dos casos. Dentro destas acções temos:

Peso Próprio: As paredes de alvenaria possuem uma rigidez muito elevada no seu plano. Em consequência, as paredes são incapazes de acompanhar a deformação das lajes, conduzindo a fenómenos de fendilhação conhecidos, tais como os representados na Figura 7.1. As anomalias correntemente observadas estão associadas à deformação da laje superior (que se apoia na parede) e à deformação da laje inferior (que mobiliza a resistência à tracção da parede). A colocação de armadura de junta generalizada, para controlo de fendilhação, tem que ser capaz resistir ao peso próprio da parede. A armadura na base deve ser dimensionada, admitindo a flexão da parede entre apoios como uma viga ou viga-parede, em função da relação vão / altura da parede [21].

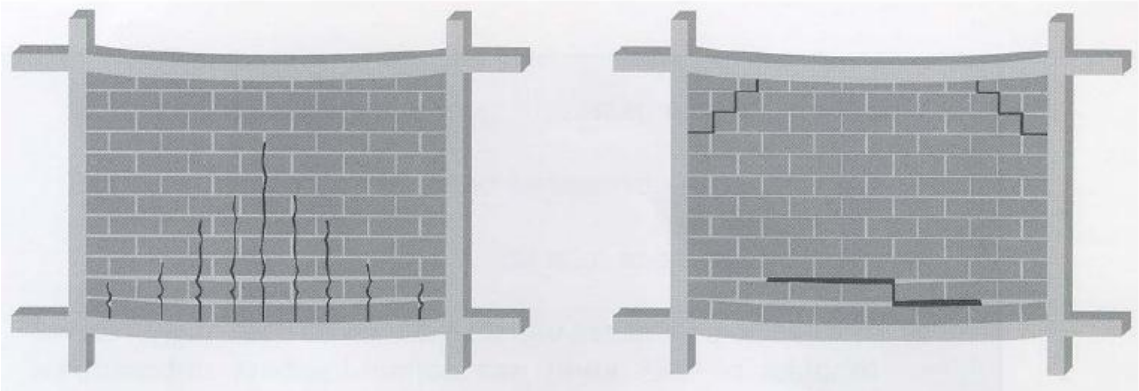


Fig. 7.1 – Comportamento das paredes divisórias, anomalias associada à deformação excessiva da laje [21]

Acção do vento: De acordo com o artigo 24º do RSA, sugere-se a consideração do valor característico regulamentar para a pressão dinâmica do vento w_k. O coeficiente de pressão interior δ_{pi} mais desfavorável é de 0.3. Para paredes em edifícios até 15 m de altura, na Zona B (generalidade do território) e Rugosidade do Tipo I (zonas urbanas), a acção do vento traduz-se numa acção uniformemente distribuída normal às paredes, no valor de $p_{Wk} = \delta_{pi} \times w_k = 0.21$ kN/m^2 [21].

Acção do sismo: De acordo com o artigo 30º do RSA, sugere-se a consideração de uma acção uniformemente distribuída normal às paredes, no valor 0.22.α.peso da parede. Por exemplo, uma parede de blocos de betão com 0.20 m de espessura possui um peso específico aproximado de 2.0 kN/m^2. Desta forma, para Lisboa (Zona A), o valor da acção uniformemente distribuída a considerar seria $p_{Ek} = 2.0 \times 0.22 = 0.44$ kN/m^2, o que permite concluir que a acção do sismo é mais gravosa do que a acção do vento. No caso do Porto (Zona D), este valor seria de $p_{Ek} = 2.0 \times 0.22 \times 0.3 = 0.13$ kN/m^2, o que permite concluir que a acção do vento é mais gravosa do que a acção do sismo [21].

Acções indirectas controlo da fendilhação: A cláusula aplicável para o cálculo da armadura de controlo de fendilhação é a cláusula 5.2.3(3) do Eurocódigo 6: "Nos casos em que a armadura é colocada em juntas de assentamento para controlar a fendilhação ou para garantir uma certa ductilidade, a área da armadura não deve ser inferior a 0.03 % e, em condições normais, o espaçamento vertical não deve exceder 600 mm". A armadura de junta tem de cumprir a norma europeia EN845-3, obedecendo a requisitos mínimos para protecção à corrosão (aço galvanizado ou inoxidável) e para aderência. Salienta-se, em particular, que a utilização de varões correntes é totalmente desaconselhada, resultando num desempenho inadequado face à durabilidade e aderência [21].

BIBLIOGRAFIA

[1] Sousa, H. *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.

[2] Sarmento, E. *Boletim Mensal de Economia Portuguesa*. 2010, Lisboa, 14, GEE, GPEARI, Lisboa.

[3] Eurocode 6. *Design of masonry structures – Part 1-1: General Rules for Buildings. Rules for reinforced and unreinforces masonry*. CEN, prENV 1996-1-1, 1995.

[4] Manual de alvenarias de tijolo. APICER, Coimbra, 2000

[5] Mendes, J. *Alvenarias não estruturais. Patologias e estratégias de reabilitação*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.

[6] Thomaz, Ércio: *Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação*. IPT/EPUSP/Pini,

2003.

[7] Martins, J. *Betão armado - Lajes fungiformes*, Série de estruturas, Universidade Fernando Pessoa, 2º edição, Porto, 2009

[8] Lopes, J. *Estudo de pavimentos constituídos por lajes fungiformes pré-esforçadas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2008.

[9] Eurocódigo 2. *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais para edifícios*, Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto,

[10] Tesoro, F. *Los Forjados Reticulares: diseño, análisis, construcción y patología*, CYPE Ingenieros, 2003

[11] Eurocódigo 0. *Bases para o projecto de estruturas*, CEN, prENV 1991-1,1994.

[12] Eurocódigo 1. *Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – peso volúmico, peso próprios, sobrecargas em edifícios*, CEN, prENV 1991-2-1,1995.

[13] Figueiras, J. *Análise e dimensionamento de lajes fungiformes*, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

[14] Carvalho, Nelson: *Metodologias de análise de lajes fungiformes. Aplicação no projecto de edifícios*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto,2008.

[15] Barros, H. Figueiras Joaquim: *Tabelas e Abacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão e a esforços Axiais segundo o eurocódigo 2*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010.

[16] Lúcio, V. *Estados limites de deformação*, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2006.

[17] Figueiras, J. *Verificação aos estados limites de utilização*, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1997.

[18] Appelton, J. *Verificação do comportamento em serviço*, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

[19] Barbosa, P. *Estudo da interacção de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2000.

[20] Gouveia, J. Lourenço, P. Vasconcelos, G. *Soluções construtivas em alvenarias*. 3º Congresso nacional. Coimbra, 2007.

[21] Lourenço, P. *Concepção e projecto para alvenarias*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.

[22] Pinto, Alberto. *O desenho das envolventes exteriores verticais dos edifícios e a exigência de falhas, num processo de degradação*. 3º Encontro sobre conservação e reabilitação de edifícios (Tema II). LNEC, Lisboa, 2003. pp. 1209-1217.

ANEXOS

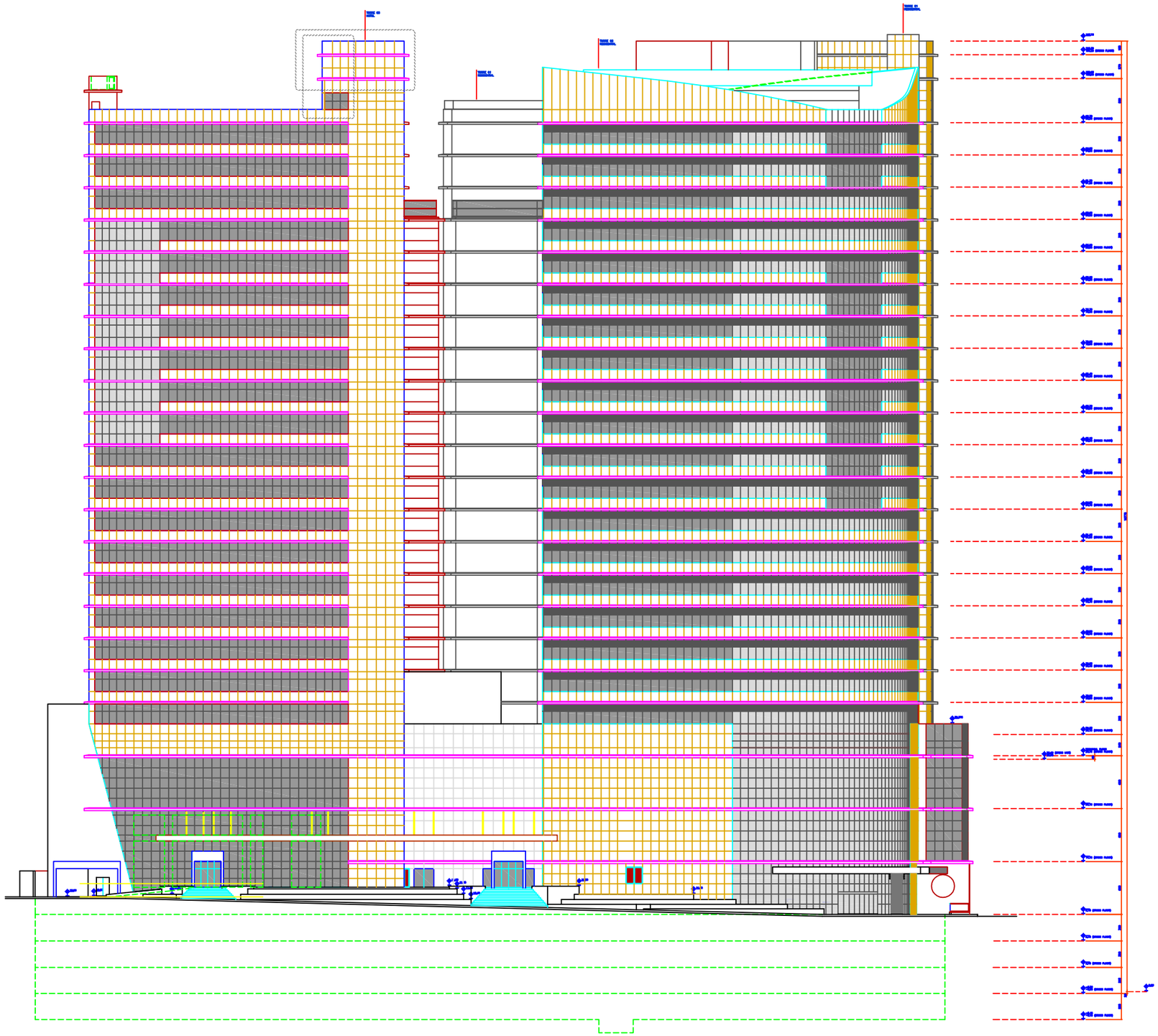
ANEXO A.1
ARQUITECTURA

A.1.1. PLANTA DO ALÇADO PRINCIPAL

A.1.2. PLANTA DO PISO TIPO

ANEXO A.1

A.1.1. PLANTA DO ALÇADO PRINCIPAL



REQUERENTE: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
OBRA: MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES	MICAEL PEREIRA
ESPECIALIDADE: ESTRUTURAS / FASE: EXECUÇÃO	Escala: 1/500
DESCRIÇÃO: ALÇADO PRINCIPAL	DATA: __/__/____ PROCESSO: _____

ANEXO A.1

A.1.2. PLANTA DO PISO TIPO

01 TOWER 03 (APART HOTEL)
FLOOR PLAN TYPE 01 (X15)
SCALE 1/50
CONSTRUCTED AREA = 918,69 m2 X15 = 13704,85m2

FLOOR LEVEL
(CONVENTIONAL FLOOR)
(GROUND FLOOR)

NORTH

REQUERENTE: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
OBRA: MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES	MICAEL PEREIRA
ESPECIALIDADE: ESTRUTURAS / FASE: EXECUÇÃO	Escala: 1/200
DESCRIÇÃO: PISO TIPO	DATA: __/__/____ PROCESSO: _____

ANEXO A.2
PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. TABELA DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.2. PLANTA DA NUMERAÇÃO DOS PILARES E ÁREAS DE INFLUÊNCIA

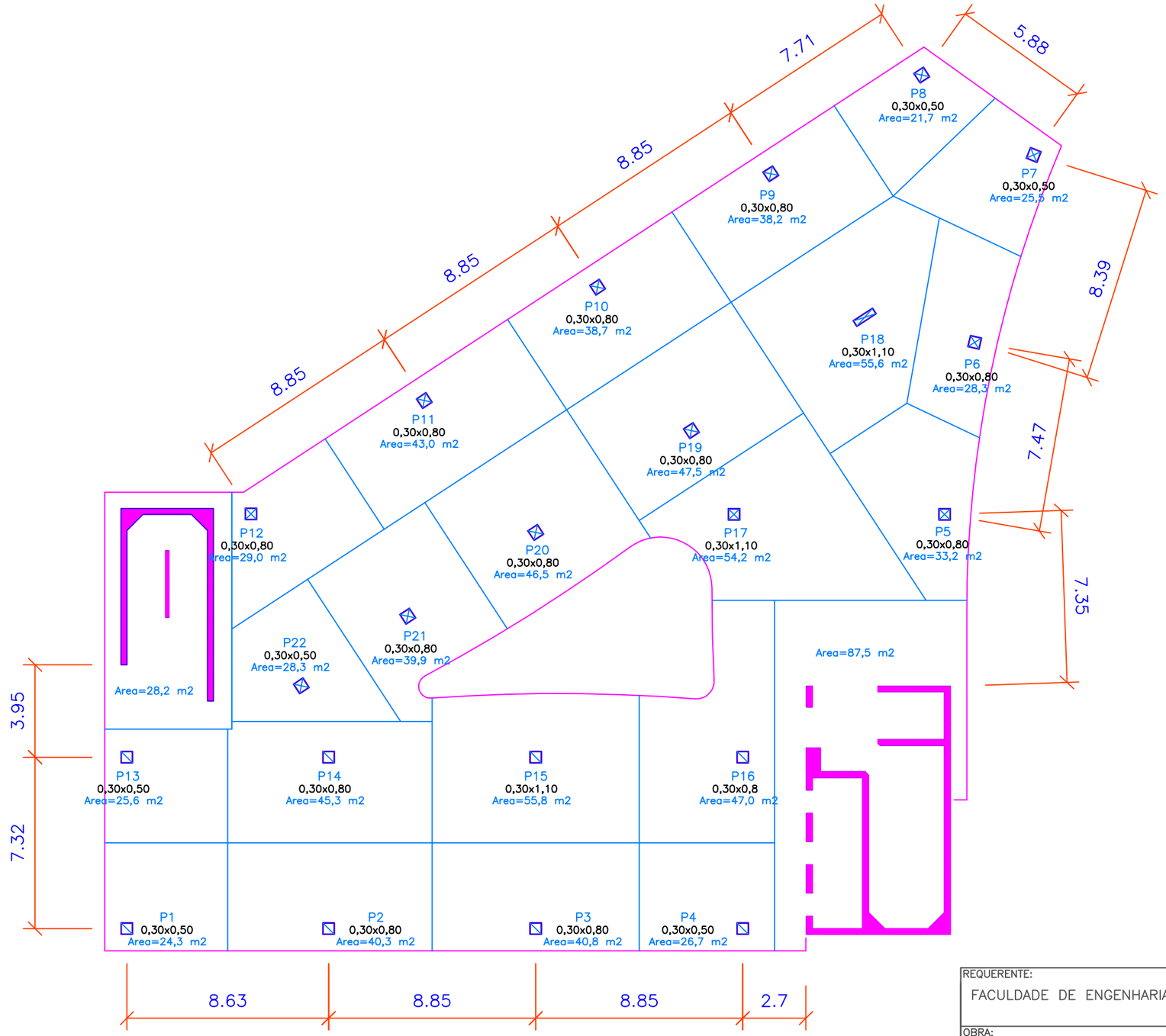
ANEXO A.2

A.2.1. TABELA DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Pré-dimensionamento dos pilares																
Pilare	$A_{Influência}$		PP (laje)	RCP	Habitação		Nº de pisos	Vigas			Nº de pisos	N_{sd}	A_c	b	h	Secção real
	Lajes	Varandas			Sob (habitação)	Sob (varanda)		PP (vigas)	PP (parede exterior)	L (vigas)						
	m^2	m^2	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2		KN/m	KN/m	m		KN	m^2	m	m	
P1	24,3	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	8,0	6	3589,72	0,15	0,30	0,5	0,30 x 0,5
P2	40,3	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	8,7	6	5642,55	0,24	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P3	40,8	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	8,8	6	5712,01	0,24	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P4	26,7	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	5,8	6	3740,81	0,16	0,30	0,5	0,30 x 0,5
P5	33,2	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	7,4	6	4664,29	0,19	0,30	0,6	0,30 x 0,8
P6	28,3	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	7,9	6	4084,21	0,17	0,30	0,6	0,30 x 0,8
P7	25,5	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	7,1	6	3678,87	0,15	0,30	0,5	0,30 x 0,5
P8	21,7	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	6,8	6	3182,22	0,13	0,30	0,4	0,30 x 0,5
P9	38,2	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	8,3	6	5352,15	0,22	0,30	0,7	0,30 x 0,8
P10	38,7	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	8,4	6	5421,61	0,23	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P11	43,0	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	9,3	6	6021,75	0,25	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P12	29,0	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	5,2	6	3988,23	0,17	0,30	0,6	0,30 x 0,8
P13	25,6	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	3208,32	0,13	0,30	0,4	0,30 x 0,5
P14	45,3	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	5677,22	0,24	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P15	55,8	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	6993,14	0,29	0,30	1,0	0,30 x 1,1
P16	47,0	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	5890,28	0,25	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P17	54,2	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	6792,62	0,28	0,30	0,9	0,30 x 1,1
P18	55,6	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	6968,07	0,29	0,30	1,0	0,30 x 1,1
P19	47,5	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	5952,94	0,25	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P20	46,5	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	5827,61	0,24	0,30	0,8	0,30 x 0,8
P21	39,9	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	5000,47	0,21	0,30	0,7	0,30 x 0,8
P22	28,3	0,0	8,75	4,5	2,0	5	6	0,0	8,4	0,0	6	3546,70	0,15	0,30	0,5	0,30 x 0,5

ANEXO A.2

A.2.2. PLANTA DA NUMERAÇÃO DOS PILARES E ÁREAS DE INFLUÊNCIA



REQUERENTE: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
OBRA: MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES	MICAEL PEREIRA
ESPECIALIDADE: ESTRUTURAS / FASE: EXECUÇÃO	Escala: 1/200
DESCRIÇÃO: Numeração dos pilares e areas de influência	DATA: __/__/____ PROCESSO: _____

ANEXO A.3
DIMENSIONAMENTO

A.3.1. TABELA DE ARMADURAS – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

A.3.2. TABELA DE ARMADURAS – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGEIRAMENTO

A.3.3. TABELA DE VERIFICAÇAO DA RESITÊNCIA AO PUNÇOAMENTO E ARMADURA DE PUNÇOAMENTO – LAJE FUNGIFORMA MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

A.3.4. TABELA DE VERIFICAÇAO DA RESITÊNCIA AO PUNÇOAMENTO E ARMADURA DE PUNÇOAMENTO – LAJE FUNGIFORMA ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGEIRAMENTO

A.3.5. PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS

A.3.6. PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS

A.3.7. CORTE AA’ – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS

A.3.8. PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGERIAMENTO

A.3.9. PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGERIAMENTO

A.3.10. CORTE BB’ – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGERIAMENTO

ANEXO A.3

A.3.1. TABELA DE ARMADURAS – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

Armadura inferior na laje fungiforme maciça														
Direcção x														
M_{Ed}	M_{Ed}	b	d	f_{ck}	Y_c	f_{cd}	f_{yk}	Y_s	f_{syd}	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m	KN.m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
113,73	130,79	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,068	0,083	0,00118358	11,84	Ø16//0,15
125,02	143,77	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,075	0,078	0,00111228	11,12	Ø16//0,175

Armadura inferior na laje fungiforme maciça														
Direcção y														
M_{Ed}	M_{Ed}	b	d	f_{ck}	Y_c	f_{cd}	f_{yk}	Y_s	f_{syd}	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m	KN.m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
106,73	122,74	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,064	0,066	0,00094116	9,41	Ø16//0,225
142,31	163,66	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,085	0,089	0,00126914	12,69	Ø16//0,15

Armadura superior na laje fungiforme maciça																	
Direcção x																	
M_{Ed}	Pilar	Integral	L(cut)	M_{Ed}/m	b	d	f_{ck}	Y_c	f_{cd}	f_{yk}	Y_s	fsyd	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m/m		KN.m/m	m	KN.m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
241,54	P1	213,59	3,0	72,40	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,038	0,039	0,00056	1,63	Ø10//0,20
387,46	P2	571,00	3,0	193,56	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,101	0,107	0,00153	11,33	Ø20//0,20
381,12	P3	573,04	3,0	194,25	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,101	0,107	0,00153	11,33	Ø20//0,20
253,36	P4	361,27	3,0	122,46	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,064	0,066	0,00094	5,48	Ø12//0,20
287,67	P5	297,12	4,0	74,28	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,040	0,00057	1,77	Ø10//0,20
225,06	P6	236,61	4,0	59,15	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,031	0,032	0,00046	0,63	Ø10//0,20
168,43	P7	158,00	2,0	79,00	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,041	0,042	0,00060	2,06	Ø10//0,20
220,98	P8	165,53	3,0	56,11	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,029	0,030	0,00043	0,35	Ø10//0,20
406,61	P9	525,58	3,0	178,16	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,093	0,098	0,00140	10,04	Ø16//0,20
372,95	P10	535,31	3,0	181,46	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,094	0,099	0,00141	10,19	Ø20//0,20
414,78	P11	534,66	3,0	181,24	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,094	0,099	0,00141	10,19	Ø20//0,20
314,69	P12	377,25	3,0	127,88	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,067	0,069	0,00098	5,91	Ø16//0,20
231,92	P13	209,97	4,0	52,49	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,027	0,028	0,00040	0,06	Ø10//0,20
448,93	P14	614,19	4,0	153,55	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,080	0,084	0,00120	8,05	Ø16//0,20
520,89	P15	760,66	4,0	190,17	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,099	0,105	0,00150	11,04	Ø20//0,20
386,97	P16	488,53	4,0	122,13	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,064	0,066	0,00094	5,48	Ø12//0,20
407,84	P17	1151,39	5,0	230,28	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,120	0,128	0,00183	14,32	Ø20//0,20
602,39	P18	824,58	4,0	206,15	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,107	0,113	0,00161	12,18	Ø20//0,20
455,51	P19	670,85	4,0	167,71	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,087	0,091	0,00130	9,05	Ø16//0,20
491,20	P20	544,45	4,0	136,11	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,071	0,068	0,00097	5,77	Ø16//0,20
34737,00	P21	442,5	4,0	110,63	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,058	0,060	0,00086	4,63	Ø12//0,20
151,50	P22	301,47	4,0	75,37	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,040	0,00057	1,77	Ø10//0,20

Armadura superior na laje fungiforme maciça																		
Direcção y																		
M_{Ed}	Pilar	Integral	L(cut)	M_{Ed}/m	b	d	f_{ck}	Y_c	f_{cd}	f_{yk}	Y_s	fsyd	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m/m		KN.m/m	m	KN.m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
150,87	P1	117,77	3,0	39,92	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,021	0,021	0,00030	-0,94	-
298,31	P2	296,30	4,0	74,08	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,040	0,00057	1,77	Ø10//0,20
292,98	P3	254,27	4,0	63,57	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,033	0,034	0,00048	0,92	Ø10//0,20
190,23	P4	157,24	4,0	39,31	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,020	0,020	0,00029	-1,08	-
349,4	P5	429,01	3,0	145,43	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,076	0,079	0,00113	7,34	Ø16//0,20
316,5	P6	430,93	3,0	146,08	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,076	0,079	0,00113	7,34	Ø16//0,20
220,06	P7	81,67	2,0	40,84	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,021	0,021	0,00030	-0,94	-
193,07	P8	102,88	2,0	51,44	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,027	0,028	0,00040	0,06	Ø10//0,20
376,56	P9	429,66	4,0	107,42	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,056	0,058	0,00083	4,34	Ø12//0,20
266,61	P10	433,56	4,0	108,39	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,056	0,058	0,00083	4,34	Ø12//0,20
304,01	P11	451,68	4,0	112,92	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,059	0,061	0,00087	4,77	Ø12//0,20
248,06	P12	278,61	4,0	69,65	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,036	0,037	0,00053	1,35	Ø10//0,20
286,09	P13	296,46	3,0	100,49	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,052	0,054	0,00077	3,77	Ø12//0,20
449,97	P14	555,3	4,0	138,83	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,072	0,075	0,00107	6,77	Ø16//0,20
485,30	P15	631,60	4,4	143,55	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,075	0,078	0,00111	7,19	Ø16//0,20
363,95	P16	296,43	4,0	74,11	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,040	0,00057	1,77	Ø10//0,20
387,96	P17	507,96	4,6	110,43	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,057	0,059	0,00084	4,48	Ø12//0,20
587,87	P18	574,15	4,0	143,54	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,075	0,078	0,00111	7,19	Ø16//0,20
484,07	P19	441,80	4,0	110,45	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,057	0,059	0,00084	4,48	Ø12//0,20
491,09	P20	297,81	4,0	74,45	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,040	0,00057	1,77	Ø10//0,20
369,38	P21	244,08	4,0	61,02	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,032	0,033	0,00047	0,78	Ø10//0,20
128,15	P22	140,67	2,0	70,34	1	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,037	0,038	0,00054	1,49	Ø10//0,20

ANEXO A.3

A.3.2. TABELA DE ARMADURAS – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGEIRAMENTO

Armadura inferior da laje fungiforme aligeirada																		
Direcção x																		
M_{sd}/m	M_{sd}/nervura	M_{sd}	b	h	hf	d	f_{ck}	γc	f_{cd}	f_{syk}	γs	f_{syd}	μ	α	x	ω	A_s	A_s
KN.m/m	KN.m/nervura	KN.m/m	m	m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa					m^2	cm^2
96,89	87,20	100,28	0,9	0,35	0,075	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,050	0,076	0,024	0,052	0,0007	6,67
72,94	65,65	75,49	0,9	0,35	0,075	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,038	0,064	0,020	0,039	0,0005	5,01

Armadura inferior da laje fungiforme aligeirada																		
Direcção y																		
M_{sd}/m	M_{sd}/nervura	M_{sd}	b	h	hf	d	f_{ck}	γc	f_{cd}	f_{syk}	γs	f_{syd}	μ	α	x	ω	A_s	A_s
KN.m/m	KN.m/nervura	KN.m/m	m	m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa					m^2	cm^2
78,85	70,97	81,61	0,9	0,35	0,075	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,041	0,067	0,021	0,042	0,0005	5,39
78,44	70,60	81,19	0,9	0,35	0,075	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,041	0,067	0,021	0,042	0,0005	5,39

Armadura superior da laje fungiforme aligeirada																		
Direcção x																		
M_{Ed}	Pilar	Integral	L(cut)	M_{ed}/m	b	h	d	f_{ck}	Yc	f_{cd}	f_{syk}	Ys	f_{syd}	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m/m		KN.m/m	m	KN.m/m	m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
225,75	P1	141,72	2,7	52,49	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,027	0,028	0,0004	-1,66	-
434,59	P2	565,32	2,7	209,38	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,109	0,116	0,0017	10,89	Ø20//0,20
386,48	P3	506,58	2,7	187,62	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,098	0,103	0,0015	9,04	Ø16//0,20
327,8	P4	330,37	2,7	122,36	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,064	0,066	0,0009	3,76	Ø10//0,20
356,06	P5	296,27	2,7	109,73	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,057	0,059	0,0008	2,76	Ø10//0,20
174,99	P6	92,15	2,7	34,13	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,018	0,018	0,0003	-3,08	-
159,32	P7	180,73	2,7	66,94	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,035	0,036	0,0005	-0,52	-
272,38	P8	201,41	2,7	74,60	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,039	0,04	0,0006	0,05	Ø10//0,20
362,9	P9	505,21	2,7	187,11	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,097	0,102	0,0015	8,90	Ø16//0,20
376,11	P10	509,95	2,7	188,87	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,098	0,103	0,0015	9,04	Ø16//0,20
374,92	P11	508,65	2,7	188,39	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,098	0,103	0,0015	9,04	Ø16//0,20
315,3	P12	384,52	2,7	142,41	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,074	0,077	0,0011	5,33	Ø12//0,20
199,42	P13	139,52	2,7	51,67	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,027	0,028	0,0004	-1,66	-
456,01	P14	533,01	2,7	197,41	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,103	0,109	0,0016	9,89	Ø16//0,20
485,55	P15	634,75	2,7	235,09	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,122	0,13	0,0019	12,89	Ø20//0,20
385,65	P16	441,57	2,7	163,54	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,085	0,089	0,0013	7,04	Ø16//0,20
399,17	P17	521,02	2,7	192,97	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,100	0,106	0,0015	9,47	Ø16//0,20
559,25	P18	737,34	2,7	273,09	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,142	0,154	0,0022	16,31	Ø25//0,20
484,84	P19	627,91	2,7	232,56	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,121	0,129	0,0018	12,75	Ø20//0,20
370,74	P20	461,03	2,7	170,75	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,089	0,094	0,0013	7,75	Ø16//0,20
338,08	P21	372,94	2,7	138,13	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,072	0,075	0,0011	5,05	Ø12//0,20
152,11	P22	182,42	2,7	67,56	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,035	0,036	0,0005	-0,52	-

Armadura superior da laje fungiforme aligeirada																		
Direcção y																		
M_{Ed}	Pilar	Integral	L(cut)	M_{ed}/m	b	h	d	f_{ck}	Yc	f_{cd}	f_{syk}	Ys	f_{syd}	μ	ω	A_s	A_s	
KN.m/m		KN.m/m	m	KN.m/m	m	m	m	MPa		MPa	MPa		MPa			m^2	cm^2	
247,39	P1	163,55	2,7	60,57	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,032	0,033	0,0005	-0,94	-
340,85	P2	218,28	2,7	80,84	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,042	0,043	0,0006	0,48	Ø10//0,20
302,56	P3	213,24	2,7	78,98	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,041	0,042	0,0006	0,34	Ø10//0,20
204,05	P4	144,26	2,7	53,43	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,028	0,029	0,0004	-1,51	-
324,62	P5	418,82	2,7	155,12	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,081	0,085	0,0012	6,47	Ø16//0,20
391,57	P6	441,10	2,7	163,37	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,085	0,089	0,0013	7,04	Ø16//0,20
249,76	P7	185,64	2,7	68,76	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,036	0,037	0,0005	-0,37	-
210,92	P8	130,17	2,7	48,21	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,025	0,026	0,0004	-1,94	-
269,90	P9	216,77	2,7	80,29	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,042	0,043	0,0006	0,48	Ø10//0,20
301,79	P10	235,48	2,7	87,21	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,045	0,046	0,0007	0,91	Ø10//0,20
279,22	P11	424,26	2,7	157,13	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,082	0,086	0,0012	6,61	Ø16//0,20
270,40	P12	271,61	2,7	100,60	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,052	0,054	0,0008	2,05	Ø10//0,20
292,52	P13	294,57	2,7	109,10	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,057	0,059	0,0008	2,76	Ø10//0,20
492,23	P14	419,04	2,7	155,20	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,081	0,085	0,0012	6,47	Ø16//0,20
441,13	P15	490,07	2,7	181,51	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,094	0,099	0,0014	8,47	Ø16//0,20
399,11	P16	502,98	2,7	186,29	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,097	0,102	0,0015	8,90	Ø16//0,20
359,80	P17	432,43	2,7	160,16	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,083	0,087	0,0012	6,76	Ø16//0,20
532,14	P18	534,25	2,7	197,87	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,103	0,109	0,0016	9,89	Ø16//0,20
421,05	P19	445,48	2,7	164,99	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,086	0,09	0,0013	7,18	Ø16//0,20
365,63	P20	410,94	2,7	152,20	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,079	0,085	0,0012	6,47	Ø16//0,20
340,76	P21	244,70	2,7	90,63	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,047	0,048	0,0007	1,19	Ø10//0,20
125,19	P22	120,95	2,7	44,80	1	0,35	0,31	30000	1,5	20000	500000	1,15	434783	0,023	0,023	0,0003	-2,37	-

ANEXO A.3

A.3.3. TABELA DE VERIFICAÇAO DA RESITÊNCIA AO PUNÇOAMENTO E ARMADURA DE PUNÇOAMENTO – LAJE FUNGIFORMA MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

Verificação da armadura de punçoamento da laje fungiforme maciça																								
Pilar	h	b	d	U_1	V_{ed}	β	V_{ed}	V_{ed}	$C_{Rd,c}$	K	b	d	A_{sy}	A_{sz}	ρ_l	f_{ck}	K_1	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$v_{min} + K_1 \sigma_{cp}$	$V_{Rd.c} \geq v_{min} + K_1 \sigma_{cp}$	$V_{ed} < V_{Rd,c}$	v	$V_{Rd,máx}$
	m	m	m	m	KN		KN	MN			cm	cm				MPa		MPa	MN	MN				KN
P1	0,3	0,5	0,31	5,50	526,46	1,15	355,38	0,355	0,12	1,80	100	31	7,86	3,93	0,0018	30	0,1	0	0,379	0,464	KO	OK	0,528	5280
P2	0,3	0,8	0,31	6,10	952,79	1,15	579,85	0,580	0,12	1,80	100	31	19,64	7,86	0,0040	30	0,1	0	0,496	0,464	OK	KO	0,528	5280
P3	0,3	0,8	0,31	6,10	933,32	1,15	568,00	0,568	0,12	1,80	100	31	19,64	7,86	0,0040	30	0,1	0	0,496	0,464	OK	KO	0,528	5280
P4	0,3	0,5	0,31	5,50	632,84	1,15	427,19	0,427	0,12	1,80	100	31	9,58	3,93	0,0020	30	0,1	0	0,392	0,464	KO	OK	0,528	5280
P5	0,3	0,8	0,31	6,10	890,97	1,15	542,23	0,542	0,12	1,80	100	31	7,86	13,98	0,0034	30	0,1	0	0,468	0,464	OK	KO	0,528	5280
P6	0,3	0,8	0,31	6,10	619,3	1,15	376,90	0,377	0,12	1,80	100	31	7,86	13,98	0,0034	30	0,1	0	0,468	0,464	OK	OK	0,528	5280
P7	0,3	0,5	0,31	5,50	535,52	1,15	361,49	0,361	0,12	1,80	100	31	7,86	3,93	0,0018	30	0,1	0	0,379	0,464	KO	OK	0,528	5280
P8	0,3	0,8	0,31	6,10	499,44	1,15	303,95	0,304	0,12	1,80	100	31	7,86	7,86	0,0025	30	0,1	0	0,426	0,464	KO	OK	0,528	5280
P9	0,3	0,8	0,31	6,10	887,98	1,15	540,41	0,540	0,12	1,80	100	31	13,98	9,58	0,0037	30	0,1	0	0,484	0,464	OK	KO	0,528	5280
P10	0,3	0,8	0,31	6,10	899,61	1,15	547,49	0,547	0,12	1,80	100	31	19,64	9,58	0,0044	30	0,1	0	0,512	0,464	OK	KO	0,528	5280
P11	0,3	0,8	0,31	6,10	915,41	1,15	557,11	0,557	0,12	1,80	100	31	19,64	9,58	0,0044	30	0,1	0	0,512	0,464	OK	KO	0,528	5280
P12	0,3	0,8	0,31	6,10	697,35	1,15	424,40	0,424	0,12	1,80	100	31	13,98	7,86	0,0034	30	0,1	0	0,468	0,464	OK	OK	0,528	5280
P13	0,3	0,5	0,31	5,50	612,32	1,15	413,33	0,413	0,12	1,80	100	31	7,86	9,58	0,0028	30	0,1	0	0,440	0,464	KO	OK	0,528	5280
P14	0,3	0,8	0,31	6,10	1125,27	1,15	684,82	0,685	0,12	1,80	100	31	13,98	13,98	0,0045	30	0,1	0	0,516	0,464	OK	KO	0,528	5280
P15	0,3	1,1	0,31	6,70	1290,65	1,15	715,08	0,715	0,12	1,80	100	31	19,64	13,98	0,0053	30	0,1	0	0,546	0,464	OK	KO	0,528	5280
P16	0,3	0,8	0,31	6,10	942,29	1,15	573,46	0,573	0,12	1,80	100	31	9,58	7,86	0,0028	30	0,1	0	0,440	0,464	KO	KO	0,528	5280
P17	0,3	1,1	0,31	6,70	981,75	1,15	543,94	0,544	0,12	1,80	100	31	19,64	9,58	0,0044	30	0,1	0	0,512	0,464	OK	KO	0,528	5280
P18	0,3	1,1	0,31	6,70	1536,82	1,15	851,47	0,851	0,12	1,80	100	31	19,64	13,98	0,0053	30	0,1	0	0,546	0,464	OK	KO	0,528	5280
P19	0,3	0,8	0,31	6,10	1145,73	1,15	697,27	0,697	0,12	1,80	100	31	13,98	9,58	0,0037	30	0,1	0	0,484	0,464	OK	KO	0,528	5280
P20	0,3	0,8	0,31	6,10	1020,35	1,15	620,97	0,621	0,12	1,80	100	31	13,98	7,86	0,0034	30	0,1	0	0,468	0,464	OK	KO	0,528	5280
P21	0,3	0,8	0,31	6,10	927,57	1,15	564,51	0,565	0,12	1,80	100	31	9,58	7,86	0,0028	30	0,1	0	0,440	0,464	KO	KO	0,528	5280
P22	0,3	0,5	0,31	5,50	332,41	1,15	224,39	0,224	0,12	1,80	100	31	7,86	7,86	0,0025	30	0,1	0	0,426	0,464	KO	OK	0,528	5280

Cálculo da armadura de punçoamento da laje fungiforme maciça										
Pilar	$V_{Rd,c}$	$v_{min} + K_1\ \sigma_{cp}$	$V_{Rd,c}$	d	s_r	$f_{ywd,ef}$	u_1	sen(α)	$v_{Rd,cs}$	As
	MN	MN	MN	m		MPa	m		MPa	m^2
P1	0,379	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,355	-
P2	0,496	0,464	0,496	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,580	3,9E-04
P3	0,496	0,464	0,496	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,568	3,7E-04
P4	0,392	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,427	-
P5	0,468	0,464	0,468	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,542	3,6E-04
P6	0,468	0,464	0,468	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,377	-
P7	0,379	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,361	-
P8	0,426	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,304	-
P9	0,484	0,464	0,484	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,540	3,3E-04
P10	0,512	0,464	0,512	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,547	3,0E-04
P11	0,512	0,464	0,512	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,557	3,2E-04
P12	0,468	0,464	0,468	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,424	-
P13	0,440	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,413	-
P14	0,516	0,464	0,516	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,685	5,5E-04
P15	0,546	0,464	0,546	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,715	6,3E-04
P16	0,440	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,573	4,2E-04
P17	0,512	0,464	0,512	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,544	3,3E-04
P18	0,546	0,464	0,546	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,851	9,0E-04
P19	0,484	0,464	0,484	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,697	6,2E-04
P20	0,468	0,464	0,468	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,621	5,0E-04
P21	0,440	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,565	4,0E-04
P22	0,426	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,224	-

ANEXO A.3

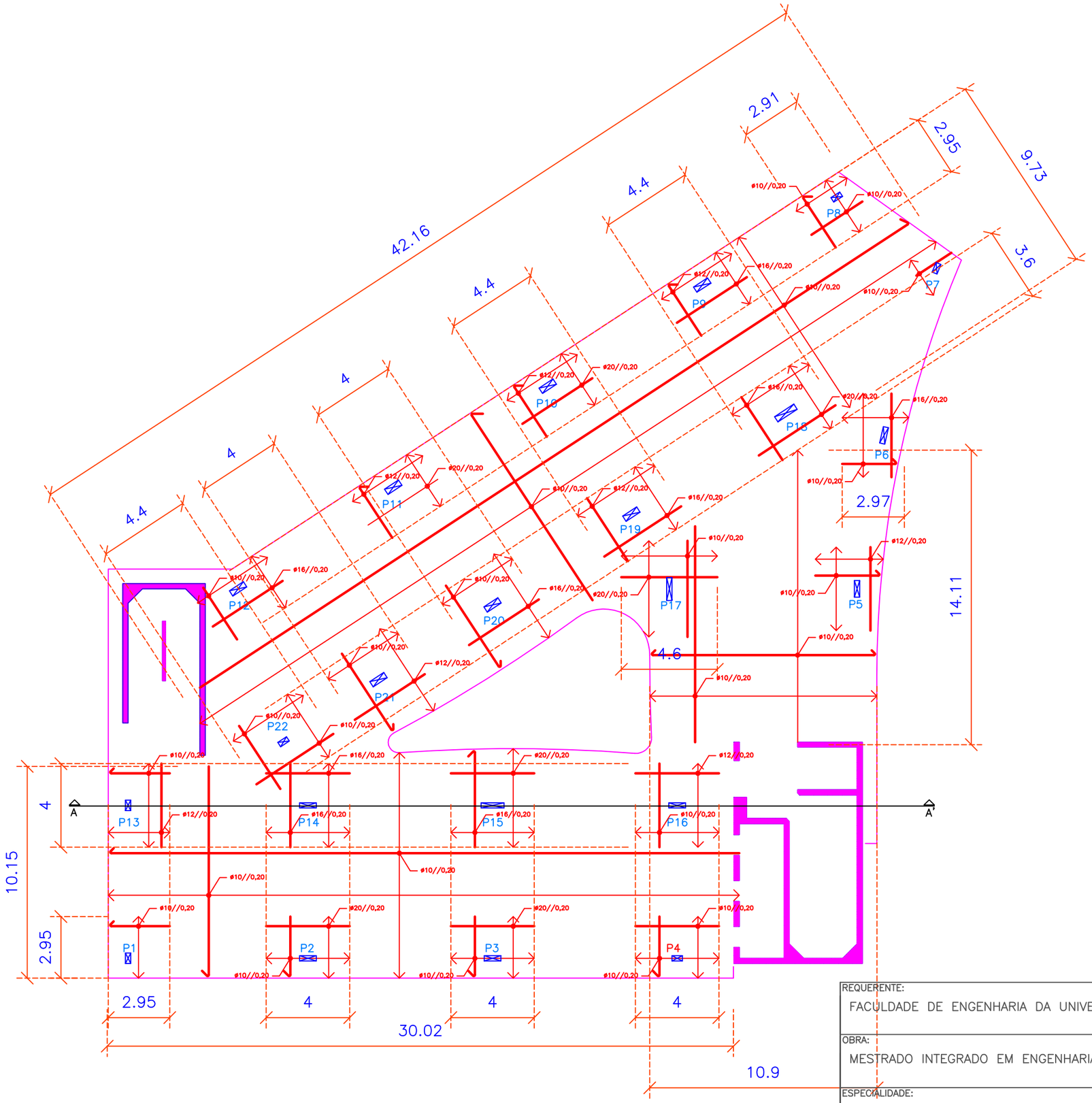
A.3.4. TABELA DE VERIFICAÇAO DA RESITÊNCIA AO PUNÇOAMENTO E ARMADURA DE PUNÇOAMENTO – LAJE FUNGIFORMA ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO

Verificação da armadura de punçoamento da laje fungiforme aligeirada																								
Pilar	h	b	d	U_1	V_{ed}	β	V_{ed}	V_{ed}	$C_{Rd,c}$	K	b	d	A_{sy}	A_{sz}	ρ_l	f_{ck}	K_1	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$v_{min} + K_1 \sigma_{cp}$	$V_{Rd,c} \geq v_{min} + K_1 \sigma_{cp}$	$V_{ed} < V_{Rd,c}$	v	$V_{Rd,máx}$
	m	m	m	m	KN		KN	MN			cm	cm				MPa		MPa	MN	MN				KN
P1	0,3	0,5	0,31	5,50	552,26	1,15	372,79	0,373	0,12	1,80	100	31	5,65	5,65	0,0018	30	0,1	0	0,381	0,464	KO	OK	0,528	5280
P2	0,3	0,8	0,31	6,10	786,82	1,15	478,85	0,479	0,12	1,80	100	31	21,36	9,58	0,0046	30	0,1	0	0,520	0,464	OK	OK	0,528	5280
P3	0,3	0,8	0,31	6,10	756,57	1,15	460,44	0,460	0,12	1,80	100	31	15,70	9,58	0,0040	30	0,1	0	0,494	0,464	OK	OK	0,528	5280
P4	0,3	0,5	0,31	5,50	568,37	1,15	383,67	0,384	0,12	1,80	100	31	9,58	5,65	0,0024	30	0,1	0	0,416	0,464	KO	OK	0,528	5280
P5	0,3	0,8	0,31	6,10	786,5	1,15	478,65	0,479	0,12	1,80	100	31	9,58	15,70	0,0040	30	0,1	0	0,494	0,464	OK	OK	0,528	5280
P6	0,3	0,8	0,31	6,10	542,24	1,15	330,00	0,330	0,12	1,80	100	31	5,65	15,70	0,0030	30	0,1	0	0,452	0,464	KO	OK	0,528	5280
P7	0,3	0,5	0,31	5,50	470,66	1,15	317,71	0,318	0,12	1,80	100	31	5,65	5,65	0,0018	30	0,1	0	0,381	0,464	KO	OK	0,528	5280
P8	0,3	0,8	0,31	6,10	459,27	1,15	279,50	0,280	0,12	1,80	100	31	9,58	5,65	0,0024	30	0,1	0	0,416	0,464	KO	OK	0,528	5280
P9	0,3	0,8	0,31	6,10	710,07	1,15	432,14	0,432	0,12	1,80	100	31	15,70	9,58	0,0040	30	0,1	0	0,494	0,464	OK	OK	0,528	5280
P10	0,3	0,8	0,31	6,10	744,41	1,15	453,04	0,453	0,12	1,80	100	31	15,70	9,58	0,0040	30	0,1	0	0,494	0,464	OK	OK	0,528	5280
P11	0,3	0,8	0,31	6,10	742,0	1,15	451,57	0,452	0,12	1,80	100	31	15,70	15,70	0,0051	30	0,1	0	0,536	0,464	OK	OK	0,528	5280
P12	0,3	0,8	0,31	6,10	695,67	1,15	423,37	0,423	0,12	1,80	100	31	11,30	9,58	0,0034	30	0,1	0	0,467	0,464	OK	OK	0,528	5280
P13	0,3	0,5	0,31	5,50	538,55	1,15	363,54	0,364	0,12	1,80	100	31	5,65	9,58	0,0024	30	0,1	0	0,416	0,464	KO	OK	0,528	5280
P14	0,3	0,8	0,31	6,10	938,82	1,15	571,35	0,571	0,12	1,80	100	31	15,70	15,70	0,0051	30	0,1	0	0,536	0,464	OK	KO	0,528	5280
P15	0,3	1,1	0,31	6,70	1016,45	1,15	563,16	0,563	0,12	1,80	100	31	21,36	15,70	0,0059	30	0,1	0	0,564	0,464	OK	OK	0,528	5280
P16	0,3	0,8	0,31	6,10	848,4	1,15	516,32	0,516	0,12	1,80	100	31	15,70	15,70	0,0051	30	0,1	0	0,536	0,464	OK	OK	0,528	5280
P17	0,3	1,1	0,31	6,70	792,65	1,15	439,17	0,439	0,12	1,80	100	31	15,70	15,70	0,0051	30	0,1	0	0,536	0,464	OK	OK	0,528	5280
P18	0,3	1,1	0,31	6,70	1164	1,15	644,91	0,645	0,12	1,80	100	31	30,19	15,70	0,0070	30	0,1	0	0,598	0,464	OK	KO	0,528	5280
P19	0,3	0,8	0,31	6,10	924,71	1,15	562,76	0,563	0,12	1,80	100	31	21,36	15,70	0,0059	30	0,1	0	0,564	0,464	OK	OK	0,528	5280
P20	0,3	0,8	0,31	6,10	786,52	1,15	478,66	0,479	0,12	1,80	100	31	15,70	15,70	0,0051	30	0,1	0	0,536	0,464	OK	OK	0,528	5280
P21	0,3	0,8	0,31	6,10	735,78	1,15	447,78	0,448	0,12	1,80	100	31	11,30	9,58	0,0034	30	0,1	0	0,467	0,464	OK	OK	0,528	5280
P22	0,3	0,5	0,31	5,50	281,4	1,15	189,95	0,190	0,12	1,80	100	31	5,65	5,65	0,0018	30	0,1	0	0,381	0,464	KO	OK	0,528	5280

Cálculo da armadura de punçoamento da laje fungiforme aligeirada										
Pilar	$V_{Rd,c}$	$v_{min} + K_1 \sigma_{cp}$	$V_{Rd,c}$	d	s_r	$f_{ywd,ef}$	u_1	sen(α)	$v_{Rd,cs}$	As
	MN	MN	MN	m		MPa	m		MPa	m^2
P1	0,381	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,373	-
P2	0,520	0,464	0,520	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,479	-
P3	0,494	0,464	0,494	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,460	-
P4	0,416	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,384	-
P5	0,494	0,464	0,494	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,479	-
P6	0,452	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,330	-
P7	0,381	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,318	-
P8	0,416	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,280	-
P9	0,494	0,464	0,494	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,432	-
P10	0,494	0,464	0,494	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,453	-
P11	0,536	0,464	0,536	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,452	-
P12	0,467	0,464	0,467	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,423	-
P13	0,416	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,364	-
P14	0,536	0,464	0,536	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,571	3,2E-04
P15	0,564	0,464	0,564	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,563	-
P16	0,536	0,464	0,536	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,516	-
P17	0,536	0,464	0,536	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,439	-
P18	0,598	0,464	0,598	0,31	0,15	327,5	6,70	1	0,645	4,0E-04
P19	0,564	0,464	0,564	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,563	-
P20	0,536	0,464	0,536	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,479	-
P21	0,467	0,464	0,467	0,31	0,15	327,5	6,10	1	0,448	-
P22	0,381	0,464	0,464	0,31	0,15	327,5	5,50	1	0,190	-

ANEXO A.3

A.3.5. PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS



REQUERENTE:
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

OBRA:
MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURAS

FASE:
EXECUÇÃO

DESCRIÇÃO:
PLANTA DA ARMADURA SUPERIOR – LAJE FUNGIFORME MACIÇA

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

MICAEL PEREIRA

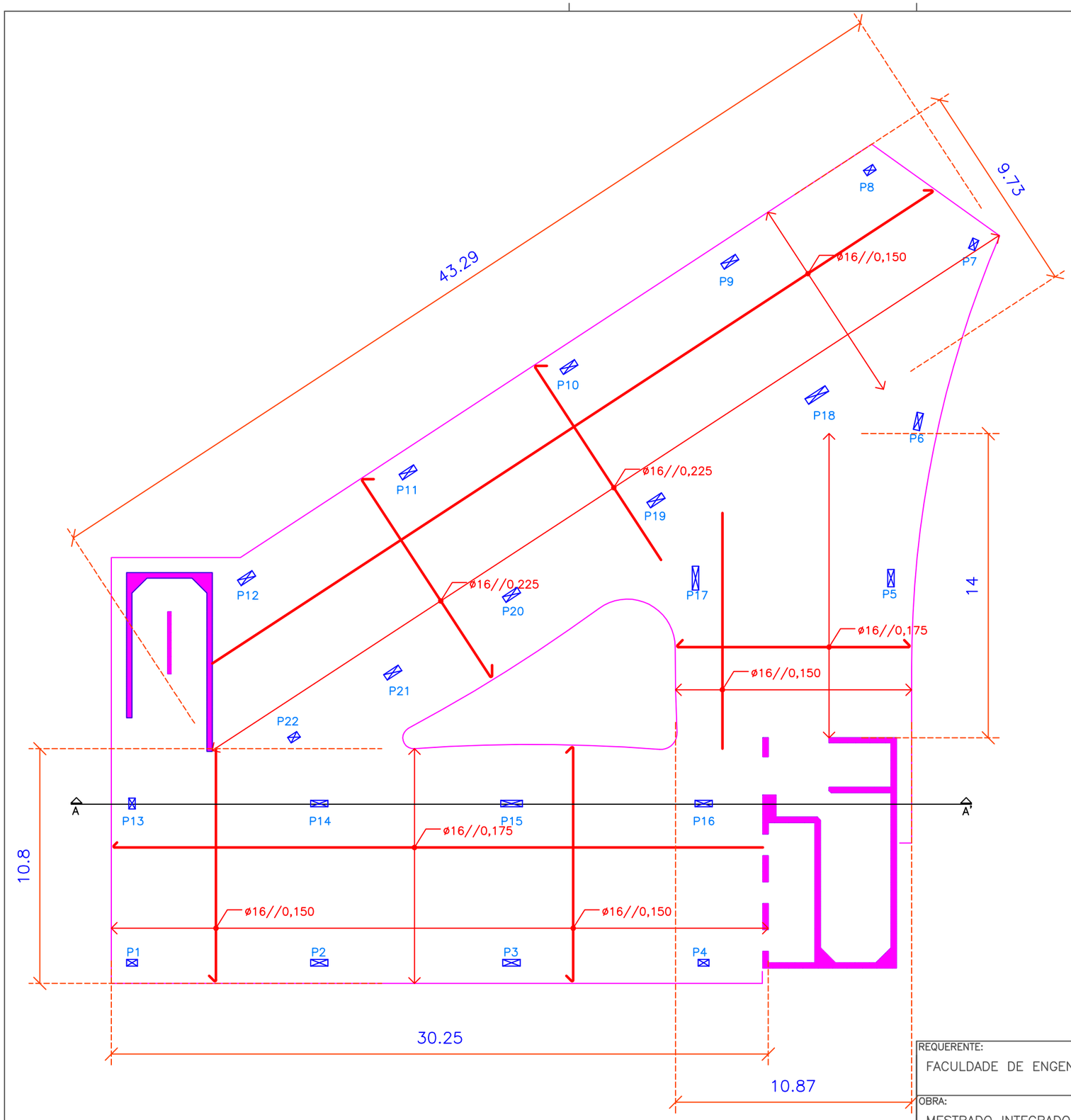
Escala:
1/200

DATA: __/__/____

PROCESSO: _____

ANEXO A.3

A.3.6. PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS



REQUERENTE:
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

OBRA:
MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURAS

FASE:
EXECUÇÃO

DESCRIÇÃO:
PLANTA DA ARMADURA INFERIOR – LAJE FUNGIFORME MACIÇA

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

MICAEL PEREIRA

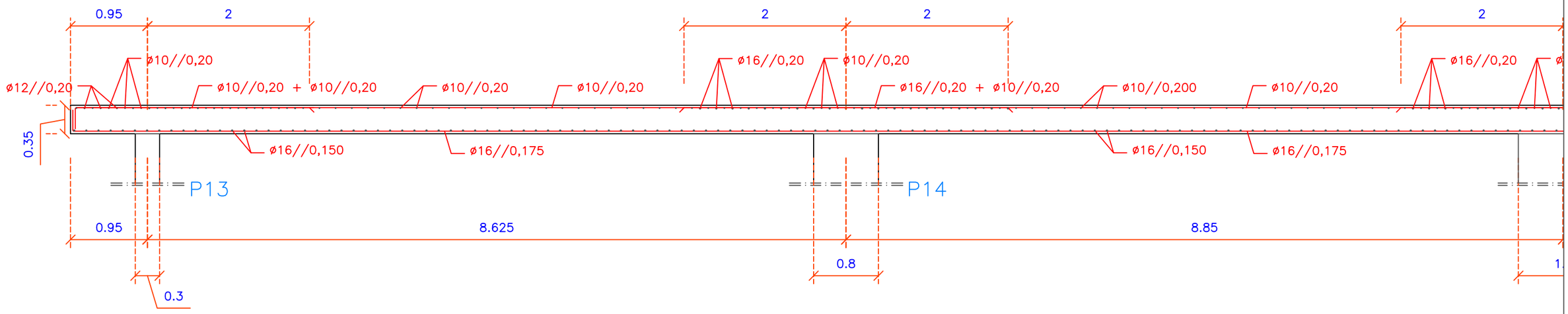
Escala:
1/200

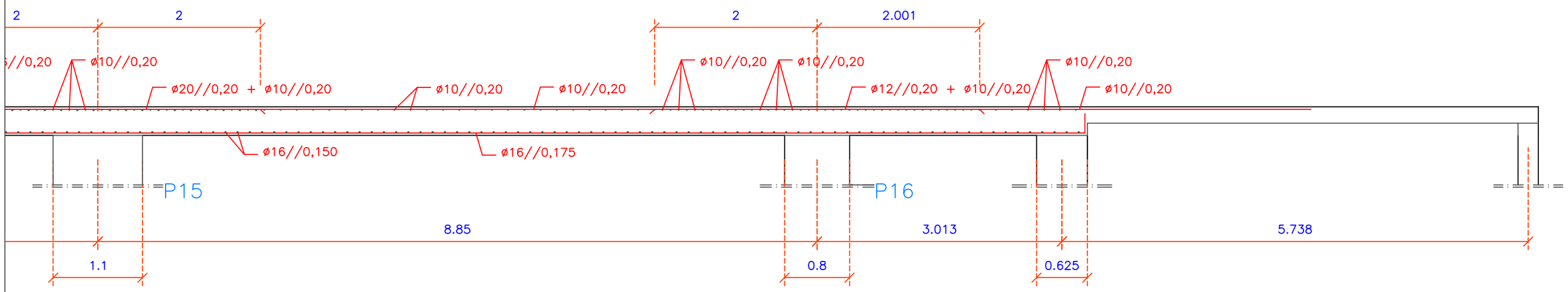
DATA: ___/___/_____

PROCESSO: _____

ANEXO A.3

A.3.7. CORTE AA’ – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO E CAPITEIS

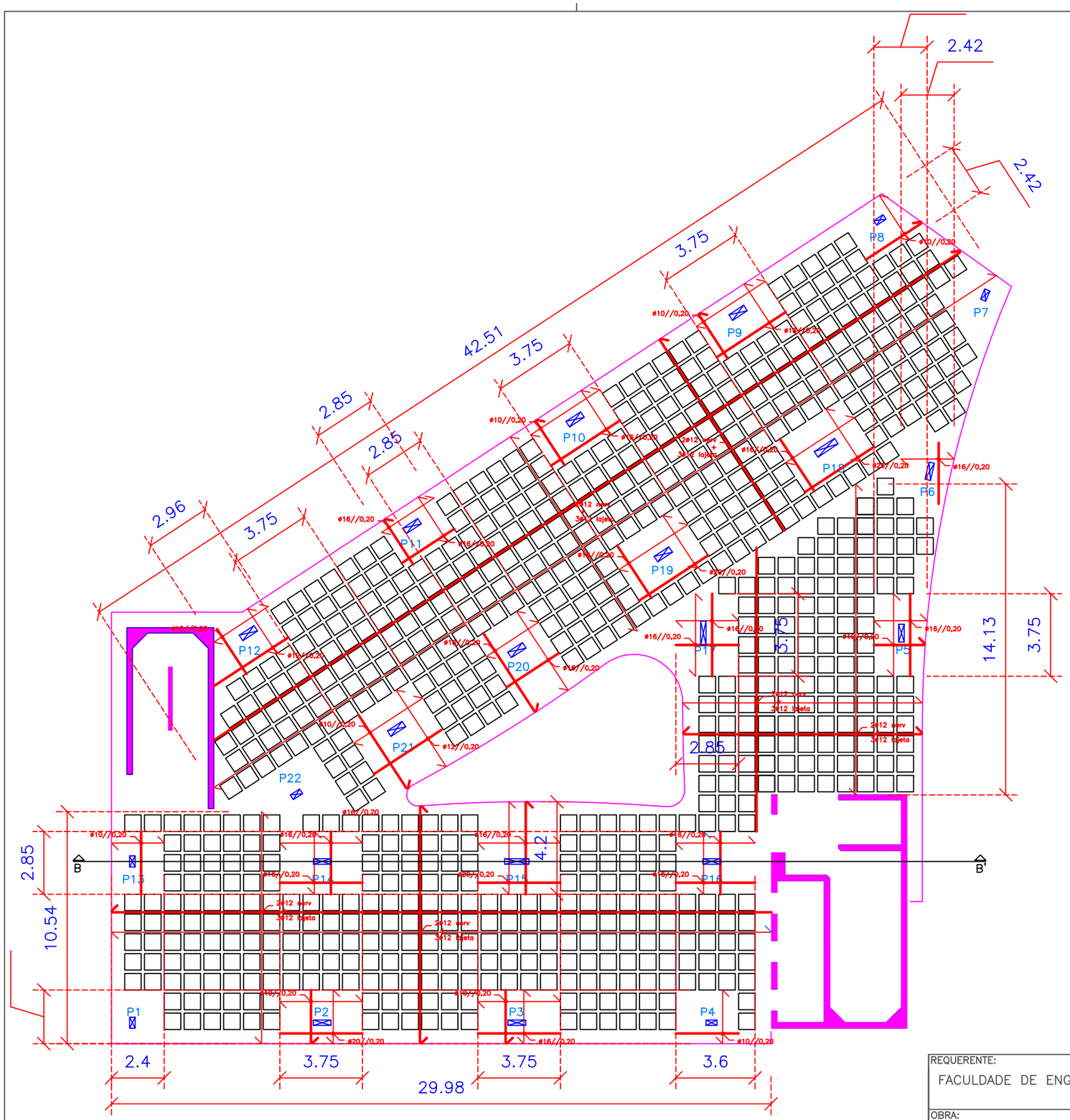




REQUERENTE: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO MICAEL PEREIRA
OBRA: MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES	
ESPECIALIDADE: ESTRUTURAS / FASE: EXECUÇÃO	Escala: 1/50
DESCRIÇÃO: CORTE AA' – LAJE FUNGIFORME MACIÇA	DATA: __/__/____ PROCESSO: _____

ANEXO A.3

A.3.8. PLANTA DAS ARMADURAS SUPERIORES – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO



REQUERENTE:
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

OBRA:
MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURAS

FASE:
EXECUÇÃO

DESCRIÇÃO:
PLANTA DA ARMADURA SUPERIOR – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

MICAEL PEREIRA

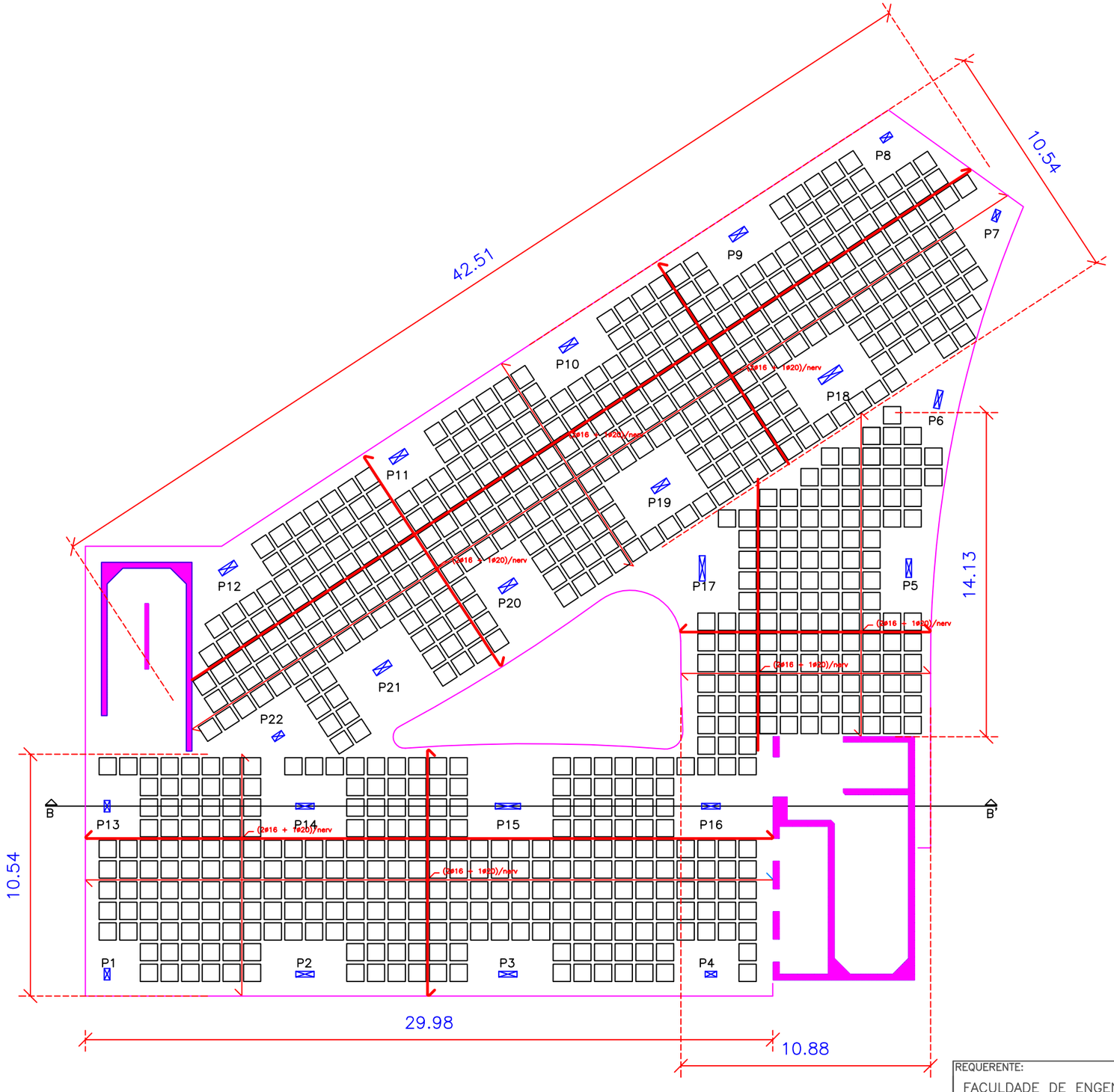
Escala:
1/200

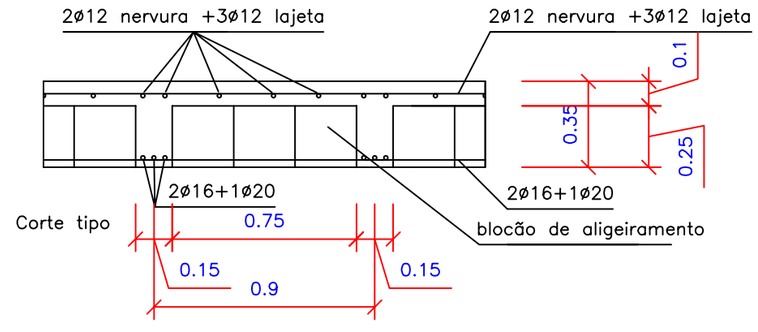
DATA: __/__/____

PROCESSO: _____

ANEXO A.3

A.3.9. PLANTA DAS ARMADURAS INFEIORES – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO





REQUERENTE:
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

OBRA:
MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURAS

FASE:
EXECUÇÃO

DESCRIÇÃO:
PLANTA DA ARMADURA INFERIOR – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

MICAEL PEREIRA

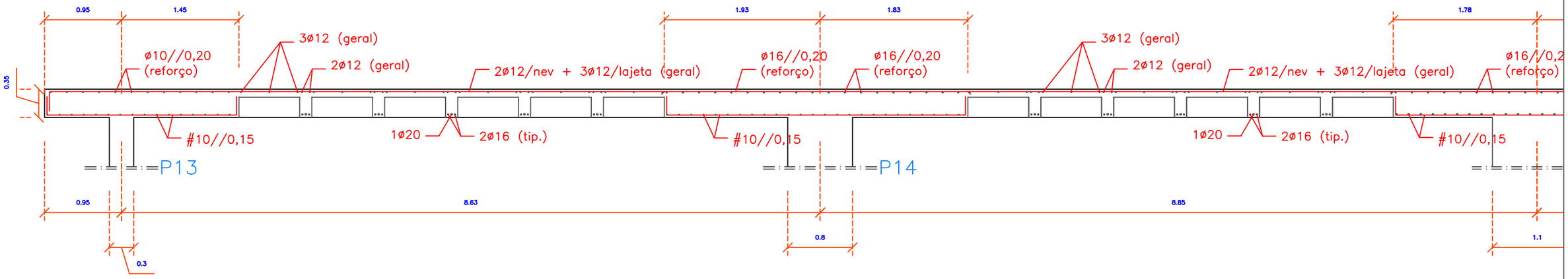
Escala:
1/200 e 1/25

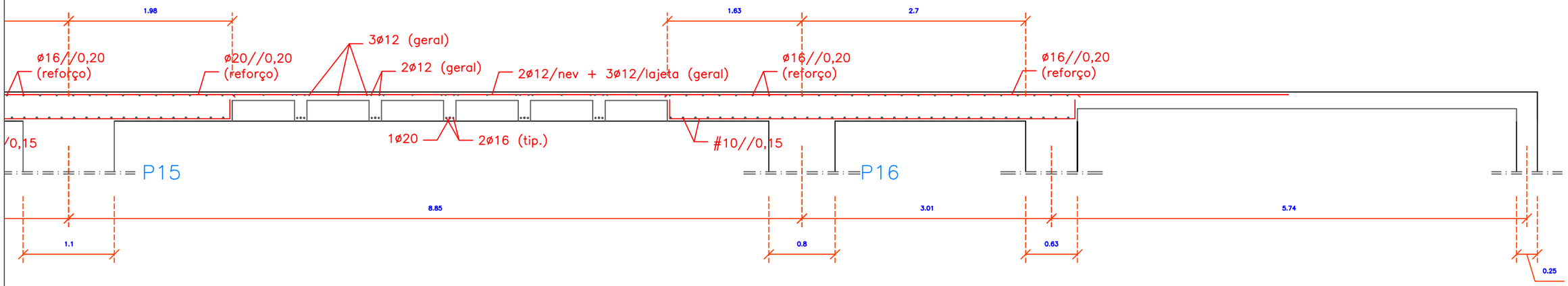
DATA: __/__/____

PROCESSO: _____

ANEXO A.3

A.3.10. CORTE BB' – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCÕES DE ALIGEIRAMENTO





REQUERENTE: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
OBRA: MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL DISSERTAÇÃO EM CONSTRUÇÕES	MICAEL PEREIRA
ESPECIALIDADE: ESTRUTURAS / FASE: EXECUÇÃO	Escala: 1/50
DESCRIÇÃO: CORTE BB' – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA	DATA: __/__/____ PROCESSO: _____

ANEXO A.4
DEFORMAÇÃO

A.4.1. TABELA DA DEFORMAÇAO – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

A.4.2. TABELA DE DEFORMAÇAO – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGEIRAMENTO

ANEXO A.4

A.4.1. TABELA DA DEFORMAÇAO – LAJE FUNGIFORME MACIÇA SEM VIGAS DE BORDO NEM CAPITEIS

Coeficiente de fluência para a laje fungiforme maciça																			
b	d	h	A_c	u	f_{cm}	t_0	t	RH	h_0	α_1	α_2	α_3	ϕ_{RH}	$\beta(fcm)$	$\beta(t_0)$	ϕ_0	β_h	$\beta_c(t,t_0)$	$\phi(t,t_0)$
m	m	m	m^2	m	Mpa	dias	dias	%	m										
1	0,31	0,35	0,31	2,00	38	28	1825	80	310,00	0,944	0,984	0,960	1,258	2,725	0,49	1,675	927,94	0,88	1,48

Determinação dos coeficientes																	
b	h	d	d'	A'_s	A_s	ρ	ρ'	d/h	d'/h	$\alpha=(E_s/E_c)$	χ	φ	χ φ	k^I_A	k^I_ψ	k^{II}_A	k^{II}_ψ
m	m	m	m	m^2	m^2												
1,00	0,35	0,31	0,04	3,93	10,05	0,003242	0,001268	0,89	0,11	6,06	0,80	1,48	1,18	0,96	0,907	7,500	0,098

Flecha a_c - valor base	Flecha a_I - estado I					Flecha a_{IIo} - estado IIo				
a_c	k^I_A	$a_I^{t=0}$	k^I_ψ	φ	a_{IG}^t	k^{II}_A	$a_{IIo}^{t=0}$	k^{II}_ψ	φ	a_{IIo}^t
mm		mm			mm		mm			mm
3,50	0,96	3,36	0,907	1,48	7,86	7,50	26,25	0,098	1,48	30,05

Flecha provável a													
b	d	W	f_{ct}	M_{rD}	M_D	β_1	β_2	ζ	β_1	β_2	ζ	a	a
m	m		Mpa	KN m/m	KN m/m		t=0			t		t=0	t
1	0,31	0,0160	2,9	46,45	84,15	1,0	1,0	0,448	1,0	0,5	0,724	13,6	23,9

ANEXO A.4

A.4.2. TABELA DE DEFORMAÇAO – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOES DE ALIGEIRAMENTO

Coeficiente de fluência para a laje fungiforme aligeirada																		
b	d	h	Ac	u	f_{cm}	t_0	t	RH	h_0	α_1	α_2	α_3	ϕ_{RH}	$\beta(fcm)$	$\beta(t_0)$	ϕ_0	β_h	$\beta_c(t,t_0)$	$\phi(t,t_0)$
m	m	m	m^2	m	Mpa	dias	dias	%	m										
0,9	0,31	0,35	0,1275	2,00	38	28	1825	80	127,50	0,944	0,984	0,960	1,353	2,725	0,49	1,801	522,90	0,93	1,67

Determinação dos coeficientes																	
b	h	d	d'	A'_s	A_s	ρ	ρ'	d/h	d'/h	$\alpha=(E_s/E_c)$	χ	ϕ	χ ϕ	k^I_A	k^I_ψ	k^{II}_A	k^{II}_ψ
m	m	m	m	m^2	m^2												
0,90	0,35	0,31	0,04	5,65	7,16	0,005616	0,004431	0,89	0,11	6,06	0,80	1,67	1,33	0,90	0,799	4,9	0,134

Flecha a_c - valor base	Flecha a_I - estado I					Flecha a_{IIo} - estado IIo				
a_c	k^I_A	$a_I^{t=0}$	k^I_ψ	ϕ	a_{IG}^t	k^{II}_A	$a_{IIo}^{t=0}$	k^{II}_ψ	ϕ	a_{IIo}^t
mm		mm			mm		mm			mm
6,40	0,90	5,76	0,799	1,67	13,44	4,90	9,03	0,134	1,67	38,37

Flecha provável a														
b	d	I	v	f_{ct}	M_{rD}	M_D	β_1	β_2	ζ	β_1	β_2	ζ	a	a
m	m			Mpa	KN m/m	KN m/m		t=0			t		t=0	t
0,9	0,31	0,0011	0,2485	2,9	12,61	51,6	1,00	1,0	0,756	1,0	0,5	0,878	8,2	35,3