

INFLUÊNCIA DA DEFORMAÇÃO DE LAJES FUNGIFORMES NO COMPORTAMENTO DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO

NUNO EDUARDO SANTOS GONÇALVES

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 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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.

Á Filipa, meus Pais e Irmãos.

AGRADECIMENTOS

Nenhum trabalho com esta exigência é possível de ser realizado sem a ajuda de um conjunto de pessoas que nos apoiem e nos guiem na partilha de conhecimentos técnicos, mas também não seria possível sem a ajuda de familiares e amigos que compensam os longos momentos de solidão passados na procura de ideias e soluções.

O primeiro agradecimento é obviamente para o Professor Jorge Chaves, pela disponibilidade, pela partilha de conhecimento, pelos bons conselhos e amizade ao longo destes meses.

À Filipa, pelo amor e pela paciência sempre demonstrada.

Aos meus pais e irmãos, porque sempre foram inultrapassáveis na compreensão e no apoio que me deram ao longo de todos os anos da minha formação.

Aos meus amigos, ao Macedo, à Isabel e ao Jorge pela amizade e partilha de conhecimento ao longo da elaboração desta tese.

RESUMO

O presente trabalho tem como objectivo a análise da influência de dois tipos de suportes estruturais na deformabilidade de revestimentos cerâmicos. Para a obtenção de resultados concretos associámos a esta análise o dimensionamento de um edifício residencial, onde foi possível verificar quais as flechas obtidas e depois compará-las com os regulamentos e estudos já efectuados.

Nestas bases serão formulados modelos matemáticos e utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, Robot Structural Analysis. Com recurso às potencialidades deste programa e respeitando as condições exigenciais para um projecto de estabilidade e as verificações de segurança preconizadas pelo EC0, EC1, EC2, RSA e REBAP iremos dimensionar os elementos estruturais do edifício.

Neste estudo damos particular atenção ao dimensionamento das duas soluções que nos propomos comparar, lajes fungiformes maciças com capiteis e lajes fungiformes aligeiradas com blocos perdidos. Através de um modelo simplificado reservado ao cálculo de flecha (método bilinear), calculou-se a flecha instantânea e flecha a tempo infinito para os dois tipos de soluções, permitindo obter algumas conclusões.

A deformação excessiva do suporte do revestimento cerâmico pode causar patologias graves. Pretendemos verificar se a limitação das flechas aos valores regulamentares permite evitar estas patologias e qual a relação entre as flechas regulamentares e as flechas obtidas para o dimensionamento de um caso real.

Com base nas flechas obtidas e nas flechas regulamentares vamos concluir de que modo estes dois factores se cruzam na compreensão das patologias associadas à deformação excessiva do suporte e vamos tentar apresentar algumas soluções para a sua ocorrência.

PALAVRAS-CHAVE: Revestimentos cerâmicos de piso, Deformabilidade, Dimensionamento, Laje Fungiforme Maciça, Laje Fungiforme Aligeirada.

ABSTRACT

The present work aims to analyse the influence of two types of structural supports in the deformability of tiles. To obtain solid results we associate with this analysis the design of a residential building, where it was possible to verify the obtained deflection and then compare them with the regulations and studies already carried out.

Based on this will be formulated math models and will be used a computer program based on finite element method, Robot Structural Analysis. Using the potential of this program and respecting the required conditions for a stability project and security checks recommended by the EC0, EC1, EC2, RSA and REBAP we will design the structural elements of the building.

In this study we paid particular attention to the design of the two solutions that we propose to compare, concrete slabs reinforced in the support area and waffle slabs with lost blocks.

Through a simplified model for calculating booked to deflection (bilinear method), we calculated the instantaneous deflection and deflection at infinite time for the two types of solutions, acquiring some conclusions.

The excessive deformation of the support of the ceramic coating can cause serious pathologies. We intend to verify whether the limit values of the deflections to the regulations will avoid these pathologies and what the relationship between the regulated deflection and obtained deflection for the design of a real case.

Based on the deflection obtained and the deflection regulations we will conclude how that these two factors intersect in comprehension of the pathologies associated with excessive deformation and we will try to provide some solutions to their occurrence.

KEYWORDS: Ceramic tile flooring, deformability, Design, Concrete Slab, Waffle Slab

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	2
2. REVESTIMENTOS CERÂMICOS	3
2.1. HISTÓRIA	3
2.2. CARACTERIZAÇÃO DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS	4
2.3. CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS	5
2.3.1. ENSAIOS LABORATORIAIS	5
2.3.1.1. Ensaios Laboratoriais de Pavimentos e Revestimentos	6
2.3.1.2. Ensaios Laboratoriais de Argamassas, Cimentos-Cola e Colas	6
2.3.1.3. Ensaios laboratoriais - Argamassas de juntas	6
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO NF-UPEC	6
2.4. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS	7
2.5. PATOLOGIAS	8
2.5.1. DESCOLAMENTO E EMPOLAMENTO	9
2.5.2. FISSURAÇÃO	10
2.5.3. PREVENÇÃO DAS PATOLOGIAS	11
3. CONCEÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	13
3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	13
3.3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL	14
3.4. PISO TIPO	15
3.5. LAJES FUNGIFORMES	16
3.5.1. LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPÍTEIS	16
3.5.2. LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOS PERDIDOS	17
3.6. MATERIAIS UTILIZADOS	17

3.7. REGULAMENTAÇÃO	17
4. SEGURANÇA E AÇÕES	19
4.1. AÇÕES	19
4.1.1. AÇÕES PERMANENTES	20
4.1.1.1. Peso Próprio	20
4.1.1.1. Restantes Cargas Permanentes	20
4.1.2. AÇÕES VARIÁVEIS	21
4.1.1.1. Sobrecarga	21
4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	22
4.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	22
4.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	25
4.3. COMBINAÇÕES NO EDIFÍCIO EM ESTUDO	27
5. DIMENSIONAMENTO	29
5.1. ASPETOS GERAIS	29
5.2. PILARES	30
5.2.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	31
5.2.2. DIMENSIONAMENTO PILAR P_3	32
5.3. PAREDES ESTRUTURAIS E CAIXAS DE ELEVADORES	34
5.3.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	34
5.4. VIGAS	35
5.4.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	35
5.4.1. DIMENSIONAMENTO VIGA V1	38
5.5. LAJES	42
5.5.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	42
5.5.1.1. Áreas mínimas e máximas de armadura	42
5.5.1.2. Outras disposições construtivas	43
5.5.1.3. Armaduras de resistência á flexão	43
5.5.1.4. Verificação da resistência ao punçoamento	44
5.5.2. DIMENSIONAMENTO	47
5.5.2.1. Laje Fungiforme Maciça	47
5.5.2.1. Laje Fungiforme Aligeirada	58
6. DEFORMAÇÃO	69
6.1. INTRODUÇÃO	69

6.2. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	70
6.2.1. CASOS EM QUE É DISPENSADO O CÁLCULO DAS FLECHAS	70
6.2.1.1. Laje Maciça	72
6.2.1.2. Laje Fungiforme aligeirada	74
6.3. MÉTODO BILINEAR	76
6.3.1. FLECHA AC-VALOR DE BASE	77
6.3.2. FLECHA AI-ESTADO I	77
6.3.3. FLECHA A_{II0} -ESTADO II ₀	70
6.3.4. FLECHA PROVÁVEL-A	78
6.3.5. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	79
6.3.6. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES $K^I_A, K^I_\psi, K^{II}_A, K^{II}_\psi$	82
6.3.7. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PARTIÇÃO 	86
6.3.8. DETERMINAÇÃO DA FLECHA AI, A II	88
6.3.9. DETERMINAÇÃO DA FLECHA PROVÁVEL, A	89
7. ANÁLISE DE RESULTADOS	91
7.1. LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SUPORTES DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO	91
7.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO SUPORTE DO CASO EM ESTUDO	92
7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	92
8. CONCLUSÃO	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. - Azulejo árabe, século V	3
Fig. 2.2. - Azulejo Egípcio, século III	3
Fig. 2.3. - Cerâmico contemporâneo, exterior.....	4
Fig. 2.4. - Cerâmico contemporâneo, interior.....	4
Fig. 2.5. - Composição do sistema revestimento cerâmico	4
Fig. 2.6. - Exemplo ficha classificação NF-UPEC	7
Fig. 2.7. - Empolamento de revestimentos cerâmicos	9
Fig. 2.8. - Fissuração de revestimentos cerâmicos.....	10
Fig. 3.1. - Planta do edifício em estudo.....	13
Fig. 3.2. - Alçado do edifício em estudo.....	13
Fig. 3.3. - Corte A-A' do edifício em estudo.....	14
Fig. 3.4. - Planta tipo do edifício em estudo	15
Fig. 3.5. - Laje Fungiforme Maciça com Capitéis.....	16
Fig. 3.6. - Laje Fungiforme Aligeirada com Blocos Perdidos	17
Fig. 4.1. - Ação do Peso Próprio – Laje Maciça.....	20
Fig. 4.2. - Ação do Peso Próprio – Laje Nervurada	20
Fig. 4.3. - Ação do RCP – Laje Maciça	21
Fig. 4.4. - Ação do RCP – Laje Nervurada.....	21
Fig. 4.5. - Ação da Sobrecarga – Laje Maciça	21
Fig. 4.6. - Ação da Sobrecarga – Laje Nervurada.....	21
Fig. 5.1. - Vista 3D do modelo estrutural – Laje maciça	29
Fig. 5.2. - Numeração de Pilares – Laje Nervurada.....	30
Fig. 5.3. - Caracterização Pilar tipo do edifício	32
Fig. 5.4. - Esforços atuantes Pilares P_3	32
Fig. 5.5. - Caracterização das paredes do edifício.....	34
Fig. 5.6. - Numeração de Vigas – Laje Maciça	36
Fig. 5.7. - Momentos fletor, M_y	38
Fig. 5.8. - Esforço transversal, F_z	39
Fig. 5.9. - Momento torsor, M_x	39
Fig. 5.10. - Deformação para SLS.....	39
Fig. 5.11. - Incremento Momento fletor M_y , devido à duplicação de inércia	40

Fig. 5.12. - Exemplo aplicação folha de cálculo dimensionamento da armadura a meio vão	40
Fig. 5.13. - Exemplo aplicação folha de cálculo dimensionamento da armadura no apoio	41
Fig. 5.14. - Primeiro perímetro de controlo típico em torno das áreas carregadas.....	45
Fig. 5.15. - Primeiro perímetro de controlo para áreas carregadas junto a um bordo livre ou a um canto	45
Fig. 5.16. - Identificação dos painéis da laje	47
Fig. 5.17. - Identificação dos painéis da laje	47
Fig. 5.18. - Momento máximo positivo segundo a direção x.....	49
Fig. 5.19. - Momento máximo positivo segundo a direção y.....	49
Fig. 5.20. - Momento máximo negativo segundo a direção x.....	51
Fig. 5.21. - Momento máximo negativo segundo a direção y.....	51
Fig. 5.22. - Painel cut para a direção x, capitel sobre P_3	52
Fig. 5.23. - Painel cut para a direção y, capitel sobre P_3	53
Fig. 5.24. - Numeração dos Pilares, segundo o programa de cálculo	56
Fig. 5.25. - Determinação da Armadura de Punçoamento segundo a folha de cálculo.....	57
Fig. 5.26. - Bloco Ferca, vista geral.....	58
Fig. 5.27. - Bloco Ferca, corte esquemático.....	58
Fig. 5.28. - Identificação dos painéis da laje	58
Fig. 5.29. - Identificação dos painéis da laje	58
Fig. 5.30. - Características geométricas e físicas da laje aligeirada	59
Fig. 5.31. - Momento máximo positivo segundo a direção x.....	60
Fig. 5.32. - Momento máximo positivo segundo a direção y.....	60
Fig. 5.33. - Momento máximo negativo segundo a direção x.....	62
Fig. 5.34. - Momento máximo negativo segundo a direção y.....	62
Fig. 5.35. - Painel cut para a direção x do pilar P_3	63
Fig. 5.36. - Painel cut para a direção y do pilar P_3	64
Fig. 5.37. - Numeração dos Pilares, segundo o programa de cálculo	66
Fig. 5.38. - Determinação da Armadura de Punçoamento segundo a folha de cálculo.....	67
Fig. 6.1. - Zonas deformação máxima, laje maciça com capiteis (planta)	69
Fig. 6.2. - Zonas deformação máxima, laje maciça com capiteis (alçado)	69
Fig. 6.3. - Zonas deformação máxima, laje maciça com capiteis (planta)	72
Fig. 6.4. - Zonas deformação máxima, laje maciça com capiteis (alçado)	72
Fig. 6.5. - Zonas deformação máxima, laje aligeirada fungiforme (planta)	74
Fig. 6.6. - Zonas deformação máxima, laje aligeirada fungiforme (alçado)	74

Fig. 6.7. - Relação bilinear momento-flecha	76
Fig. 6.8. - Deformação máxima - laje Maciça.....	77
Fig. 6.9. - Deformação máxima - laje Aligeirada.....	77
Fig. 6.10. - Relação bilinear momento-flecha	79
Fig. 6.11. - Determinação Coeficiente fluência – Laje maciça h=0.40m.....	81
Fig. 6.12. - Determinação Coeficiente fluência – Laje aligeirada h=0.48m	82
Fig. 6.13. - $K_A^I \Leftrightarrow K_{s1}$	83
Fig. 6.14. - $K_A^{II} \Leftrightarrow K_{s2}$	84
Fig. 6.15. - $K_{\varphi}^I \Leftrightarrow K_{\varphi1}$	84
Fig. 6.16. - $K_{\varphi}^I \Leftrightarrow K_{\varphi1}$	85
Fig. 6.17. - $K_{\varphi}^{II} \Leftrightarrow K_{\varphi2}$	85
Fig. 6.18. - $K_{\varphi}^{II} \Leftrightarrow K_{\varphi2}$	86

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1. - Patologias e causas correntes em revestimentos cerâmicos.....	7
Quadro 3.1. - Espessura da Laje Fungiforme em função do tipo e vão	16
Quadro 4.1. - Valores recomendados para o ψ coeficiente para edifícios.....	22
Quadro 4.2. - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B)	22
Quadro 4.3. - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C).....	23
Quadro 4.4. - Valores de cálculo das ações a considerar na combinação de ações.....	25
Quadro 4.5. - Combinações de ações para o edifício em estudo.....	25
Quadro 6.1. - Valores básicos da relação vão altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão.....	71
Quadro 6.2. - valor da flecha base ac	77
Quadro 6.3. - valor da flecha base ac	86
Quadro 6.4. - valor de M_{ed} e M_{0d}	87
Quadro 6.5. - valor de ζ_0 e ζ_t	87
Quadro 6.6. - valor da flecha base al e a II.....	88
Quadro 6.7. - valor da flecha provável a	89
Quadro 7.1. - valor da flecha provável α e $\alpha^{t=t_i}$, associada ao seu tipo de suporte e vão.....	92
Quadro 7.2. - valor da flecha provável α e $\alpha^{t=t_i}$, associada ao seu tipo de suporte e vão.....	93
Quadro 7.3. - valor da flecha provável α e $\alpha^{t=t_i}$, associada ao seu tipo de suporte e vão.....	93

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	Área
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{ef}	Área limitada pela linha média da secção oca eficaz (torção)
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,cal}$	Área da secção de armadura requerida pelo cálculo
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armadura
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
A_{sl}	Área total da secção da armadura longitudinal de torção
A_{st}	Área da secção das cintas da armadura de esforço transversal
E_c, E_{cm}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F_{sd}	Valor de cálculo de uma força actuante
M	Momento flector
M_{sd}	Valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{sd,x}$	Componente segundo x de uma secção do valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{sd,y}$	Componente segundo y de uma secção do valor de cálculo do momento flector actuante
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente
N_{Sd}	Valor de cálculo do esforço normal actuante
T	Momento torsor
T_{cd}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da resistência do betão
T_{ld}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura longitudinal de torção
T_{Rd}	Valor de cálculo do momento torsor resistente
T_{td}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura transversal de torção
V	Esforço transversal
V_{cd}	Parcela do valor de cálculo do esforço transversal resistente que depende da resistência do betão
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal resistente; valor de cálculo do esforço de punção resistente
V_{Sd}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
V_{wd}	Parcela do valor de cálculo do esforço transversal resistente que depende da armadura de esforço transversal
a	Flecha de um elemento flectido

a_l	Translação do diagrama de forças $M_{Sd/z}$
b	Dimensão; largura de uma secção
b_w	Largura da alma de uma secção
c	Recobrimento de uma armadura
d	Altura útil de uma secção transversal
d_{ef}	Diâmetro do maior círculo que pode estar contido na área delimitada pela linha média da secção oca eficaz (torção)
d_o	Diâmetro do contorno crítico de punçoamento
e	Excentricidade
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão
f_{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado
h	Altura total de uma secção transversal
h_{ef}	Espessura da secção oca eficaz (torção)
h_{tot}	Altura total de uma estrutura
l	Vão teórico; comprimento livre de um pilar
l_b	Valor de base do comprimento da amarração de uma armadura
$L_{b,net}$	Comprimento de amarração de uma armadura
s	Espaçamento dos varões de uma armadura
t	Idade do betão
u	Perímetro
u_{ef}	Perímetro da linha média da secção oca eficaz (torção)
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) resistente por unidade de comprimento
V_{Sd}	Valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) actuante por unidade de comprimento
$\varnothing$	Diâmetro de um varão
β	Coeficiente
$\beta_a(t_0)$	Função relativa à deformação inicial do betão (fluência)
$\beta_d(t-t_0)$	Função relativa à elasticidade diferida do betão no intervalo de tempo $t-t_0$ (fluência)
λ	Coeficiente
ρ	Percentagem de armadura
ρ_w	Percentagem de armadura de esforço transversal
φ_d	Coeficiente de elasticidade diferida (fluência)
φ_f	Coeficiente de plasticidade diferida (fluência)
$\varphi(t,t_0)$	Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

O controle de deformação de elementos estruturais tem uma influência extremamente relevante na qualidade final das edificações. Neste trabalho proponho-me a estudar a influência que a deformabilidade de lajes pode ter no desempenho dos revestimentos de piso, mais especificamente dos pisos cerâmicos. Com esta finalidade vamos associar este estudo a um caso concreto de um edifício de habitação. Outro aspecto importante que influencia este estudo é a escolha das soluções estruturais que pretendemos analisar. Das várias opções existentes e pela especificidade do projeto optamos por estudar lajes maciças com capiteis e lajes fungiformes aligeiradas com blocos perdidos com bandas maciças junto dos pilares.

Os revestimentos cerâmicos são parte integrante de um sistema de acabamento de piso composto pelo ladrilho, pelo material de interface com o suporte, usualmente são utilizadas colas específicas, e pelo produto de preenchimento das juntas. Este sistema fica completo com a estrutura de suporte onde é aplicado. Uma boa solução é aquela que é pensada tendo em conta todas as especificidades dos seus componentes.

Quando algum dos componentes sofre uma anomalia, as patologias aparecem visíveis na sua interface com o utilizador. O revestimento cerâmico será então a face visível do bom ou mau funcionamento de todo o sistema.

Dentro das patologias que se conhecem associadas a revestimentos cerâmicos são mais graves aquelas que têm origem no seu suporte, por ser de mais difícil resolução e normalmente mais onerosa também.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é verificar a deformabilidade de dois pisos estruturais, lajes maciças e lajes fungiformes aligeiradas e relacionar essa deformação com patologias características dos revestimentos cerâmicos de piso.

O dimensionamento dos sistemas estruturais é feito com o auxílio do programa Autodesk Robot Structural Analysis e do Revit Structure.

Com base nos programas e folhas de cálculo desenvolvidas especificamente para este projeto são encontradas soluções de dimensionamento para o caso real em estudo. São calculadas as deformações espectáveis para esses pavimentos e depois comparadas com as exigências próprias dos revestimentos cerâmicos.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em 8 capítulos, cada um dos capítulos tem particular incidência nos seguintes conteúdos:

O Primeiro Capítulo, Introdução, enquadra todo o trabalho, dá-se uma perspetiva geral daquilo que são os objetivos propostos e resumem-se as matérias que serão tratadas em cada um dos capítulos.

O Segundo Capítulo, Revestimentos Cerâmicos, é dedicado à descrição detalhada dos revestimentos, a sua história exigências funcionais, classificação, patologias que podem apresentar entre outras características destes revestimentos.

No Terceiro Capítulo, conceção e descrição do edifício, é feita uma descrição detalhada da organização proposta pela arquitetura, bem como da conceção estrutural que pretendemos seguir. É ainda neste capítulo que são definidos os materiais a utilizar bem como a regulamentação a aplicar.

O Capítulo 4, Segurança e Ações, é destinado a pormenorizar as ações que vamos considerar no caso em estudo. São definidas quais as ações que consideramos importantes aplicar na estrutura, quantificamos o seu valor e definimos o modo como as combinamos de modo a obter valores reais de esforços atuantes na estrutura. Todo este trabalho é acompanhado pela regulamentação aplicável, não só pelo Eurocódigo 2 como também pelo Eurocódigo 0 e Eurocódigo 1.

O capítulo 5, Dimensionamento, é reservado a todos os cálculos que se procederam para o dimensionamento do edifício para Estado Limite Ultimo. São apresentados os esforços condicionantes através de imagens do Robot Structural Analysis e é dada uma perspetiva das disposições construtivas exigidas a cada elemento estrutural.

O Capítulo 6, Deformações, é sobretudo destinado á análise das flechas dos dois modelos que pretendemos analisar, as lajes maciças com capiteis e as lajes com blocos de aligeiramento. As deformações são depois comparadas com os limites regulamentares.

Por último, o Capítulo 7 é destinado às conclusões. É feita uma interpretação dos dados recolhidos e uma análise crítica dos resultados. Tentamos ainda propor soluções para alguns problemas detetados.

2

REVESTIMENTOS CERÂMICOS

2.1. HISTÓRIA

A cerâmica é o material artificial mais antigo produzido pelo homem, é um material de grande resistência, frequentemente encontrado em escavações arqueológicas.

Os revestimentos cerâmicos surgem na antiguidade e a sua importância é transversal à história de muitos povos, crê-se que foram os Egípcios por volta do ano 3.000 A.C. a utilizar primeiramente os materiais cerâmico como objetos relacionados com o culto religioso. Outras manifestações importantes na história da cerâmica foram trazidas pelos Babilônios e pelos Assírios que utilizavam cerâmica com ladrilhos esmaltados em azul, cinza e ainda relevos decorados. Os Persas produziam cerâmicos com base na argila cozida em alto brilho, método que ainda perdura nos nossos dias.

Em Portugal acredita-se que foram os árabes por volta do séc. V a introduzir esses produtos na Península Ibérica.

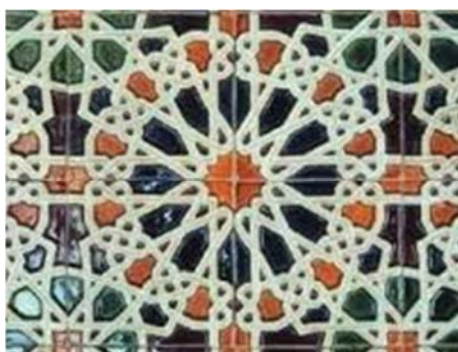


Fig. 2.1. - Azulejo árabe, século V



Fig. 2.2. - Azulejo Egípcio, século III

Durante muitos anos, os cerâmicos foram conhecidos pelo seu requinte e luxo. Após a 2ª Guerra Mundial, houve um grande aumento da produção de revestimentos cerâmicos devido ao desenvolvimento de novas técnicas de produção. Como consequência os preços começaram a baixar, possibilitando a uma faixa maior de classes sociais a condição de adquirir o produto cerâmico. Nesta altura, os revestimentos cerâmicos eram utilizados primordialmente em casas de banho e cozinhas. Com o passar dos anos, a indústria cerâmica desenvolveu-se com grande rapidez. Novas tecnologias, matérias-primas, formatos e cores foram desenvolvidas, o que proporcionou a expansão da cerâmica

de zonas húmidas da casa para outros compartimentos, aliás, este desenvolvimento tecnológico acabou por levar os cerâmicos para outro tipo de edifícios com um grau exigencial muito maior.



Fig. 2.3 – Cerâmico contemporâneo, exterior.

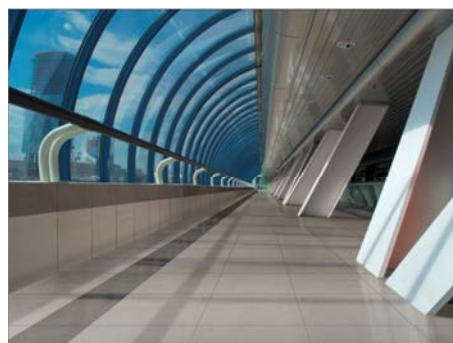


Fig. 2.4 - Cerâmico contemporâneo, interior

A sua adaptabilidade permitiu aos materiais cerâmicos acompanharem todas as evoluções que a construção sofreu, sendo que o seu uso passou a ter uma diversidade muito maior. De revestimento de parede passou também a ser um dos mais comuns revestimentos de piso.

Nos dias de hoje, o revestimento cerâmico é apreciado por ser um produto durável, de fácil limpeza, antialérgico, resistente, impermeável, altamente decorativo, não inflamável e acessível a todas as condições financeiras. Nos últimos anos, acompanhando a evolução industrial, a indústria cerâmica adotou a produção em massa, garantida pela indústria de equipamentos, e a introdução de técnicas de gestão, incluindo o controlo de matérias-primas, dos processos e dos produtos fabricados.

2.2. CARACTERIZAÇÃO DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS

O revestimento cerâmico é, tecnicamente, considerado um sistema constituído por um conjunto de elementos distintos funcionando como uma estrutura organizada. Esses elementos têm composições diferentes que geram esforços diferentes, que devem apresentar um equilíbrio de todas as forças que atuam no sistema, para que não ocorra o comprometimento do revestimento cerâmico.

Os elementos do revestimento cerâmico são: Substrato ou base, argamassa colante, placa cerâmica, juntas e argamassa de rejuntamento.

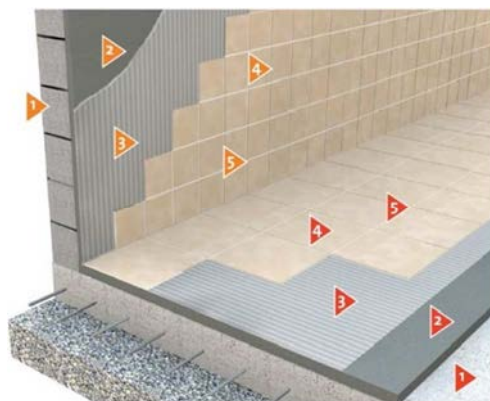


Fig. 2.5 - Composição do sistema revestimento cerâmico

Na ótica do nosso trabalho é importante diferenciar os cerâmicos de parede e os cerâmicos de pavimento, sendo que na sua maioria tanto podem ser aplicados na parede como no pavimento. Os revestimentos cerâmicos podem ser diferenciados consoante o processo de fabrico, extrudido, prensado a seco ou moldado ao natural, pela capacidade de absorção de água, ou em função dos ladrilhos utilizados.

A fixação dos revestimentos cerâmicos é, no caso dos cerâmicos de piso essencialmente realizado á base de colagem com diferentes tipos de argamassa e cimentos cola que diferem consoante as características do substrato e do ladrilho. Em alternativa pode ser utilizado um sistema de fixação mecânico.

Outro facto importante dos cerâmicos é a junta entre ladrilhos. Atualmente há uma grande oferta do mercado para soluções com junta seca, sobretudo por imperativos arquitetónicos. No entanto este tipo de sistema pode resultar num aumento de riscos potenciais, sobretudo o empolamento dos ladrilhos. As juntas entre ladrilhos servem para corrigir assimetrias do próprio material mas também para permitir que o sistema suporte descolamentos pequenos do substrato e da própria retração das argamassas.

2.3. CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS

Com a crescente exigência imposta ao sector da construção, todos os produtos têm de garantir uma série de requisitos, cuidadosamente estipulados, para que cumpram convenientemente a função para a qual foram designados.

Com este objetivo criaram-se uma série de normas e procedimentos para garantir a qualidade tanto do sistema, como dos elementos que o constituem.

2.3.1. ENSAIOS LABORATORIAIS [1]

2.3.1.1 Ensaios Laboratoriais de Pavimentos e Revestimentos

EN ISO 10545-2- Determinação de dimensões: comprimento de largura.

EN ISO 10545-2- Determinação de dimensões: espessura.

EN ISO 10545-2- Determinação da retilinearidade das arestas

EN ISO 10545-2- Determinação da ortogonalidade

EN ISO 10545-2- Determinação da planaridade (curvatura e empeno)

EN ISO 10545-2- Determinação da qualidade da superfície

EN ISO 10545-3- Determinação da absorção de água, porosidade aparente, densidade aparente e densidade real.

EN ISO 10545-4- Determinação do módulo de rutura e resistência á flexão

EN ISO 10545-5- Determinação da resistência ao impacto pelo coeficiente de restituição

EN ISO 10545-6- Determinação da resistência à abrasão profunda para ladrilhos não vidrados

EN ISO 10545-7- Determinação da resistência à abrasão superficial de ladrilhos vidrados

EN ISO 10545-8- Determinação da dilatação térmica linear

EN ISO 10545-9- Determinação da resistência ao choque térmico

EN ISO 10545-10- Determinação da expansão por humidade

EN ISO 10545-11- Determinação da resistência à fendilhagem de ladrilhos vidrados

EN ISO 10545-12- Determinação da resistência ao gelo

EN ISO 10545-13- Determinação da resistência química

EN ISO 10545-14- Determinação da resistência às manchas

EN ISO 10545-15- Determinação da libertação de chumbo e cádmio de ladrilhos vidrados

EN ISO 10545-16- Determinação de pequenas diferenças de cor

2.3.1.2 Ensaio Laboratoriais de Argamassas, Cimentos-Cola e Colas

EN 1038-Determinação do deslizamento

NP EN 1324- Determinação da resistência ao corte de cimentos-cola em dispersão

EN 1346- Determinação do tempo aberto

EN 1347- Determinação do poder molhante

NP EN 1348- Determinação da tensão de adesão de cimentos-cola

EN 12003-Determinação da resistência ao corte de cimentos-cola de reação EN 12808-1-
Determinação da resistência química de cimentos-cola de reação EN 12004- Tempo de
Armazenamento

EN 12706- Consistência

2.3.1.3. Ensaio laboratoriais - Argamassas de juntas

EN 12808-1- Determinação da resistência química de argamassas de reação

EN 12808-2- Determinação da resistência à abrasão

EN 12808-3- Determinação da resistência à compressão e flexão

EN 12808-4- Determinação da retração

EN 12808-5- Determinação da absorção de água

2.3.2. CLASSIFICAÇÃO NF-UPEC

A classificação UPEC é um método francês de classificação de pavimentos, sendo possível a sua determinação relativamente a qualquer tipo de material. Esta classificação é feita pela CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, e amplamente reconhecida pela comunidade académica.

Este método avalia, numa escala exigencial os parâmetros mais relevantes para o cumprimento dos requisitos exigenciais a que está sujeito.

Assim teremos a avaliação dos seguintes parâmetros:

U- Resistência ao desgaste

P- Resistência mecânica

E- Comportamento à água

C- Resistência aos agentes químicos

Cada um dos parâmetros será seguido de um índice numérico que visa caracterizar o comportamento do produto e o nível de exigência pretendido, este valor irá aumentar proporcionalmente ao aumento do grau de exigência existente.

Série commerciale		TEMPO			
Particularité					
Comportement au gel		Satisfaisant selon essai normalisé			
Dimensions (mm)		Particularité du format	Référence	Désignation - Coloris	Classement
Dim. planes	Ep.				
600 x 600	10		PT02	Bege	U3 P3 E3 C2
600 x 600	10		PT04	Negro	U2 P3 E3 C2

Fig. 2.6 – Exemplo ficha classificação NF-UPEC

Este tipo de classificação é essencialmente utilizado para pavimentos interiores concebidos para a circulação de pessoas e cargas em edifícios de habitação, administrativos, hoteleiros, comerciais, escolares e hospitalares.

Tomando por base esta classificação é possível fazer uma escolha acertada dos ladrilhos cerâmicos em função do tipo de utilização esperada para o pavimento.

2.4. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS

A Diretiva dos Produtos da Construção estabelece que, para serem colocados no mercado, numa obra de construção, incluindo as obras de construção civil e de engenharia civil, devem estar aptos ao uso a que se destinam, devendo por isso apresentar características tais que as obras onde venham a ser incorporados satisfaçam às seguintes exigências essenciais:

- Deslocamento

Para os produtos que não se destinam a garantir a estabilidade estrutural de um edifício, a Diretiva dos Produtos Comunitários preconiza uma análise com base na segurança da utilização.

A APICER refere que, para além destes requisitos, é necessário equacionar outras exigências fundamentais na conceção e projeto dos revestimentos cerâmicos, tais como a compatibilidade com o suporte, o conforto visual e tátil, a durabilidade e adaptação à utilização normal. Para além das mencionadas, Sá considerou ainda mais algumas exigências, tais como: estanquidade; termohigrotérmicas, pureza do ar, facilidade de limpeza, aptidão para o armazenamento e de economia.

De todos os fatores atrás referidos assume particular importância no estudo em questão a resistência mecânica e estabilidade quando sujeita às solicitações recorrentes da sua utilização. E aqui assume particular importância alargar a exigência do revestimento à exigência de todo o sistema, em especial do substrato. Deformações excessivas nas lajes de piso originam normalmente as patologias mais graves nos revestimentos cerâmicos.

2.5. PATOLOGIAS

Existem vários tipos de patologias associadas aos revestimentos cerâmicos. A maioria destas patologias tem uma consequência essencialmente estética que se manifesta na superfície do revestimento cerâmico. No entanto a nós interessam-nos mais aquelas que podem comprometer a integridade do sistema, e por isso daremos especial relevo nos pontos seguintes. No quadro 1 que se segue, faz-se uma breve caracterização da patologia, descrevem-se os sintomas inerentes a essa patologia e apontam-se as causas mais prováveis para o seu aparecimento.

Quadro 2.1. – Patologias e causas correntes em revestimentos cerâmicos [1]

Tipo de Patologia	Sintomas	Causas Prováveis
Descolamento	Perda de aderência, relativamente ao suporte, com ou sem empolamento. Na maior parte dos casos não é possível recolocar os ladrilhos por estes não caberem no espaço que anteriormente ocupavam.	Movimentos diferenciais suporte-sistema de revestimento. Aderência insuficiente entre camadas do sistema de revestimento Falta de juntas elásticas no contorno do revestimento Deficiências do suporte (deficiências de limpeza, planeza, porosidade)
Fissuração	Fissuras que atravessam toda a espessura dos ladrilhos	Fendilhação do suporte, ou movimentos diferenciais suporte-revestimento que provocam tração nos ladrilhos. Contração ou expansão do produto de assentamento dos ladrilhos. Choque violento ou choque em ladrilhos mal assentes. Rotura por flexão em ladrilhos mal assentes.
Esmagamento ou lascagem nos bordos dos ladrilhos		Movimentos diferenciais suporte-sistema de revestimento, que resultam em compressão dos ladrilhos.
Enodoamento prematuro	Manchas de produto de endoantes na face útil dos ladrilhos.	Seleção inadequada dos ladrilhos, que não teve em conta a severidade do uso inerente ao espaço revestido; ladrilhos com classificação funcional insuficiente para o espaço revestido. Abertura de poros na superfície dos ladrilhos; em consequência do desgaste, ou de ataque químico, que retêm sujidade.
Riscagem prematura dos ladrilhos	Zonas evidenciando riscagem ou desgaste profundo ou desaparecimento do vidrado dos ladrilhos.	
Alteração de cor	Alteração localizada da cor inicial dos ladrilhos.	Desgaste nas zonas de maior circulação Ataque químico
Desprendimento do vidrado	Crateras rodeadas por fissuras concêntricas	Seleção inadequada dos ladrilhos que não teve em conta a severidade das ações de choque ou de gelo que se verificaram em uso

Deficiências de planeza	Irregularidades de superfície do suporte que o produto de assentamento não pode disfarçar. Não cumprimento das regras de qualidade sobre a planeza geral ou localizada da superfície do sistema. Empena dos ladrilhos
Escorregamento	Humedecimento inusitado dos ladrilhos Eliminação, em consequência do desgaste, da rugosidade superficial que garantia a resistência ao escorregamento

2.5.1. DESCOLAMENTO E EMPOLAMENTO

O Descolamento e o empolamento são as patologias que mais se associam ao nosso caso de estudo. São os movimentos do suporte onde são aplicados os revestimentos cerâmicos que acabam por condicionar o cumprimento ou não das exigências para os quais os cerâmicos foram desenvolvidos.



Fig. 2.7 – Empolamento de revestimentos cerâmicos

Na generalidade das vezes estas patologias decorrem de uma ação prolongada sobre os revestimentos, e são causados por: [1]

- elevada expansão irreversível do revestimento cerâmico, não compensada pelas juntas elásticas no contorno do revestimento e pelo seu material de preenchimento;
- baixa flexibilidade e resistência da camada de colagem;
- reduzida aderência entre camadas do sistema de revestimento de piso.

Os problemas de descolamento de pisos cerâmicos normalmente têm origem em falhas no processo de execução do próprio piso ou em deformações da estrutura-suporte (laje). Os problemas decorrentes de deformações ou deslocamento da laje-suporte independem se esta é uma “laje acabada” ou não. No caso da “laje acabada” há que se considerar a deformabilidade da laje, pois, se esta for grande, o que pode ocorrer em grandes vãos seria aconselhável a execução de uma camada de separação, entre a laje e o piso, o que deixaria de ser uma “laje acabada”.

Dois cuidados básicos são fundamentais no caso em questão, quais sejam, criação de uma junta de dessolidarização entre o piso e as paredes ou a estrutura e a adoção de juntas mais largas entre revestimentos cerâmicos. Em regiões sujeitas a incidências do sol, é recomendável o uso de

argamassas colantes especiais, com maior poder de aderência. Nesse caso também é importante a escolha de revestimentos cerâmicos dando preferência a produtos com menores valores de absorção de água, os quais apresentam menores valores de expansão devido à humidade.

Outro problema que se depara nos casos dos revestimentos cerâmicos de piso é o descolamento abrupto dos revestimentos. Em vez de um processo demorado e uniforme afetando a laje localizadamente dá-se uma “explosão” da parte superior do sistema de revestimento. Esse efeito surge devido ao aumento das tensões de contacto entre os ladrilhos, não possuindo as juntas elasticidade suficiente para compensar essas forças instaladas. Este problema tem ganho importância devido ao aumento das peças de revestimento e diminuição de espessura das juntas.

A solução para esta patologia é o estudo de soluções em fase de projeto, através de uma análise cuidada das deformações das estruturas de apoio ao longo do tempo. Só conhecendo a real deformação da estrutura podemos prever o desempenho dos revestimentos cerâmicos de piso.

2.5.2. FISSURAÇÃO

De seguida apresentam-se algumas das causas principais da ocorrência de fissuração em revestimentos cerâmicos de piso [1]:

- rotura por flexão em ladrilhos mal assentes;
- choque violento ou choque em ladrilhos mal assentes;
- fendilhação do suporte ou movimentos diferenciais suporte-revestimentos que conduzem a tracção nos ladrilhos;
- contracção ou expansão do produto de assentamento dos ladrilhos.



Fig. 2.8 – Fissuração de revestimentos cerâmicos

2.5.3 PREVENÇÃO DAS PATOLOGIAS

A forma mais eficaz de evitar as duas patologias anteriormente descritas é assegurar, em fase de projecto, suportes com deformações instantaneas e deformações a longo prazo compatíveis com os revestimentos.

Para isto deverão ser definidos pelos intervenientes quais os materiais a aplicar e quais as condições dos elementos de suporte para que os projetistas definam princípios estruturais que limitem a deformação excessiva do suporte. Deverá ainda ser garantido, sob um ponto de vista exigencial as condições técnicas para que estes princípios se materializem em obra.

Outro factor importante é a definição precisa da geometria das juntas entre ladrilhos e da escolha correta dos materiais de colagem.

3

CONCEÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Para tornar os resultados deste trabalho mais visíveis optámos por aplicar os conceitos referidos num projeto real. Para isso escolhemos um edifício que apresenta grandes vãos, com o objetivo claro de que o impacto dos resultados tenha uma grande visibilidade. Depois de uma breve análise de possíveis soluções estruturais optámos por dimensionar pormenorizadamente a laje de um piso, designado por piso tipo, para duas situações, lajes fungiformes maciças com capiteis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes perdidos.

3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício objeto de estudo do presente trabalho é um edifício de utilização mista, com predominância para a habitação, possui 4 pisos enterrados e 26 pisos acima do solo, e está localizado no centro de Luanda.

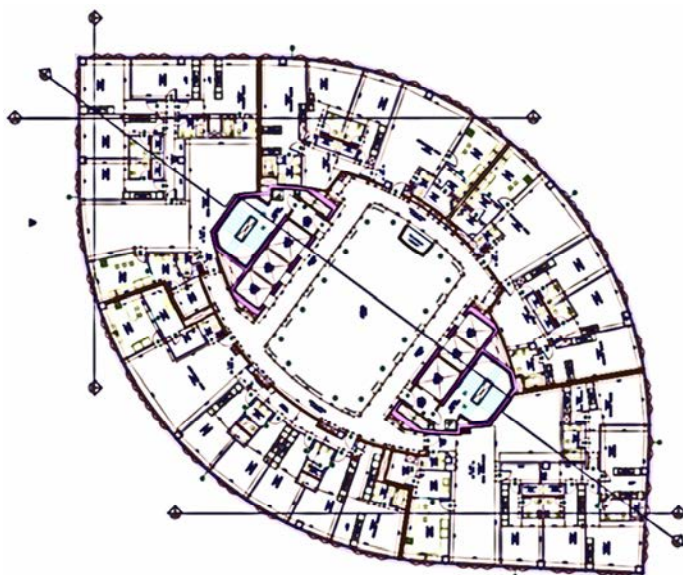


Fig. 3.1. - Planta do edifício em estudo

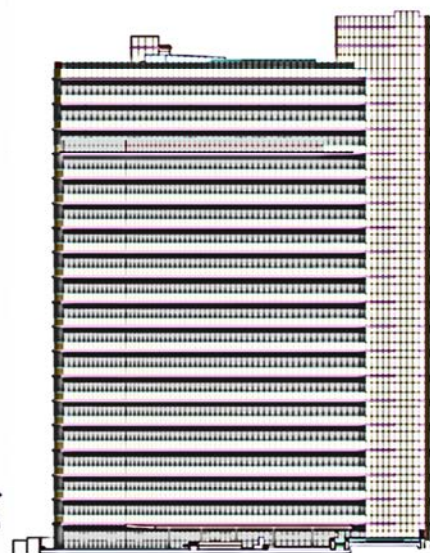


Fig. 3.2. - Alçado do edifício em estudo

As caves funcionam como parque de estacionamento comum a ambas as torres, no piso térreo e nos 3 primeiros pisos existem algumas lojas, um ginásio bem como uma ampla zona de restauração, enquanto os pisos superiores estão destinados á habitação. O edifício apresenta uma geometria aproximadamente elíptica, com uma distância máxima entre extremos de 46m. Devido a condicionantes arquitetónicas não pode ser considerada a existência de junta de dilatação.

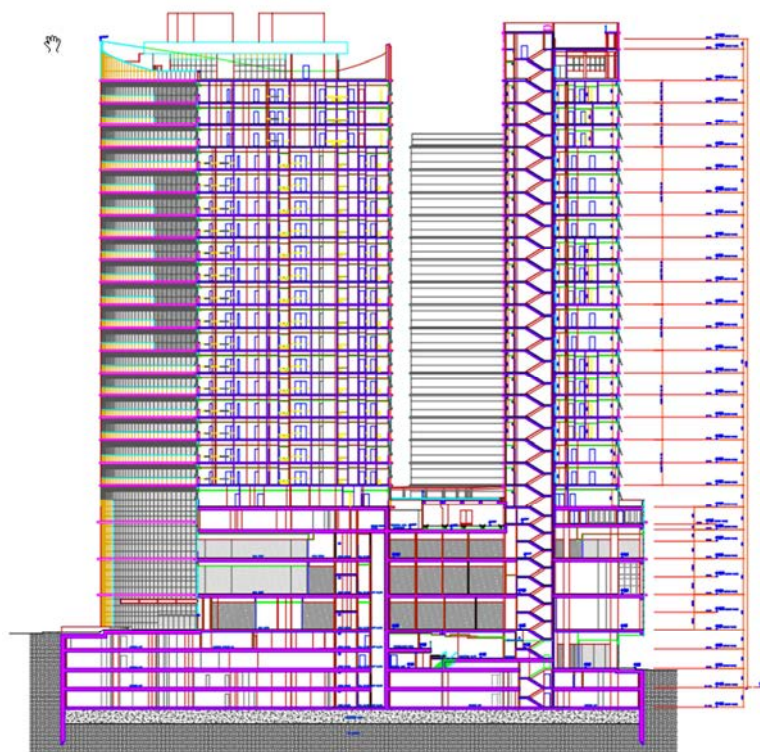


Fig. 3.3. - Corte A-A' do edifício em estudo

3.3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A conceção da estrutura de um edifício consiste na capacidade de arranjar e combinar de modo adequado diversos elementos estruturais existentes e definir minuciosamente as ações actantes, com o objetivo de atender simultaneamente aos requisitos de segurança, de durabilidade, de estética e funcionalidade, entre outros, que as construções devem apresentar.

Na conceção da estrutura de um edifício algumas diretrizes apresentam extrema importância, como por exemplo:

- O conjunto da estrutura deve atender tanto quanto possível a forma, a estética, as condições impostas pelo projeto de arquitetura;

- Deve-se procurar embutir os elementos estruturais, geralmente as vigas e os pilares nas paredes de alvenaria ou em localizações aprovadas pela arquitetura;
- A transmissão das cargas deve ser feita de forma mais direta possível, pelo caminho mais curto. Deve-se evitar, sempre que possível, transmitir as cargas de vigas principais sobre outras vigas (apoios indiretos), e apoio de pilares sobre vigas (chamadas vigas de transição);
- As dimensões da estrutura em planta devem ser limitadas (geralmente a 30 m no máximo), a fim de diminuir os efeitos da retração e da variação de temperatura. Isso pode ser obtido pela especificação de juntas de dilatação, que resultam em blocos de estruturas independentes que não interagem entre si estruturalmente;
- Em edifícios de pisos múltiplos a verificação da estabilidade global da estrutura assume grande importância, porque a ação horizontal do vento alcança valores significativos. A especificação da seção transversal das vigas, e principalmente dos pilares, deve ser feita de maneira muito criteriosa e a estrutura de contraventamento deve ser avaliada cuidadosamente.

No que respeita ao sistema estrutural específico deste edifício é constituído por um sistema monolítico, do qual são parte integrante os pilares, as paredes estruturais e as lajes fungiformes. Teremos dois casos de estudo que vão merecer toda a atenção: o primeiro caso corresponderá a uma laje fungiforme maciça sem capitéis e o segundo a uma solução de laje fungiforme aligeirada com blocos de aligeiramento.

Durante todo o processo procurou-se respeitar a localização dos elementos estruturais tal como representados na arquitetura

3.4. PISO TIPO

O piso escolhido para se efetuar a análise pretendida no presente trabalho é o piso 26, por considerámos que as suas características são as que mais identificam o projeto e que se repetem mais vezes.



Fig. 3.4. - Planta tipo do edifício em estudo

3.5. LAJES FUNGIFORMES

As lajes são elementos estruturais planos, geralmente horizontais. Devido ao seu peso próprio e às cargas verticais que actuam nelas, estas encontram-se essencialmente submetidas a esforços de flexão. As lajes fungiformes são lajes contínuas em duas direcções ortogonais, as quais apoiam directamente nos pilares, podendo ser maciças ou aligeiradas, dentro das maciças podemos ainda distinguir as que têm espessura constantes das que têm um espessamento na zona dos pilares.

No quadro seguinte apresenta-se tanto a gama de vãos em que se utiliza cada um dos tipos de lajes fungiformes, como as espessuras adoptadas em cada situação. O tipo de laje fungiforme a utilizar em cada caso específico é função do vão e carga de projecto.

Quadro 3.1. - Espessura da Laje Fungiforme em função do tipo e vão.

Laje fungiforme tipo	Esbelteza (L / h)	h [m]									
		L [m]									
		4	5	6	7	8	9	10	12	20	
Laje maciça	25 a 30	0.15 →		≈ 0.20	≈ 0.25						
Laje maciça com capitel	35 a 40	0.15	→		≈ 0.20	≈ 0.25					
Laje aligeirada	20 a 25		0.225 →		≈ 0.25		0.30	≈ 0.35			
Laje aligeirada com capitel	25 a 30			0.225 →		≈ 0.25	0.30	≈ 0.35			
Laje maciça pré-esforçada	40					0.20		≈ 0.25	≈ 0.30		
Laje aligeirada pré-esforçada	35					0.225	≈ 0.25	≈ 0.30	≈ 0.35	≈ 0.60	

3.5.1 LAJE FUNGIFORME MACIÇA COM CAPÍTEIS

Nas lajes maciças a trajectória das cargas é realizada de uma forma multi-direccional, dirigindo-se directamente para os pilares que as suportam.

Estas lajes são caracterizadas pelo alargamento da secção na zona superior do pilar ou espessamento da laje na zona dos pilares, formando assim um capitel, como mostra a Figura 3.5. Para maiores vãos ou cargas, a espessura necessária para transmitir as acções verticais aos pilares excede a necessária para os esforços de flexão, obrigando à utilização de capitéis para evitar a rotura por punçoamento.

Este tipo de laje surge da necessidade de se encontrar uma solução estrutural que permitisse aumentar as cargas de serviço ou vãos das lajes fungiformes maciças. Para resolver o problema de transferência de carga para o pilar (punçoamento), é aumentada a secção da laje na zona do pilar.



Fig. 3.5. - Laje Fungiforme Maciça com Capitéis [15]

3.5.2 LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM BLOCOS PERDIDOS

As lajes fungiformes aligeiradas estão constituídas por nervuras nas duas direcções, por zonas maciças junto dos pilares e por vigas de bordadura. A vantagem deste tipo de lajes é a diminuição do seu peso próprio através da utilização de blocos de aligeiramento. Nestas lajes a transmissão das cargas verticais para os pilares é feita através de trajectórias rectilíneas ortogonais, quebradas por meio das nervuras. [16]

As lajes fungiformes aligeiradas com blocos perdidos (Figura 3.6) são constituídas essencialmente por betão armado e por blocos de betão leve ou de poliestireno expandido, os quais funcionam como cofragem perdida. Estes blocos proporcionam uma redução do peso da laje e um bom isolamento térmico e acústico. Entre as principais vantagens deste tipo de pavimento destacam-se o seu peso leve e o seu custo relativamente baixo.

Em alguns casos utilizam-se bandas maciças formando vigas nos alinhamentos entre os pilares, o que permite uma maior resistência aos esforços de flexão e sobretudo às forças de corte, proporcionando também uma maior rigidez e resistência às acções horizontais.



Fig. 3.6. - Laje Fungiforme Aligeirada com Blocos Perdidos [15]

3.6. MATERIAIS UTILIZADOS

No presente trabalho, atendendo ao tipo de estrutura, altura e complexidade do edifício optamos por utilizar um betão da classe C30/37 (NP EN 206-1: C25/30-XC1 (P) -CI0.40-D_{máx}25.S3) e um aço da classe A500NR.

3.7. REGULAMENTAÇÃO

O dimensionamento dos diversos elementos estruturais foi realizado com base no estipulado na regulamentação aplicável, Eurocódigo 2 (ENV 1992-1:2004) o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e o Regulamento de Segurança e Ações em Edifícios e Pontes (RSA).

4

SEGURANÇA E AÇÕES

4.1. AÇÕES

As estruturas devem garantir durante o seu tempo de vida útil, a segurança e durabilidade adequadas à sua utilização. Desta forma, devem ser projetadas mediante as funções que irão desempenhar. É de notar que, por período de vida útil da estrutura, se entende um intervalo de tempo de referência em relação ao qual são estabelecidas as condições de segurança e quantificados os valores das ações. Durante esse tempo a estrutura não deverá apresentar qualquer tipo de anomalias. Para se assegurar a segurança e a durabilidade pretendidas, utiliza-se o dimensionamento por estados limites. Estes são os estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica afetada, total ou parcialmente, para desempenhar as suas funções, ou seja, são os estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projeto relevantes. Desta forma, a verificação da segurança é efetuada através da comparação de determinados estados limites com os estados a que a estrutura é conduzida pela combinação das ações a que esta sujeita. Existem dois tipos de estados limites a considerar na verificação da segurança [5]:

- Estados limites últimos – Estados associados ao colapso ou outros semelhantes de ruína estrutural.
- Estados limites de utilização – Estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura deixam de ser satisfatórios.

Na conceção de um edifício deverá também ter sido em conta a simultaneidade com que as ações se fazem sentir sobre o edifício. Estas ações dependem da sua variação no espaço (fixas ou móveis), do seu modo de atuação (estática ou dinâmica) ou até da sua variação no tempo (permanentes, variáveis ou acidentais). Surge então a necessidade de quantificar e caracterizar estas ações de modo a efetuar um correto dimensionamento das estruturas.

Essencialmente são consideradas as ações com carácter [3]:

- Permanente (manifestam-se de forma constante ao longo do tempo), que refletem geralmente os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, os impulsos de terras, entre outros.
- Variável (apresentam variações ao longo da vida da estrutura), sobrecargas, ações do vento, do sismo, variações de temperatura.
- Acidental (têm fraca probabilidade de assumir valores significativos durante a vida da estrutura), resultam de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios.

A quantificação das ações é essencialmente realizada considerando valores característicos (F_k), porém no caso das ações variáveis também são utilizados valores reduzidos. Os valores reduzidos das ações variáveis são definidos a partir da multiplicação dos valores característicos por coeficientes Ψ . Serão assim, quantificados para cada ação variável, além dos valores F_k (valores característicos), os correspondentes valores dos coeficientes Ψ , que se destinam a representar o tipo de combinação em causa.

4.1.1. AÇÕES PERMANENTES

4.1.1.1. Peso Próprio

O peso próprio obtém-se com base na volumetria de cada elemento e tomando como peso específico dos materiais os seguintes valores:

$$\gamma_{\text{bet}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aço}} = 77 \text{ kN/m}^3$$

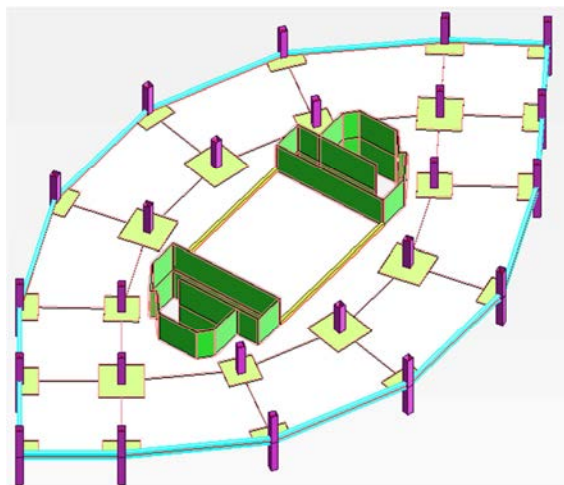


Fig. 4.1. - Ação do Peso Próprio – Laje Maciça

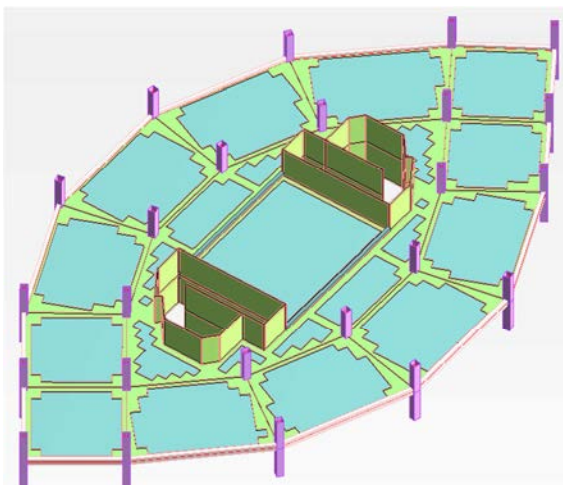


Fig. 4.2. - Ação do Peso Próprio – Laje Nervurada

4.1.1.2. Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes no piso tipo de habitação é composta por várias ações, uma correspondente a uma betonilha de regularização (G_1), outra ao revestimento de piso (G_2) e uma última respeitante às paredes divisórias (G_3).

- $G_1 = 0.13 \cdot 12 = 1.55 \text{ kN/m}^2$
- $G_2 = 0.25 \text{ kN/m}^2$
- $G_3 = 1.8 \cdot 2.80 \cdot 0.4 = 2.05 \text{ kN/m}^2$

Será ainda considerada uma carga localizada na viga de bordadura para simular a carga adicional da alvenaria de fachada.

- $G_4 = 1.8 \cdot 3.25 = 5.85 \text{ kN/m}^2$

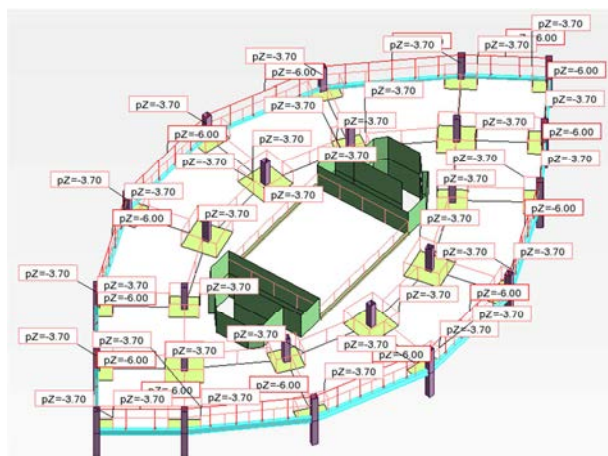


Fig. 4.3. - Ação do RCP – Laje Maciça



Fig. 4.4. - Ação do RCP – Laje Nervurada

4.1.2. AÇÕES VARIÁVEIS

4.1.2.1. Sobrecarga

No piso tipo que vamos analisar existem duas sobrecargas com valores distintos, uma na parte do edifício destinada à habitação (Q_1) e outra nos acessos que dão acesso aos compartimentos de habitação (Q_2):

- $Q_1=2.00 \text{ kN/m}^2$
- $Q_2=3.00 \text{ kN/m}^2$

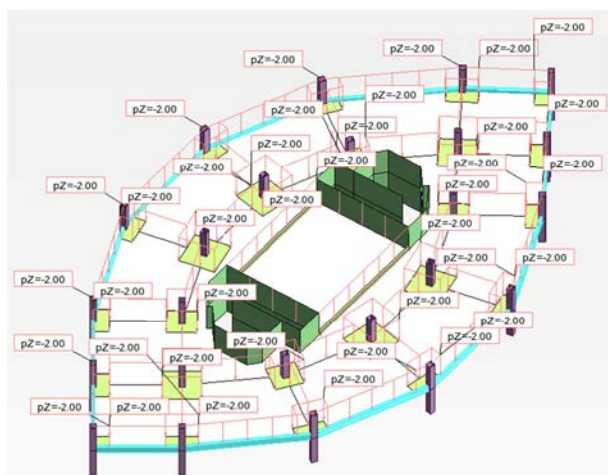


Fig. 4.5. - Ação da Sobrecarga – Laje Maciça



Fig. 4.6. - Ação da Sobrecarga – Laje Nervurada

4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação da segurança é feita para dois valores distintos de ações, estado limite último e estado limite de utilização, através da comparação de parâmetros que definem esses estados com os valores obtidos através das combinações de ações. As combinações de ações a ter em conta são aquelas cuja atuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis. Desta forma, as ações permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as ações variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura.

Tal como já referido, existem dois estados limites a considerar na verificação da segurança, os Estados limites últimos e os Estados limites de utilização, os quais serão descritos detalhadamente de seguida, assim como o tipo de combinações existentes para cada estado. O estudo da deformabilidade do piso é feito com base nos estados limite de utilização ou serviço enquanto o dimensionamento de toda a estrutura, suas secções e armaduras são feitos com base nos estados limites últimos.

4.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nestes estados, a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência implica prejuízos muito elevados que põem em causa a capacidade de suporte da estrutura. Quando pertinente, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos [12]:

- EQU: perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido;
- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, em que a resistência dos materiais é condicionante;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT: rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Em que:

S_d – valor de cálculo do esforço actuante

R_d – valor de cálculo do esforço resistente

Nas situações em que por conveniência ou necessidade, a verificação da segurança for feita em termos de outras grandezas que não esforços, por exemplo, tensões, deverá utilizar-se a mesma formulação acima indicada, substituindo apenas os esforços pela grandeza de comparação escolhida. [x]

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo dos esforços actantes devem ser calculados de acordo com as regras de combinação que se seguem:

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

- Combinação de ações para situações de projeto acidentais

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \{\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{1,2}\} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,j} \quad (4.3)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações;

E - Efeito de uma ação;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$G_{k,j}$ - Valor característico da ação permanente j ;

γ_P - Coeficiente relativo a ações de pré-esforço;

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis i ;

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$\psi_{1,1}$ - Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de quase-permanente de uma ação variável;

$Q_{k,j}$ - Valor característico da ação variável acompanhante i ;

A_d - Valor de cálculo da ação acidente;

"+" - A combinar com.

Os valores dos coeficientes γ e ψ relativos às ações e combinações de ações são os indicados na EN 1991 e no Anexo A do Eurocódigo 0. Estes valores encontram-se apresentados nos quadros que se seguem.

Quadro 4.1 – Valores recomendados para o ψ coeficiente para edifícios [5].

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de 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 tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. ^{*)} Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Quadro 4.2. - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B) [5].

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Acções variáveis acompanhantes ^{*)}	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1. NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes. NOTA 2: Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b): $\gamma_{G,sup} = 1,35$ $\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\xi = 0,85$ (de modo que $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$). Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas. NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{G,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{G,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais. NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_g e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{ϕ} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{ϕ} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.					

Quadro 4.3. - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C). [5]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Ações permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Ações variáveis acompanhantes ^{*)}	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{ij,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{ij,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1. NOTA: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é: $\gamma_{ij,sup} = 1,00$ $\gamma_{ij,inf} = 1,00$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)					

No âmbito do nosso estudo serão adotados, tal como preconizado no EC0, a combinação de ações correspondente a situações de projeto persistentes ou transitórias.

4.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Como estados limites de utilização devem ser considerados aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspecto da construção [12]

Os Estados Limite de Utilização são definidos em função da permanência de um dado comportamento da estrutura durante uma determinada parcela do período de vida útil da estrutura e do qual resultem prejuízos pouco severos. Consoante as durações associadas à caracterização dos estados limites de utilização, assim se consideram três tipos: de muito curta, curta e longa duração.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$E_d \leq C_d \quad (4.4)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

C_d - Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Para que se cumpram os critérios exigidos de segurança, temos de garantir que os valores que definem os estados limite de utilização são iguais ou superiores aos obtidos a partir da seguinte combinação de ações:

- Combinação característica

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

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

- Combinação frequente

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

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

- Combinação quase-permanente

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

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações;

E - Efeito de uma ação;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$G_{k,j}$ - Valor característico da ação permanente j ;

γ_P - Coeficiente relativo a ações de pré-esforço;

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis i ;

$\psi_{1,1}$ - Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de quase-permanente de uma ação variável;

$Q_{k,j}$ - Valor característico da ação variável acompanhante i ;

A_d - Valor de cálculo da ação acidente;

"+" - A combinar com.

Os valores dos coeficientes ψ são os indicados no Quadro 5.4.

Para os estados limites de utilização, os coeficientes parciais relativos às ações γ devem ser tomados iguais a 1, salvo indicações em contrário.

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

Quadro 4.4. - Valores de cálculo das ações a considerar na combinação de ações.

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

4.3. COMBINAÇÕES NO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Devido á ausência de outras ações variáveis como o vento, retração ou sismo, as combinações possíveis ficam bastante limitadas, uma para estado limite último e outra para estado limite de utilização.

Quadro 4.5. - Combinações de ações para o edifício em estudo.

Combinações	Nome	Tipo de análise	Combination type	Definição
10 (C)	ELU	Linear Combina	ULS	$(1+2)*1.35+3*1.50$
11 (C)	SLS	Linear Combina	SLS	$(1+2)*1.00+3*0.30$

5

DIMENSIONAMENTO

5.1. ASPETOS GERAIS

Para o dimensionamento dos elementos estruturais utilizamos o programa Robot Structural Analysis Professional 2012. Este programa é amplamente utilizado por projetistas de estruturas, os seus resultados são considerados de grande rigor e têm por base o uso do método de elementos finitos.

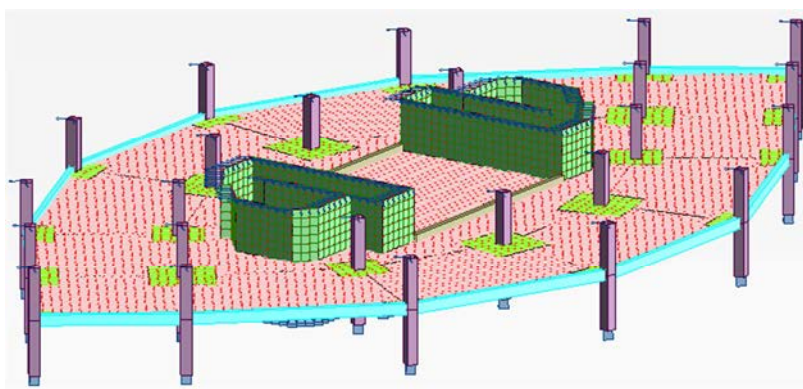


Fig. 5.1. - Vista 3D do modelo estrutural – Laje maciça

A modelação por elementos finitos apresenta-se hoje como uma ferramenta indispensável para a elaboração de projetos de engenharia. Neste sentido, a remoção das suas limitações é de crucial importância no desenvolvimento de modelos que permitam análises de qualidade. Pode-se considerar que a análise dinâmica de uma estrutura é uma extensão da análise estática. O termo dinâmica acrescenta à análise a variação no tempo e a sua consequência em termos de resposta da estrutura que tem de considerar o efeito das ações de inércia resultantes. Por meio de análises dinâmicas e simulações pode-se determinar se uma estrutura em análise responde aos seus requisitos funcionais através da sua resposta ao carregamento dinâmico aplicado. Deste modo, pode ser determinado qual o parâmetro estrutural que mais afeta a resposta dinâmica da estrutura e assim, a estrutura pode ser funcionalmente modificada e melhorada. Podem ser executadas, simultaneamente, simulações de cálculos de resposta no tempo e de resposta em frequência de um sistema. Adicionalmente podem ser considerados efeitos não lineares no projeto e através da análise de estrutura melhorar o seu desempenho e aumentar a gama operacional. [14].

Como se dispensa o dimensionamento do edifício na íntegra utilizámo-lo para análise o 26º piso, designado anteriormente como piso tipo.

5.2. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares terá por base unicamente as ações verticais, o que é satisfatório para a análise das deformações de piso. No entanto serão dadas folgas adicionais aos pilares da periferia para atender ao esforço introduzido pelos momentos fletores nas secções, que dependem da introdução de forças horizontais.

Assim, acumulando-se as cargas de cada piso e partindo do conhecimento da disposição dos pilares e da respectiva área de influência obtiveram-se as secções de cada pilar.

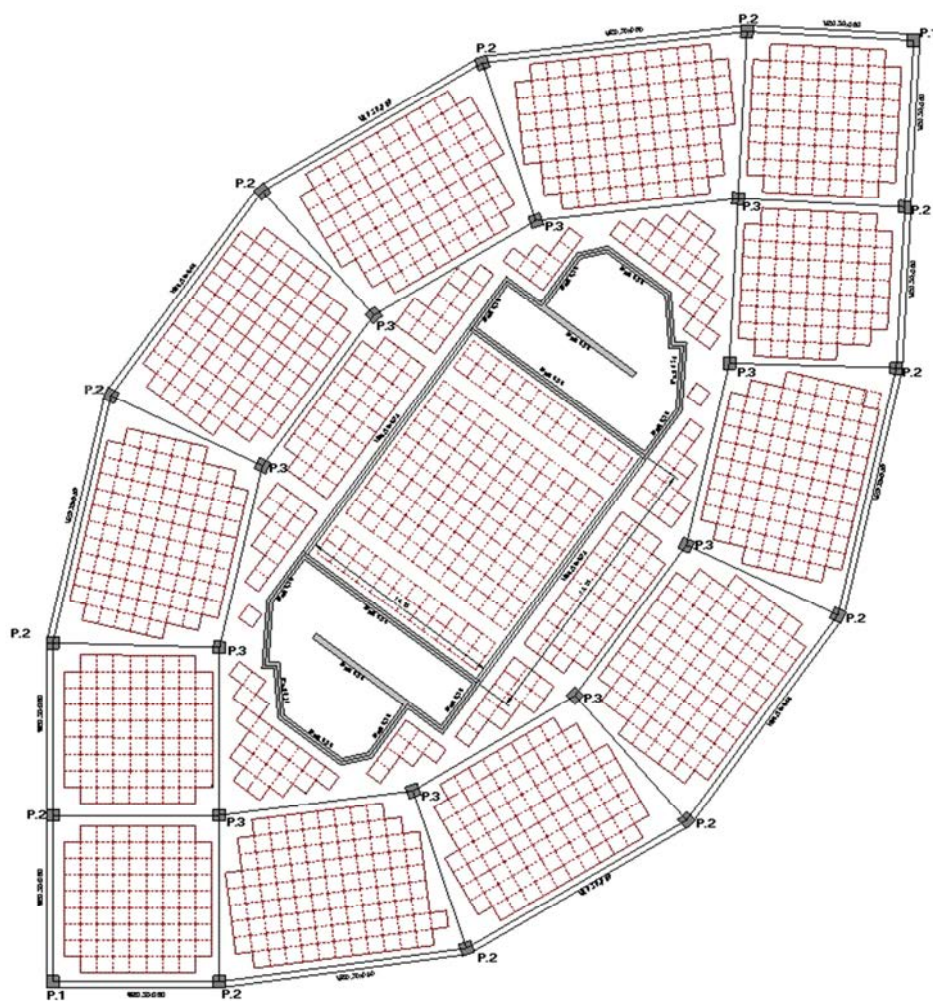


Fig. 5.2. - Numeração de Pilares – Laje Nervurada

Depois de dimensionados os pilares foram agrupados em 3 grupos conforme se demonstra na figura. Este agrupamento teve em conta a semelhança de esforços atuantes nos pilares.

5.2.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

O dimensionamento dos pilares é efetuado respeitando a condição do estado limite último.

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (5.1)$$

N_{sd} – Esforço axial actuante

N_{rd} – Esforço axial resistente

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:

$$N_{rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{syd} \quad (5.2)$$

Considerando que o aço A500 ($f_{syd} = \sigma_s = 0,2\% E_s$) e que o betão será da classe C30/37 temos que:

$$N_{rd} = A_c \cdot f_{cd} + 1\% \cdot A_c \cdot f_{syd} \quad (5.3)$$

$$N_{rd} = A_c \cdot 20 \cdot 10^3 + 1\% \cdot A_c \cdot 0,2\% \cdot 200 \cdot 10^6 \quad (5.4)$$

A_c - Área da secção de betão

A_s - Área da secção de aço

f_{cd} - Valor de cálculo 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 tração do aço das armaduras ordinárias.

Para a obtenção das armaduras foram consideradas as seguintes disposições construtivas:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{sd}}{f_{syd}} \geq 0,002 A_c \quad (5.5)$$

$$A_{s,max} = 0,004 A_c \text{ (fora das secções de emenda)} \quad (5.6)$$

- mínimo de 1 varão em cada ângulo da secção
- diâmetro mínimo do varão 8mm, aconselhável 10mm
- $s_{máx} = \min \{20 \cdot \phi_{l,menor}; b_{min}; 40cm\}$
- $\phi_{cinta} = \max \{6mm; 0.25 \cdot \phi_{l,maior}\}$
- os varões de canto devem sempre ser abraçados por armadura transversal

E ainda todas as disposições e indicações existentes nas peças desenhadas que acompanham este estudo.

Características dos apoios dos Pilares definidos no programa de cálculo

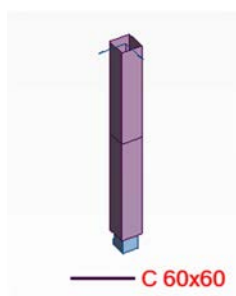


Fig. 5.3. - Caracterização Pilar tipo do edifício

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 no eixo Z livres.

5.2.2. DIMENSIONAMENTO PILAR P_3

Nó/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
3/ 10 (C)	-14,61	51,43	1559,86	-52,16	-15,03	-0,00
7/ 10 (C)	-53,44	-5,84	1553,14	5,69	-54,19	-0,00
9/ 10 (C)	-21,01	82,75	1182,22	-84,08	-21,09	-0,07
15/ 10 (C)	10,18	53,73	1469,54	-54,77	10,88	-0,01
21/ 10 (C)	68,65	-17,98	1083,32	18,12	69,82	0,07
25/ 10 (C)	12,04	-51,94	1561,86	52,68	12,44	0,02
29/ 10 (C)	47,27	7,19	1555,43	-7,05	47,96	-0,02
33/ 10 (C)	24,81	-81,97	1164,19	83,28	24,96	-0,09
43/ 10 (C)	-18,53	-50,11	1440,80	51,11	-19,27	0,01
47/ 10 (C)	-70,03	12,70	1104,33	-12,77	-71,21	-0,09

Fig. 5.4. - Esforços atuantes Pilares P_3

De seguida vamos proceder ao cálculo do Pilar P_3 , utilizando os valores de esforço atuante retirados do Robot Structure, os restantes pilares seguirão a mesma metodologia de cálculo:

No dimensionamento dos elementos verticais optou-se por utilizar os esforços atuantes do modelo com a laje fungiforme maciça porque representam valores mais elevados. Optamos ainda por manter as secções em ambos os modelos para não introduzirmos uma variável adicional ao nosso estudo, sem que se retire nenhuma vantagem desse facto. Analisando ambos os modelos vemos que os esforços atuantes são semelhantes não tendo o peso próprio da estrutura um peso tão relevante que permitisse ao modelo com lajes nervuradas uma diminuição das secções dos pilares.

Vamos proceder ao dimensionamento do Pilar P_3 por ser aquele que apresente esforços maiores.

$$N_{sd} = 5 * 1559,86 = 7799.30kN$$

$$7799.30 \leq A_c \cdot 20 \cdot 10^3 + 1\% \cdot A_c \cdot 0,2\% \cdot 200 \cdot 10^6$$
$$A_c = 0,35 m^2$$

Vamos fazer coincidir a geometria quadrada dos pilares tal como na arquitetura,

$$A_c = b \cdot h \quad (5.5)$$

$$b = h = 0.60m$$

Logo os pilares terão a seguinte secção: $P_3=0.60 \times 0.60m$

As armaduras longitudinais e transversais, bem como restantes secções e armaduras de Pilares podem ser consultadas no anexo A1 Quadro de Pilares.

5.3. PAREDES ESTRUTURAIS E CAIXAS DE ELEVADORES

O dimensionamento específico das paredes estruturais sai fora do âmbito do trabalho, e pode até conduzir a valores pouco reais devido à ausência de esforços horizontais. Optamos por manter a espessura da arquitetura de 0.30m, valor esse que nos parece aceitável quando comparado com estruturas semelhantes.

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 Z e permitir a rotações em X, Y e Z.

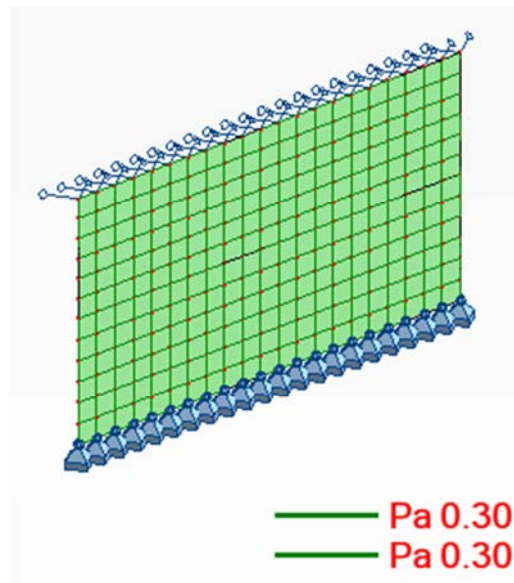


Fig. 5.5. - Caracterização das paredes do edifício

5.3.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

$$A_{sv,min} = 0,002A_c \quad (5.6)$$

$$A_{sv,max} = 0,004A_c \text{ (fora das secções de emenda)} \quad (5.7)$$

$$A_{sh,min} = 0,25A_{sv} \geq 0,001A_c \quad (5.8)$$

$$A_{st} \geq 0,02A_c \quad (5.9)$$

Em que:

$A_{sv,min}$ – valor da área de armadura vertical mínima

$A_{sv,máx}$ – valor da área de armadura vertical máxima

$A_{sh,min}$ – valor da área de armadura horizontal mínima

A_{st} – valor da área de armadura transversal mínima

A_c – valor da área de betão da secção

5.4. VIGAS

Para o dimensionamento das Vigas foi criada uma folha de cálculo em formato Excel com as fórmulas a seguir preconizadas, de modo a tornar o processo de cálculo mais interativo e rápido.

A Viga V1 é utilizada para dar apoio á laje central do edifício. A sua utilização é indispensável para que sejam garantidos os limites de deformação nessa zona do edifício. Arquitetonicamente estas vigas estão limitadas a uma altura

A viga de bordadura, V2, foi introduzida no modelo para diminuir a deformação ao longo da periferia do edifício, devido às cargas do revestimento da fachada.

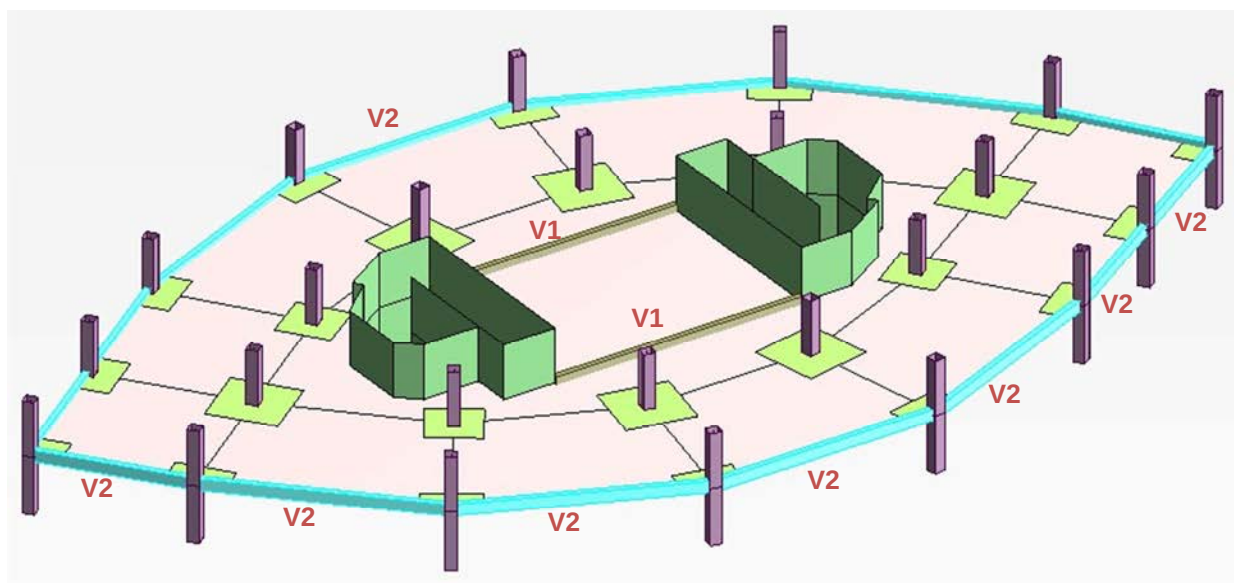


Fig. 5.6. - Numeração de Vigas – Laje Maciça

5.4.1 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.10)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c \quad (5.11)$$

- Armadura Longitudinal

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b d^2 f_{cd}} \quad (5.12)$$

$$\omega = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (5.13)$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad (5.14)$$

Em que:

μ - Valor do momento reduzido

M_{rd} - Valor de cálculo do momento Flector

b - Largura da secção retangular

d - Altura útil da secção transversal

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

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

ω - Percentagem mecânica de armadura

A_s - Área de armadura

Por razões económicas considerámos $\mu \leq 0,31$

- Armadura Transversal

Para a verificação da resistência em relação ao esforço transversal, definem-se as seguintes variáveis:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal

$V_{Rd,s}$ - Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência

$V_{Rd,máx}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (5.15)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (5.16)$$

Em que:

f_{ck} em Mpa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (5.17)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (5.18)$$

A_{sl} - área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada.

b_w - menor largura da secção transversal na área tracionada [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} [MPa]$$

N_{Ed} - esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço [em N].

($N_{Ed} > 0$ para compressão)

A_c - área da secção transversal de betão [mm^2]

$V_{Rd,c}$ em [N]

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 \cdot \gamma_c$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (5.19)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (5.20)$$

Em que:

A_{sw} - área da secção transversal das armaduras de esforço transversal

s - espaçamento

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

v_1 - é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

α_{cw} - é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão do baanzo comprimido

• TORÇÃO

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (5.21)$$

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (5.22)$$

Em que:

A_{sk} - área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas

$\tau_{t,i}$ - tensão tangencial de torsão na parede i

$t_{ef,i}$ - espessura eficaz da parede. Pode ser considerada igual a A/u , mas não deve ser inferior ao dobro da distância entre a face exterior da secção e o eixo das armaduras longitudinais. No caso de secções ocas, a espessura real é um limite superior.

A - área total da secção transversal definida pelo contorno exterior (incluindo áreas interiores ocas).

u - perímetro do contorno exterior da secção

z_i - comprimento da parede i , definido pela distância entre os pontos de intersecção de paredes adjacentes

A área da secção transversal de armadura longitudinal de torção, ΣA_{sl} , pode ser calculada a partir da expressão:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (5.23)$$

Em que:

u_k - perímetro da área A_k

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de cedência da armadura longitudinal A_{sl}

θ - ângulo das escoras comprimidas

$$T_{Ed}/T_{Rd,máx} + V_{Ed}/V_{Rd,máx} \leq 1,0 \quad (5.24)$$

Em que:

T_{Ed} - valor de cálculo do momento torsor

V_{Ed} - valor de cálculo do esforço transversal

$T_{Rd,máx}$ - valor de cálculo do momento torsor resistente dado por:

$$T_{Rd,máx} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (5.25)$$

$$\nu = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \text{ em [Mpa]} \quad (5.26)$$

$$\alpha_{cw} = V_{Rd,máx}(\cot \theta + \tan \theta) / b_w z v_1 f_{cd} \quad (5.27)$$

$V_{Rd,máx}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (5.28)$$

5.4.2. DIMENSIONAMENTO VIGA V1



Fig. 5.7. - Momentos fletor, M_y

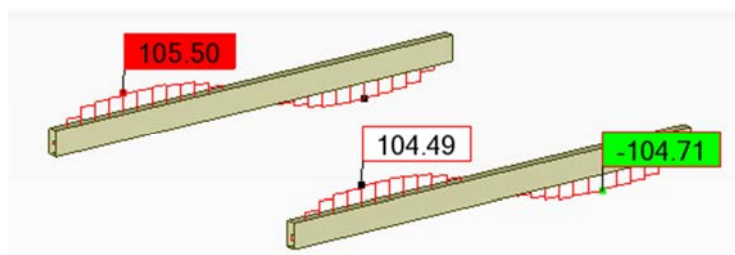


Fig. 5.8. - Esforço transversal, Fz

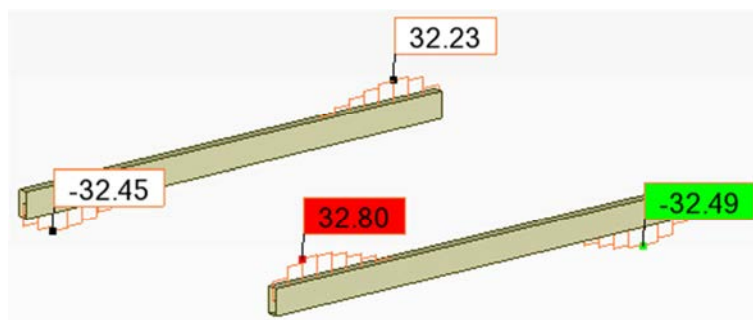


Fig. 5.9. - Momento torsor, Mx

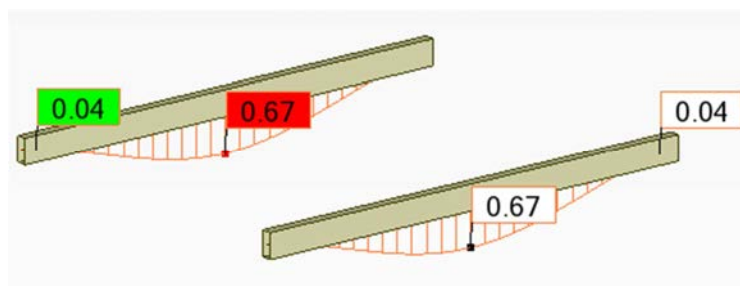


Fig. 5.10. - Deformação para SLS

Exemplo de utilização de folha de cálculo para dimensionamento da viga V1 a meio vão. Foi utilizado o mesmo método em todas as secções críticas das vigas V₁ e V₂. As armaduras das Vigas poderá ser consultada no Anexo A.

Ao momento flector obtido através do diagrama de esforços vamos ainda somar o momento que está a ser absorvido pela laje. Isto acontece porque na modelação da laje e da viga somos obrigados a fazer uma duplicação de inércia na zona em que a laje interceta a viga.

$$M_{y, \text{meio vão}} = 286,87 + 109 \times 0,3 = 319,57 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{y, \text{apoio}} = 227,26 + 160 \times 0,3 = 275,26 \text{ kN.m/m}$$

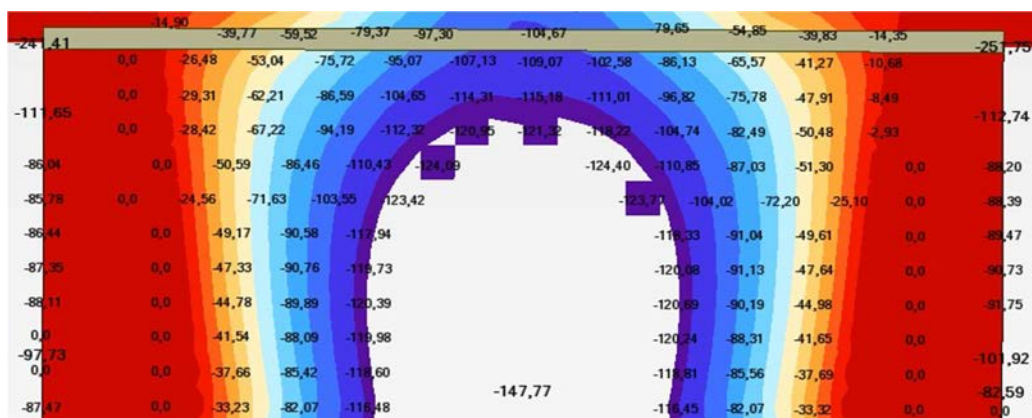


Fig. 5.11. - Incremento Momento fletor M_y , devido a duplicação de inércia

MATERIAIS

Aço AS00 f_{syd}= 435 MPa

Betão C30/37 (B35) f_{cd}= 20 MPa
f_{ctm}= 2,9 Mpa

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ACÇÕES

Mrd= 319,6 kN.m/m

Ted= 4 kN.m/m

Ved= 60 kN

SECÇÃO

b= 0,3 m

h= 0,75 m

DADOS AUXILIARES

d= 0,7 m

u= 0,11 < 0,31

w= 0,12

RESULTADOS

As,l= 11,95 cm²

1,0 As,l= 11,95 cm²

As,t= 3,19 cm²

As,l | 11,0 ø12
6,0 ø16
4,0 ø20
3,0 ø25

As,t | ø8 ø8//0,30 (2R)
ok ø10 ø10//0,30 (2R)
ø12 ø12//0,30 (2R)

QUADROS AUXILIARES

Varões	1	2	3	4	5	6
ø8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02
ø10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71
ø12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79
ø16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06
ø20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85
ø25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45
ø8	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
ø10	10,05	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
ø12	15,71	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
ø16	22,62	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77
ø20	40,21	20,11	13,40	10,05	8,04	6,70
ø25	62,83	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
ø8	98,17	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36

Estribos	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
2ø8	10,05	6,70	5,03	-----	-----
2ø10	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24
2ø12	22,62	15,08	11,31	9,05	7,54
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
3ø8	15,08	10,05	7,54	-----	-----
3ø10	23,56	15,71	11,78	9,42	7,85
3ø12	33,93	22,62	16,96	13,57	11,31
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
4ø8	20,11	13,40	10,05	-----	-----
4ø10	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
4ø12	45,24	30,16	22,62	18,10	15,08
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
5ø8	25,13	16,76	12,57	-----	-----
5ø10	39,27	26,18	19,63	15,71	13,09
5ø12	56,55	37,70	28,27	22,62	18,85

Fig. 5.12. - Exemplo aplicação folha de cálculo dimensionamento da armadura a meio vão.

MATERIAIS

Aço	A500	$f_{syd} = 435 \text{ MPa}$
Betão	C30/37 (B35)	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AÇÕES

Mrd	275 kN.m/m
Ted	32,8 kN.m/m
Ved	105,5 kN

SECÇÃO

b	0,3 m
h	0,75 m

DADOS AUXILIARES

d	0,7 m
u	0,09 < 0,31
w	0,10

RESULTADOS

As,l	12,44 cm ²
1,0 As,l	12,44 cm ²
As,t	10,64 cm ²

As,l	12,0	ø12
	7,0	ø16
	4,0	ø20
	3,0	ø25

As,t	ø8	ø8//0,30 (7R)
ok	ø10	ø10//0,20 (3R)
	ø12	ø12//0,20 (2R)

QUADROS AUXILIARES

Varões	1	2	3	4	5	6
ø8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02
ø10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71
ø12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79
ø16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06
ø20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85
ø25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45
ø8	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
ø10	10,05	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
ø12	15,71	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
ø16	22,62	11,31	7,54	5,65	4,52	3,77
ø20	40,21	20,11	13,40	10,05	8,04	6,70
ø25	62,83	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
ø25	98,17	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36

Estribos	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
2ø8	10,05	6,70	5,03	-----	-----
2ø10	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24
2ø12	22,62	15,08	11,31	9,05	7,54
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
3ø8	15,08	10,05	7,54	-----	-----
3ø10	23,56	15,71	11,78	9,42	7,85
3ø12	33,93	22,62	16,96	13,57	11,31
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
4ø8	20,11	13,40	10,05	-----	-----
4ø10	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
4ø12	45,24	30,16	22,62	18,10	15,08
ø	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
5ø8	25,13	16,76	12,57	-----	-----
5ø10	39,27	26,18	19,63	15,71	13,09
5ø12	56,55	37,70	28,27	22,62	18,85

Fig. 5.13. - Exemplo aplicação folha de cálculo dimensionamento da armadura no apoio.

5.5. LAJES

5.5.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

5.5.1.1 Áreas mínimas e máximas de armadura

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

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (5.29)$$

Em que:

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

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

b_t – Largura média da zona tracionada; 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,

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.30)$$

O EC2 prevê uma armadura de tração e/ou armadura de compressão máxima dada por $A_{s,máx}$:

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c \quad (5.31)$$

Em que:

A_c – Área da secção

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

$$A_{s,min}\sigma_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (5.32)$$

Em que:

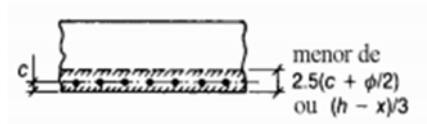
σ_s – Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois de abrir a primeira fenda

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 coação

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

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



5.5.1.2. Outras disposições construtivas

O espaçamento dos varões não deve ser superior a $S_{máx}$, sendo o valor recomendado pelo Eurocódigo 2 [2] 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, respetivamente:

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

5.5.1.3 Armaduras de resistência à flexão

Para o cálculo das armaduras na laje vamos recorrer às fórmulas já usadas para secções sujeitas a esforços de flexão, de acordo com [16]

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bd^2f_{cd}} \quad (5.33)$$

$$\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (5.34)$$

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 cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

ω - Percentagem mecânica de armadura

A_s - Área de armadura

A título exemplificativo vamos calcular a armadura inferior, em x, da laje com maior momento atuante.

5.4.2.3. 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 transversal

$V_{Rd,c,s}$ - 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 máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Devem ser efetuadas as seguintes verificações:

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

$$V_{Ed} < V_{Rd,máx} \quad (5.35)$$

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

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (5.36)$$

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

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

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (5.37)$$

Em que:

u_i – Perímetro de controlo considerado

d – Altura útil média 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 direções 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.

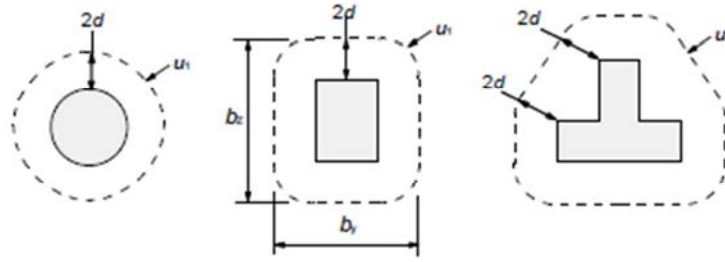


Fig. 5.14. - Primeiro perímetro de controlo típico em torno das áreas carregadas [9]

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.

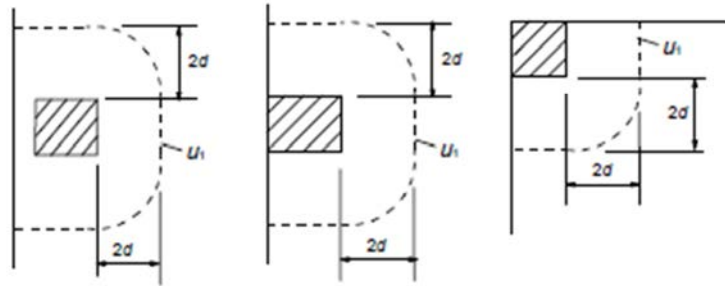


Fig. 5.15. - Primeiro perímetro de controlo para áreas carregadas junto a um bordo livre ou a um canto [2]

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

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (5.38)$$

Em que:

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

$$K_1 = 0,1$$

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

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

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

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

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

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Em que:

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

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

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

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 efetiva 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 direções ortogonais (mm)

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

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

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.39)$$

Em que:

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

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

O perímetro de controlo para o qual não é necessário armadura de punçoamento, $u_{out,ef}$ deve ser calculado pela expressão

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d} \quad (5.40)$$

5.5.2. DIMENSIONAMENTO

5.5.2.1. Laje Fungiforme Maciça

Recorrendo mais uma vez ao programa de cálculo de elementos finitos procedemos á caracterização da laje fungiforme maciça. Como qualquer processo de cálculo a solução que apresentámos não foi contudo a primeira solução que testamos, antes a solução que depois de feitas todas as verificações cumpria as verificações de segurança, tornando a solução o menos onerosa possível.

Como se pode constatar pela orientação dos painéis optamos por uma orientação dos painéis não ortogonal com os eixos gerais definidos pelo programa. Este facto levou-nos a um trabalho suplementar na definição dos elementos mas permitiu a obtenção de painéis e mapas de fácil percepção.

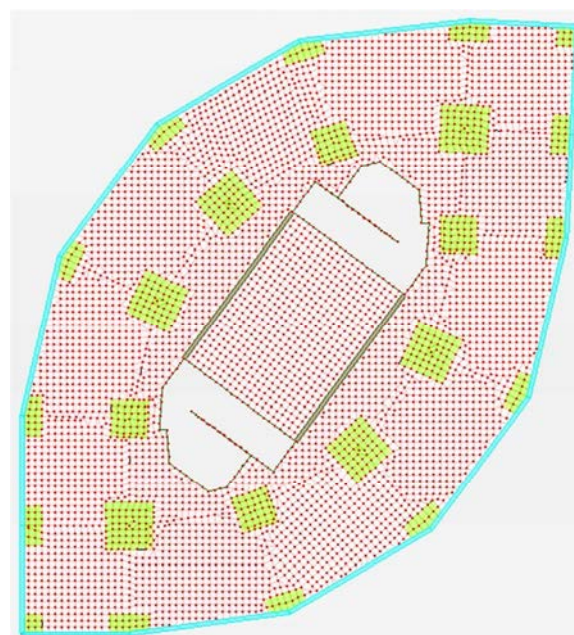
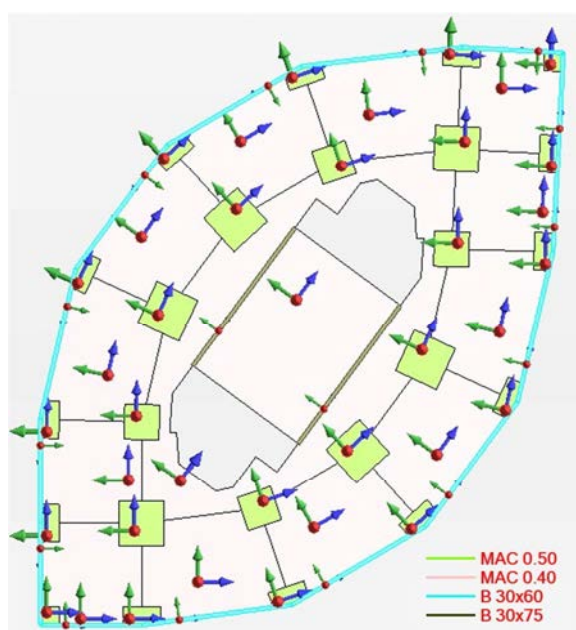


Fig. 5.16. - Identificação dos painéis da laje Fig. 5.17. - Identificação dos painéis da laje

Nas figuras seguintes vamos analisar a localização dos momentos mais desfavoráveis, para as lajes maciças, e proceder ao seu dimensionamento. A título exemplificativo vamos proceder ao cálculo detalhado da armadura para o maior momento atuante. As restantes armaduras deverão ser consultados no AnexoA .

ARMADURAS MÍNIMAS

$A_{s,min}$ laje de espessura 0,40m

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,36 \Leftrightarrow A_{s,min} = 5,43 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,36 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4,68 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \cdot 500 = 1 \cdot 0,384 \cdot 2,9 \cdot 0,40 \Leftrightarrow A_{s,min} = 8,91 \times 10^{-4} m^2$$

Em que:

$$k_c = 1$$

$$k = 0,09 + 0,7h = 0,09 + 0,7 \times 0,40 = 0,37$$

$A_{s,min}$ laje de espessura 0,50m

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,46 \Leftrightarrow A_{s,min} = 6,94 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,46 \Leftrightarrow A_{s,min} = 5,98 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \cdot 500 = 1 \cdot 0,44 \cdot 2,9 \cdot 0,50 \Leftrightarrow A_{s,min} = 12,76 \times 10^{-4} m^2$$

Em que:

$$k_c = 1$$

$$k = 0,09 + 0,7h = 0,09 + 0,7 \times 0,5 = 0,44$$

As duas primeiras expressões referem-se às armaduras mínimas em zonas tracionadas. Logo a armadura inferior a meio vão terá de ser maior que $4,68\text{cm}^2$ e a armadura superior nos apoios terá de ser maior que $6,94\text{cm}^2$ nos capiteis e maior que $4,68\text{cm}^2$ no apoio das paredes. Estas são zonas particularmente armadas por ser onde se encontram momentos mais elevados por isso é natural que a armadura necessária ultrapasse estes valores.

A terceira equação anteriormente é relativa á armadura para evitar a fendilhação devido á retração do betão. Neste caso a soma da armadura superior e inferior em todos os pontos da laje terá de ser maior que $8,91\text{cm}^2$ na laje maciça com $h=0,40\text{m}$ e maior que $12,76\text{cm}^2$ nos capiteis.

MOMENTOS POSITIVOS

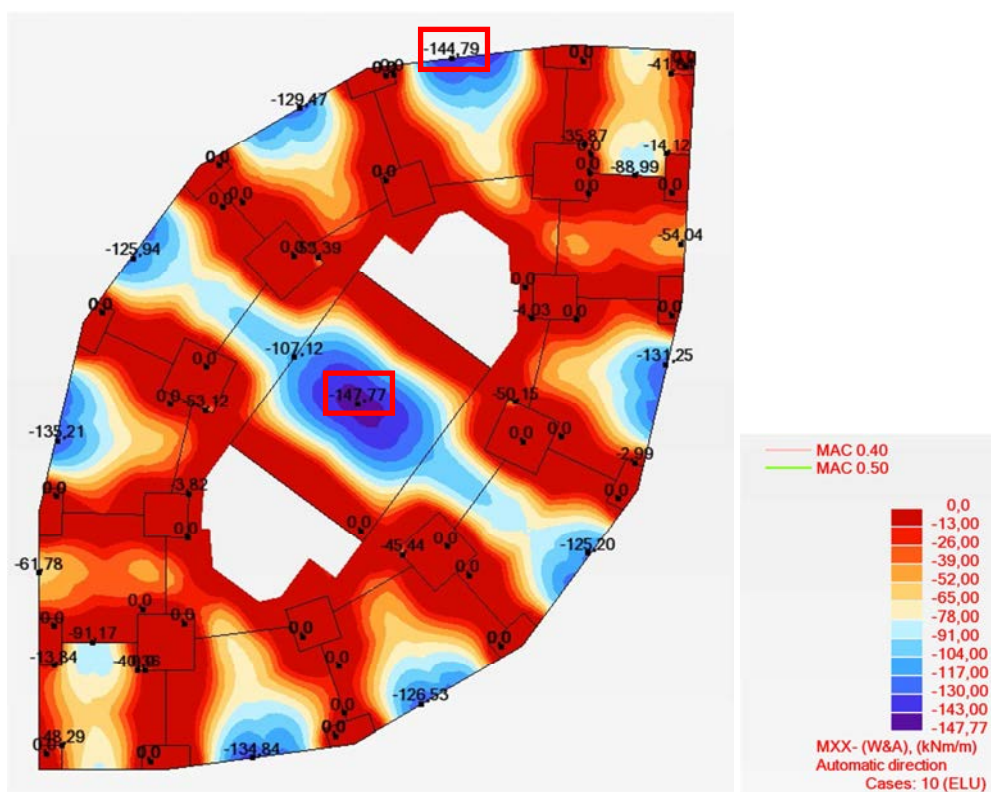


Fig. 5.18. - Momento máximo positivo segundo a direção x

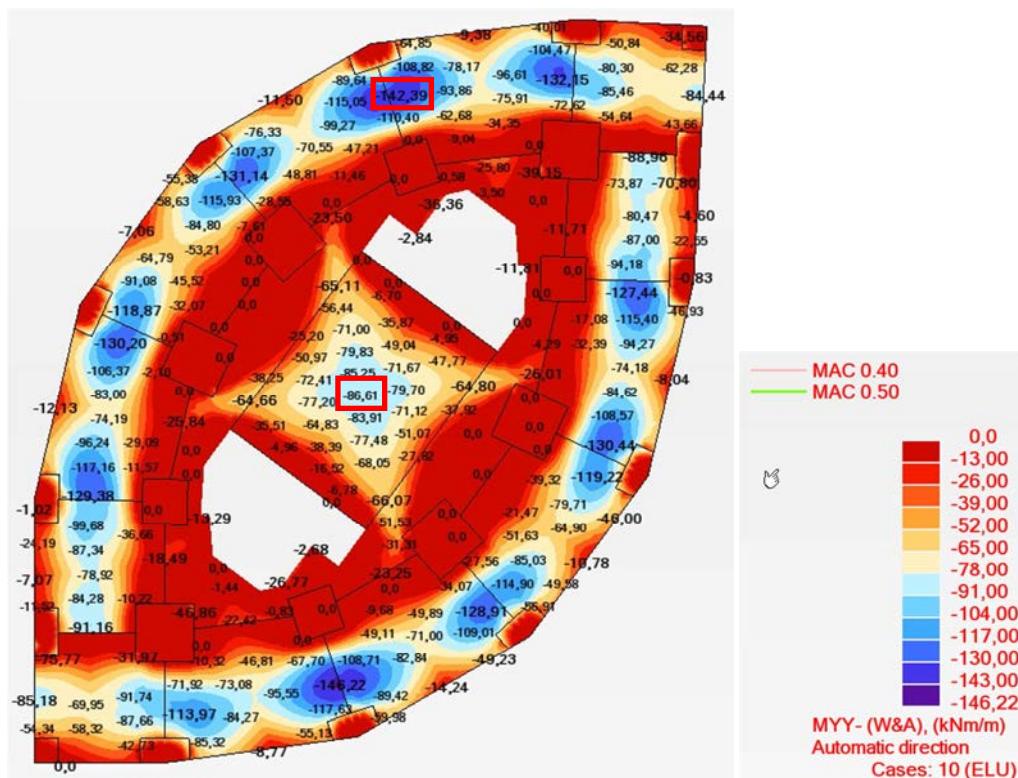


Fig. 5.19. - Momento máximo positivo segundo a direção y

ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS

De acordo com a fórmula 5.33, vem:

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 147,77 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = \frac{147,77}{1 \cdot 0,36^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,057$$

De acordo com as tabelas e abacos [16]:

$$\mu = 0,070 \rightarrow \varpi = 0,060$$

Logo,

$$0,060 = \frac{A_s}{1 \cdot 0,36} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 9,94 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

O que corresponde a uma armadura (A_s) de Ø16//0,20 m (10,05 cm²).

MAPA MOMENTOS NEGATIVOS

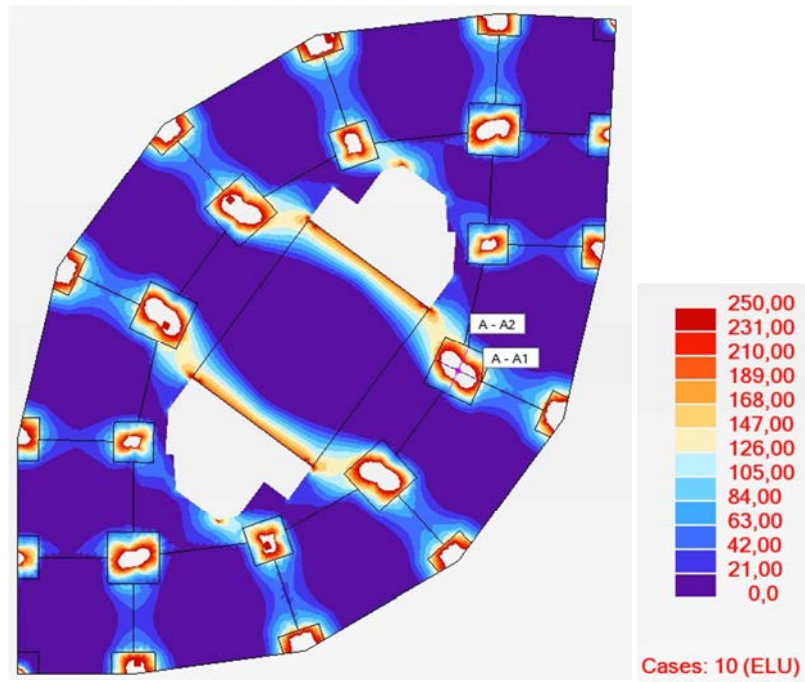


Fig. 5.20. - Momento máximo negativo segundo a direção x

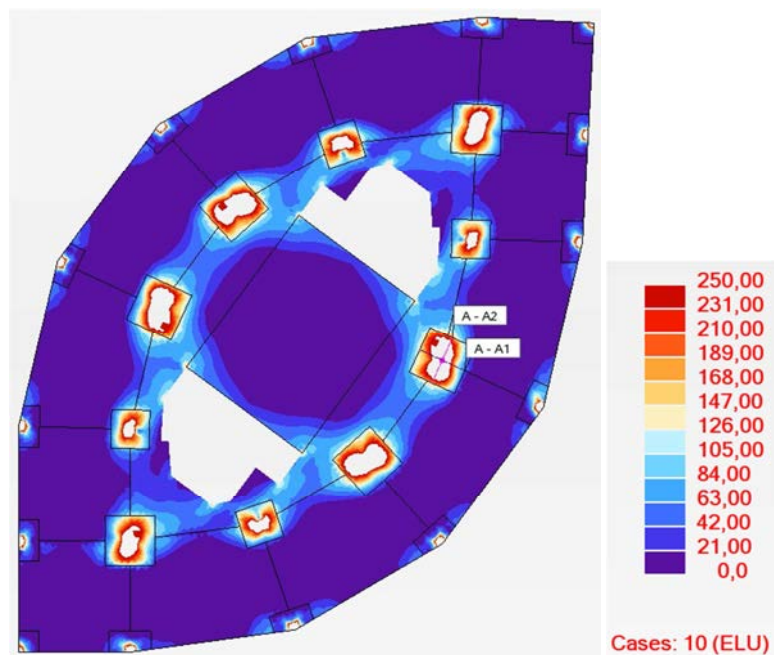


Fig. 5.21. - Momento máximo negativo segundo a direção y

ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS

A armadura superior é maior junto dos apoios da estrutura, por ser aí onde se localizam os momentos negativos mais elevados. Na restante superfície da laje são colocadas armaduras menores que para além de garantirem a resistência à flexão terão de ser maiores que as armaduras mínimas vistas anteriormente.

De seguida vamos proceder ao cálculo detalhado da armadura para aquela que julgamos ser a zona mais crítica a nível de esforços de flexão, junto do pilar P_3 , tal como indicado nos mapas de momentos.

Para isto vamos utilizar os painéis cuts do Robot Structural Analysis associada à leitura dos momentos positivos sobre a laje.

Desta forma vamos obter o valor do somatório do momento actuante na laje, no desenvolvimento do corte, dividindo pela extensão do corte obtemos o valor do momento ponderado que actua na laje por metro.

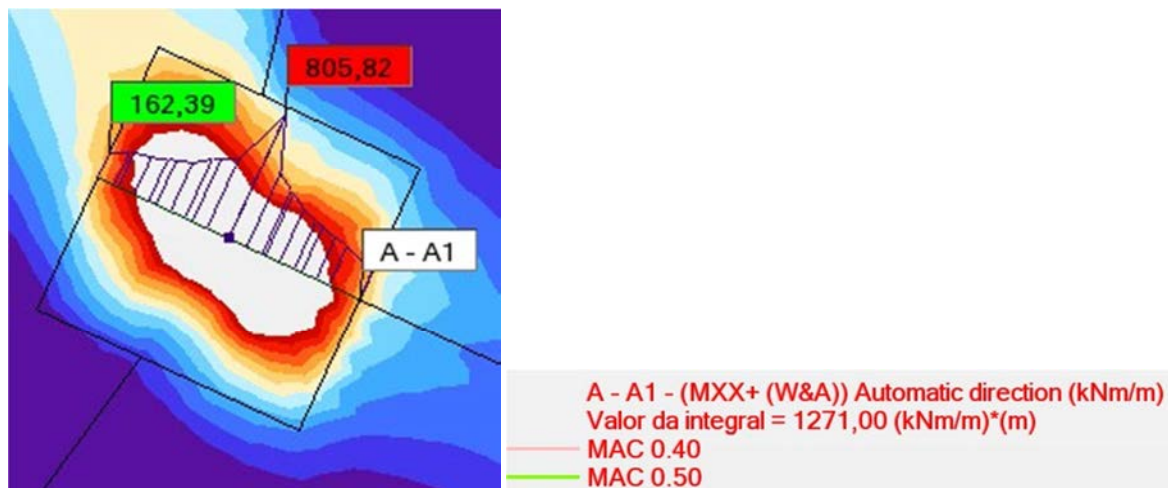


Fig. 5.22. - Painel cut para a direção x, capitel sobre P_3

O valor do integral dos momentos correspondente ao pilar P_3 , como se pode concluir pela imagem é de 1057,14 KNm/m.

$$\int M_{xx} = 1271,00 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ com } l = 3,6 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{M}{l} \Leftrightarrow M_{sd} = \frac{1271,00}{3,6} = 353,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Aplicando as mesmas equações usadas para a determinação da armadura para momentos positivos, 5.33 e 5.34 teremos:

$$\mu = \frac{353,06}{1 \cdot 0,46^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,083$$

De acordo com as tabelas e abacos [16] teremos que:

$$\mu = 0,083 \rightarrow \varpi = 0,085$$

Aplicando a equação 5.34:

$$0,085 = \frac{A_s}{1 \cdot 0,46} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 17,99 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Chegamos então à solução:

$$A_{s,xx} = 20,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 20 // 0,15 \text{ m}$$

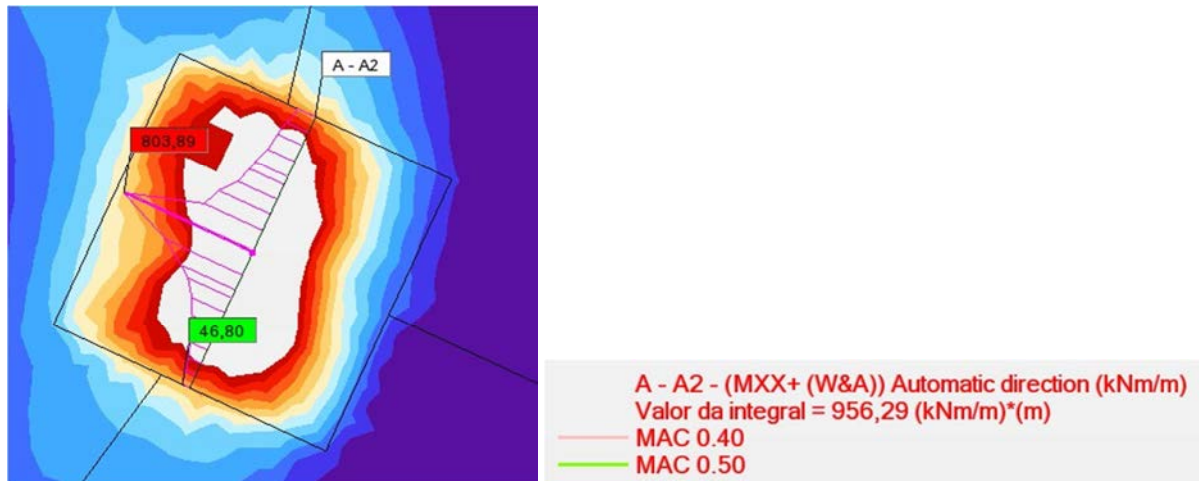


Fig. 5.23. - Painel cut para a direção y, capitel sobre P₃

O valor do integral dos momentos correspondente ao pilar P₃, como se pode concluir pela imagem é de 794,75 KNm/m.

$$\int M_{yy} = 956,29 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ com } l = 3,6 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{M}{l} \Leftrightarrow M_{sd} = \frac{959,29}{3,6} = 266,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Aplicando as mesmas equações usadas para a determinação da armadura para momentos positivos, 5.33 e 5.34 teremos:

$$\mu = \frac{266,47}{1 \cdot 0,46^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,063$$

De acordo com as tabelas e abacos [16] teremos que:

$$\mu = 0,063 \rightarrow \varpi = 0,066$$

Aplicando a equação 5.34:

$$0,066 = \frac{A_s}{1 \cdot 0,36} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 13,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Chegamos então à solução:

$$A_{s,yy} = 13,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 20 // 0,20 \text{ m}$$

Depois de calcularmos as armaduras para todas as situações condicionantes da laje estamos em condições de apresentar os mapas de armadura das lajes. Esta armadura é replicada á escala 1/100 no Anexo X.

ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

Vamos agora proceder ao cálculo do punçoamento para o pilar P_3 , (P_{u3} na folha de cálculo) para o qual estudamos também as armaduras anteriores. Para agilizar o processo de dimensionamento optamos por criar uma folha de cálculo automatizada que utiliza como “inputs” valores do programa de cálculo e verifica se a segurança em relação ao punçoamento é verificada.

- Secção P_3 $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$
- $d = 0,36 \text{ m}$
- $b_y = 2,44 \text{ m}$
- $b_z = 2,44 \text{ m}$
- $V_{Ed} = 1811,01 \text{ kN}$
- $M_y = 158,72 \text{ kN}$
- $M_z = 92,17 \text{ kN}$

Cálculo de V_{Ed} :

$$u_1 = 2b + 2h + 2\pi \cdot 2d \Leftrightarrow u_1 = 8,18 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{0,087}{2,44}\right)^2 + \left(\frac{0,051}{2,44}\right)^2} \Leftrightarrow \beta = 1,07$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1,07 \times \frac{1811,01}{8,18 \cdot 0,46} = 517,24 \text{ kN}$$

Cálculo de $V_{Rd,c}$:

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

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

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow K = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} \Rightarrow K = 1,66$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,002 \Leftrightarrow \rho_l = \sqrt{\frac{20,93}{10000 \cdot 0,46} \times \frac{15,70}{10000 \cdot 0,46}} \Leftrightarrow \rho_l = 0,00394$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,00394 \cdot 30)^{1/3} + 0,1 \cdot 0 \Leftrightarrow V_{Rd,c} = 453,62 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \Leftrightarrow V_{Rd,c} \geq 0,0035 \cdot 1,66^{3/2} \cdot 30^{1/2} \Leftrightarrow V_{Rd,c} \geq 410,01 \text{ kN (ok)}$$

Cálculo de $V_{Rd,máx}$:

$$u_0 = 2 \cdot b + 2 \cdot h \Leftrightarrow u_0 = 2,40 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1,07 \times \frac{1811,01}{2,4 \cdot 0,46} = 1763,05 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow V_{Rd,máx} = 0,5 \cdot 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] \cdot 20 \times 10^3 \Rightarrow V_{Rd,máx} = 5280 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \geq V_{Rd,máx} (ok)$$

Cálculo de $A_{s,w}$:

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

$$0,517 = 0,75 \cdot 0,453 + 1,5 \cdot (0,46/0,15) \cdot A_{sw} \cdot 365 \cdot (1/(8,18 \cdot 0,46)) \cdot \sin 90$$

$$A_{sw} = 32,18 \text{ cm}^2$$

Cálculo de $u_{out,eff}$:

$$u_{out,eff} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d} = 9,33 \text{ m}$$

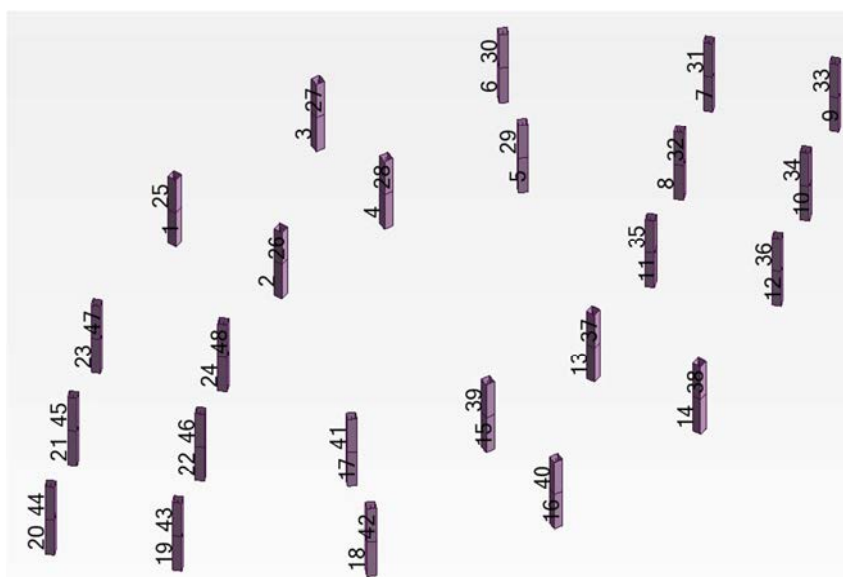


Fig. 5.24. - Numeração dos Pilares, segundo o programa de cálculo

Cálculo de armadura de punçoamento

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS | Anexos de Cálculo | Punçoamento

2012-06-18

Combinções: 10 a 11

Pilares:

	Pu1	Pu2	Pu3	Pu4	Pu5	Pu6	Pu7	Pu8	Pu9	Pu10
Superior	32	35	37	39	41	33	44	34	36	38
Inferior	8	11	13	15	17	9	20	10	12	14

Geometria: fck (MPa) 30 d (m) 0,46 fyk (MPa) 500 sr (m) 0,15

Pormenores de punçoamento:

Pu	by (m)	Arm, x cm ²	Arm, y cm ²	Corete (m)	Arm, pu	Ved (kPa)	Vrd (kPa)	Perímetros	Fsd / Frd (<1.8)	Ved-cvrd, máx	f8 //	f10 //	f12 //
Pu1	0,6	20,93	15,7	0	Sim	486,47733	453,62103	1,62868898	1,07243117	OK	f8 //	f10 //	f12 //
	0,6										1,01	1,60	2,28
Pu2	0,6	20,93	15,7	0	Não	360,50254	453,62103	-	0,79472185	OK	f8 //	f10 //	f12 //
	0,6										-	-	-
Pu3	0,6	20,93	15,7	0	Sim	517,24419	453,62103	2,21739755	1,1402562	OK	f8 //	f10 //	f12 //
	0,6										0,83	1,32	1,89
Pu4	0,6	20,93	15,7	0	Sim	511,28276	453,62103	2,10332863	1,12711434	OK	f8 //	f10 //	f12 //
	0,6										0,86	1,36	1,95
Pu5	0,6	20,93	15,7	0	Não	399,7098	453,62103	-	0,8811536	OK	f8 //	f10 //	f12 //
	0,6										-	-	-

Interior

Fig. 5.25. - Determinação da Armadura de Punçoamento segundo a folha de cálculo

5.5.2.2. Laje Fungiforme Aligeirada

No dimensionamento das lajes fungiformes com blocos recuperáveis, já definidos em (xxx) utilizamos novamente as potencialidades do Robot Structural Analysis.

Para o cálculo da laje fungiforme utilizámos um dos modelos mais representativos da realidade portuguesa, o bloco ferca FB.65.

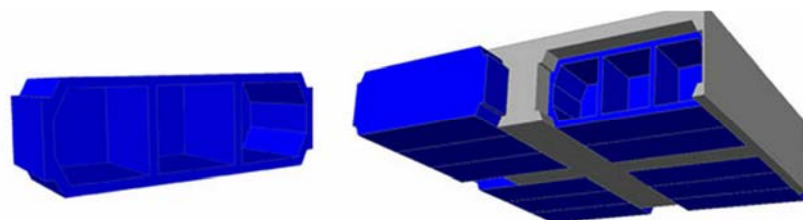


Fig. 5.26. - Bloco Ferca, vista geral

Optamos por utilizar o bloco de 65cm com uma nervura de 15cm, e otimizámos a estrutura até obter uma laje com resistência suficiente para verificar as condições de segurança impostas. No dimensionamento foi ainda imposto uma lâmina de compressão de 8cm para garantir a segurança contra o fogo.

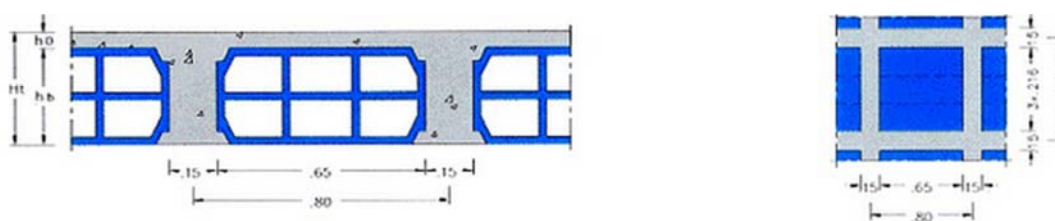


Fig. 5.27. - Bloco Ferca, corte esquemático

Tal como na laje maciça optamos por definir os painéis com orientações variáveis para obter mapas de mais fácil leitura, e condizentes com a armadura que se pretende aplicar.

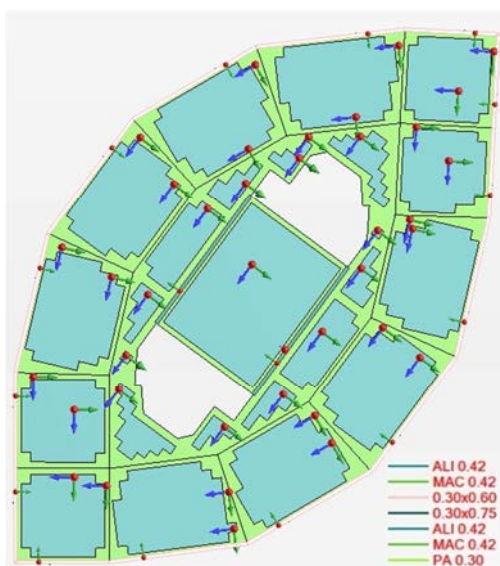


Fig. 5.28. - Identificação dos painéis da laje



Fig. 5.29. - Identificação dos painéis da laje

Para o dimensionamento da laje fungiforme aligeirada utilizamos um modelo de grelha em que definimos todas as características e materiais da laje.

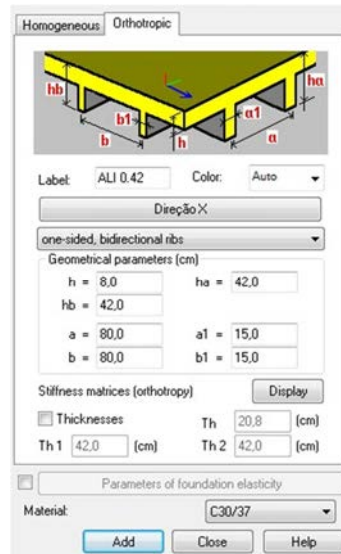


Fig. 5.30. - Características geométricas e físicas da laje aligeirada

ARMADURAS MÍNIMAS

$A_{s,min}$ laje de espessura 0,42m

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,38 \Leftrightarrow A_{s,min} = 5,73 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,38 \Leftrightarrow A_{s,min} = 4,94 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \cdot 500 = 1 \cdot 0,384 \cdot 2,9 \cdot 0,42 \Leftrightarrow A_{s,min} = 9,94 \times 10^{-4} m^2$$

Em que:

$$k_c = 1$$

$$k = 0,09 + 0,7h = 0,09 + 0,7 \times 0,42 = 0,384$$

Como já foi dito anteriormente para as lajes maciças, as duas primeiras expressões são relativas a armaduras mínimas para elementos tracionados. A terceira expressão refere-se á armadura mínima para a retração do betão e como tal considerámos o somatório da armadura superior e inferior na direção considerada.

MOMENTOS POSITIVOS

As armaduras para as bandas maciças da laje aligeirada será calculada do mesmo modo que na laje maciça Neste capítulo pretende-se enfatizar o processo de cálculo para zona aligeirada.

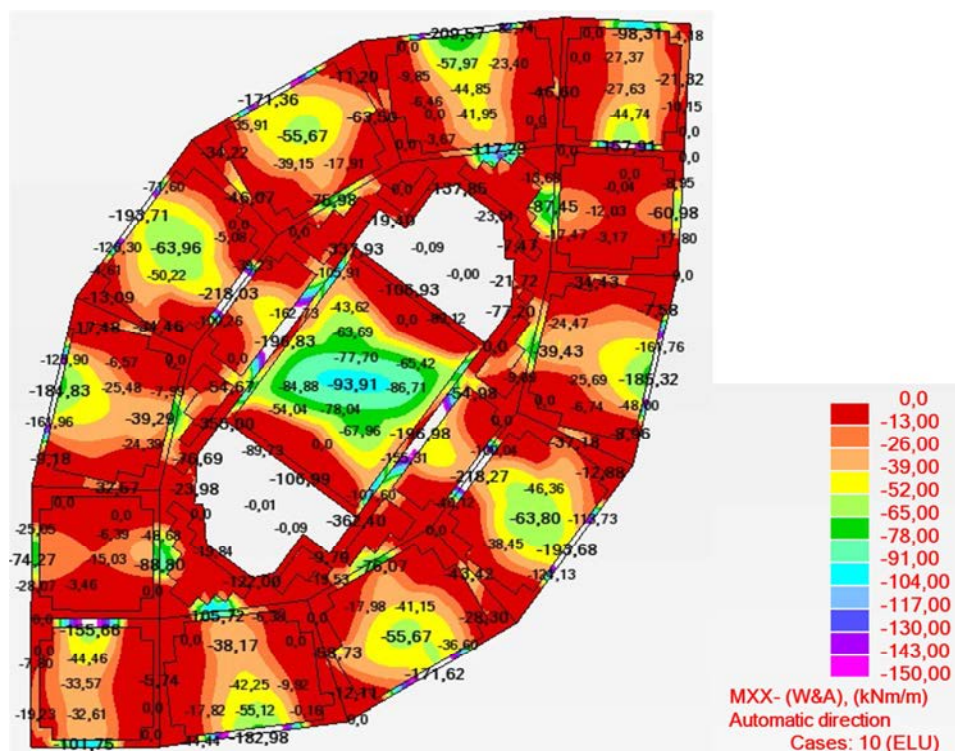


Fig. 5.31. - Momento máximo positivo segundo a direção x

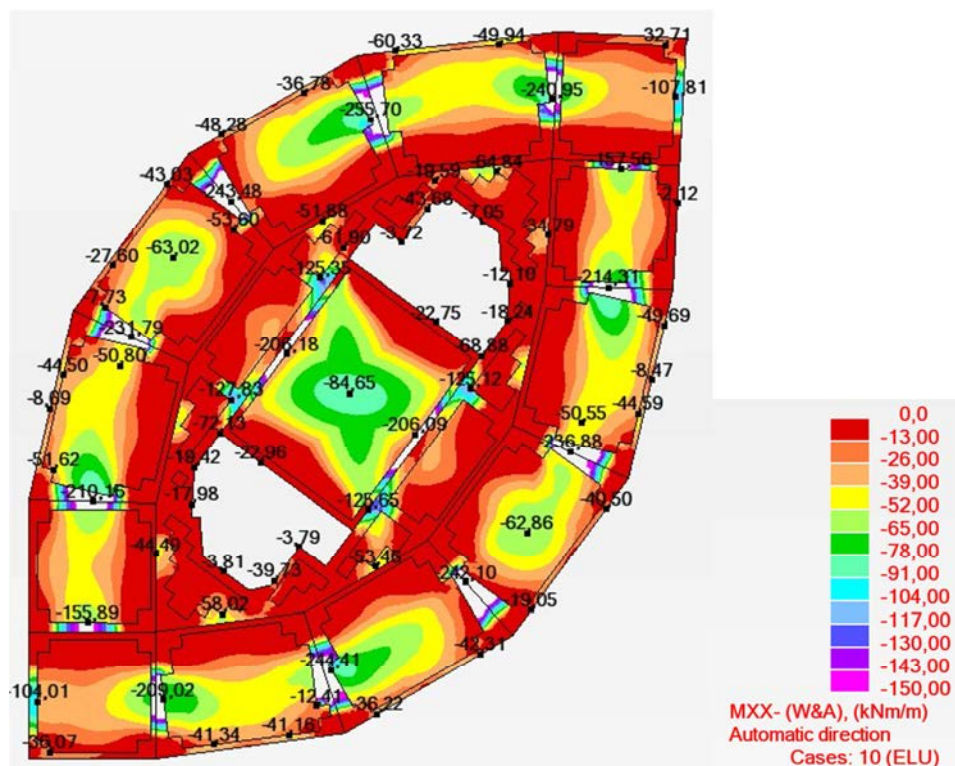


Fig. 5.32. - Momento máximo positivo segundo a direção y

Para o dimensionamento das armaduras utilizam-se genericamente as mesmas fórmulas definidas no procedimento de cálculo para a armadura de momentos positivos da laje fungiforme maciça.

Como a laje aligeirada tem a sua secção em T, utiliza-se uma simplificação, em que a dimensionamos como se esta possuísse uma secção, com as dimensões de 0,80 x 0,42, verificando depois se a profundidade do eixo neutro se situa dentro da camada de compressão.

Desta forma, para a direção x do painel 1 e aplicando as expressões 5.33 e 5.34 temos que:

$$M_{Ed} = 93,91 \times 0,8 = 75,13 \text{ KN} \cdot \text{m/nervura}$$

$$\mu = \frac{75,13}{0,8 \cdot 0,38^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,033$$

De acordo com as tabelas e abacos [16] teremos que:

$$\mu = 0,033 \rightarrow \begin{cases} \varpi = 0,035 \\ \alpha = 0,097 \end{cases}$$

Logo,

$$0,035 = \frac{A_s}{0,8 \cdot 0,38} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 4,89 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{x}{d} \Leftrightarrow 0,097 = \frac{x}{0,38} \Leftrightarrow x = 0,037 \leq 0,05 \text{ (ok)}$$

O que corresponde a uma armadura de 2Ø20 m (6,28 cm²) / nervura.

MAPA DE MOMENTOS NEGATIVOS

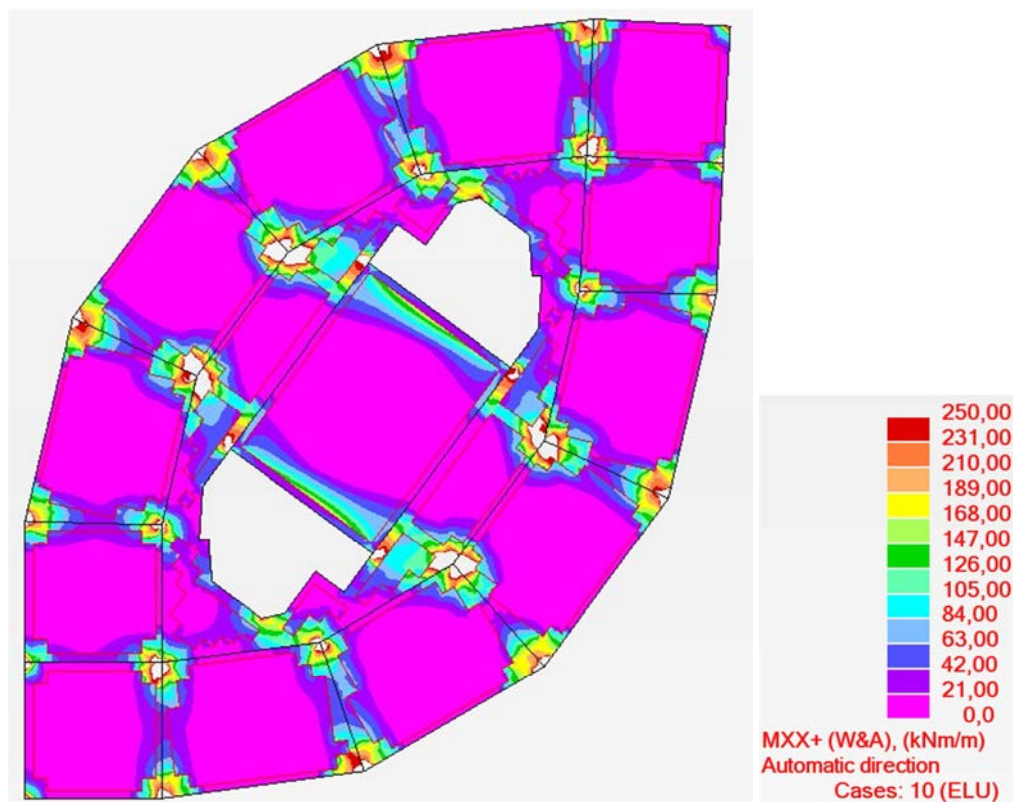


Fig. 5.33. - Momento máximo negativo segundo a direção x

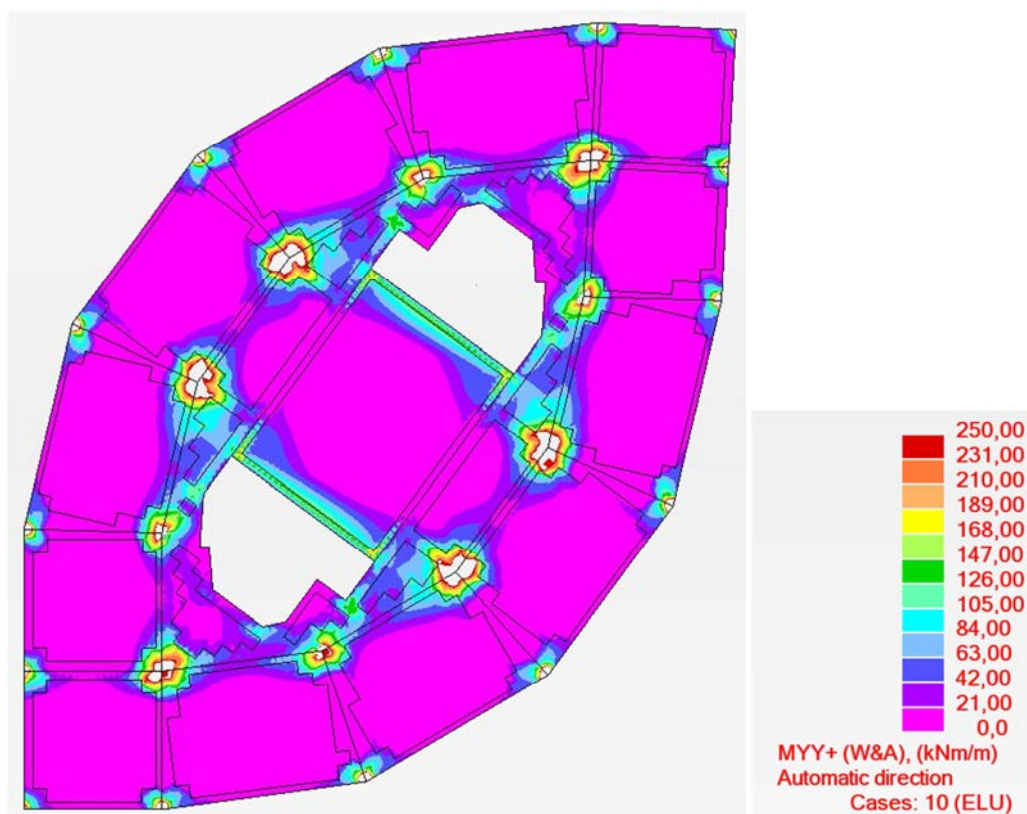


Fig. 5.34. - Momento máximo negativo segundo a direção y

ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS

É expectável que nas zonas em que a laje esteja sujeita a efeitos de tração as armaduras sejam maiores. Caso não sejam os critérios de armadura mínima terão de ser cumpridos.

Procedemos então ao cálculo da armadura para o Pilar P_3 indicado na figura 5.34, por ser aparentemente onde teremos momentos maiores e consequentemente armaduras também maiores.

Para isto vamos utilizar os painéis cuts do Robot Structural Analysis associada á leitura dos momentos positivos sobre a laje:

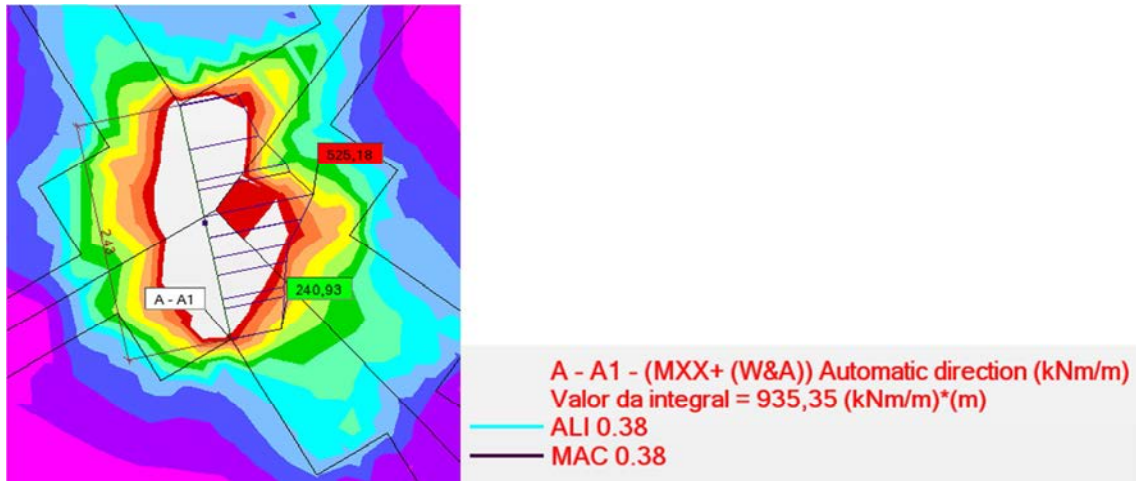


Fig. 5.35. - Painel cut para a direção x do pilar P_3

O valor do integral dos momentos correspondente ao pilar P_3 , como se pode concluir pela imagem é de 935,35 kNm/m.

$$\int M_{xx} = 935,35 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ com } l = 2,43 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{M}{l} \Leftrightarrow M_{sd} = \frac{935,35}{2,43} = 384,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{384,92}{1 \cdot 0,38^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,133$$

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

$$\mu = 0,133 \rightarrow \varpi = 0,143$$

Chegamos então à solução:

$$0,143 = \frac{A_s}{1 \cdot 0,38} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 25,0 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,xx} = 25,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 20 // 0,20 \text{ m} + \emptyset 16 // 0,20 \text{ m}$$

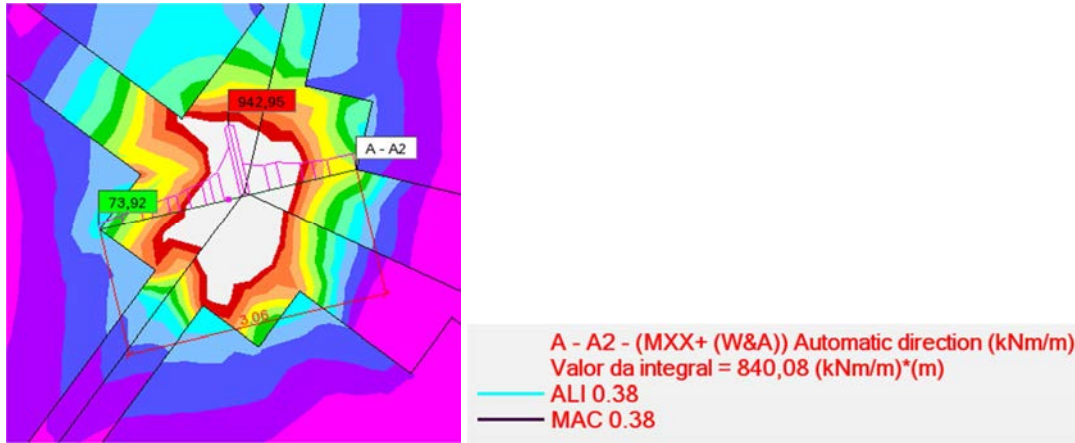


Fig. 5.36. - Pannel cut para a direção y do pilar P₃

O valor do integral dos momentos correspondente ao pilar P₃, como se pode concluir pela imagem é de 935,35 kNm/m.

$$\int M_{yy} = 840,08 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ com } l = 3,06 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{M}{l} \Leftrightarrow M_{sd} = \frac{840,08}{3,06} = 274,54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Aplicando as mesmas equações usadas para a determinação da armadura para momentos positivos, 5.33 e 5.34 teremos:

$$\mu = \frac{274,54}{1 \cdot 0,38^2 \cdot 20000} \Leftrightarrow \mu = 0,009$$

De acordo com as tabelas e abacos [16] teremos que:

$$\mu = 0,009 \rightarrow \varpi = 0,009$$

Chegamos então à solução:

$$0,009 = \frac{A_s}{1 \cdot 0,38} \cdot \frac{434,78}{20} \Leftrightarrow A_s = 15,21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,yy} = 15,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16 // 0,125 \text{ m}$$

ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

Vamos agora proceder ao cálculo do punçoamento para o pilar P_3 , (P_{u3} na folha de cálculo) para o qual estudamos as armaduras anteriores. Voltamos a utilizar a folha de cálculo criado para o a verificação da segurança em relação ao punçoamento

- Secção P_3 $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$
- $d = 0,38 \text{ m}$
- $b_y = 2,12 \text{ m}$
- $b_z = 2,12 \text{ m}$
- $V_{Ed} = 1411,26 \text{ kN}$
- $M_y = 198,73 \text{ kN}$
- $M_z = 109,82 \text{ kN}$

Cálculo de V_{Ed} :

$$u_1 = 2b + 2h + 2\pi \cdot 2d \Leftrightarrow u_1 = 7,18 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{0,141}{2,12}\right)^2 + \left(\frac{0,078}{2,12}\right)^2} \Leftrightarrow \beta = 1,14$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1,14 \times \frac{1411,26}{7,18 \cdot 0,38} = 588,30 \text{ kN}$$

Cálculo de $V_{Rd,c}$:

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

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

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow K = 1 + \sqrt{\frac{200}{380}} \Rightarrow K = 1,73$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,002 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{\frac{25,75}{10000 \cdot 0,38} \times \frac{16,08}{10000 \cdot 0,38}} \Rightarrow \rho_l = 0,0054$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,73 \cdot (100 \cdot 0,0054 \cdot 30)^{1/3} + 0,1 \cdot 0 \Rightarrow V_{Rd,c} = 522,45 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \Leftrightarrow V_{Rd,c} \geq 0,0035 \cdot 1,73^{3/2} \cdot 30^{1/2} \Leftrightarrow V_{Rd,c} \geq 436,21 \text{ kN (ok)}$$

Cálculo de $V_{Rd,máx}$

$$u_0 = 2 \cdot b + 2 \cdot h \Leftrightarrow u_0 = 2,40 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \Leftrightarrow V_{Ed} = 1,14 \times \frac{1411,26}{2,4 \cdot 0,38} = 1758,82 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow V_{Rd,máx} = 0,5 \cdot 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] \cdot 20 \times 10^3 \Rightarrow V_{Rd,máx} = 5280 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} \geq V_{Rd,máx} (ok)$$

Cálculo de $A_{s,w}$:

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

$$0,588 = 0,75 \cdot 0,522 + 1,5 \cdot (0,38/0,15) \cdot A_{sw} \cdot 345 \cdot (1/(7,18 \cdot 0,38)) \cdot \sin 90$$

$$A_{sw} = 31,33 \text{ cm}^2$$

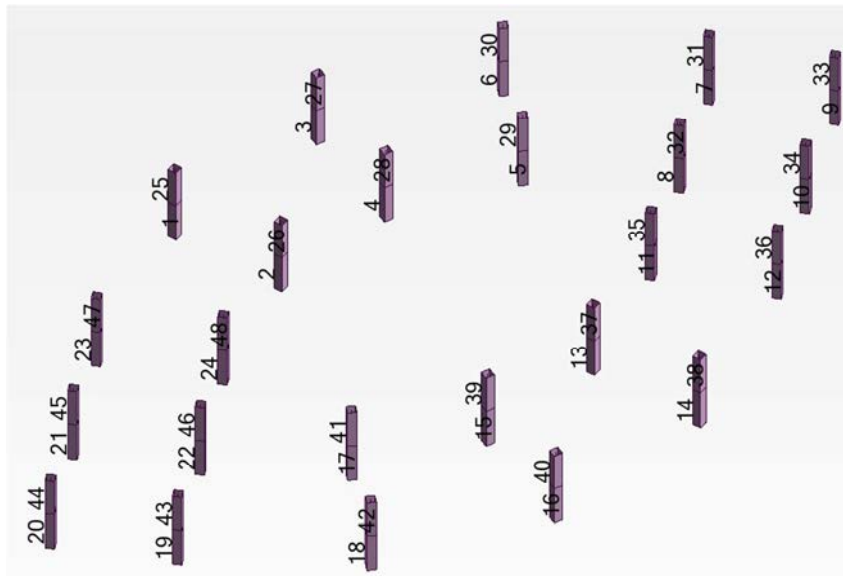


Fig. 5.37. - Numeração dos Pilares, segundo o programa de cálculo

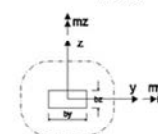
Cálculo de armadura de punçoamento

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS | Anexos de Cálculo | Punçoamento

2012-06-18

Combinações 10 a 11

Pilares	Pu1	Pu2	Pu3	Pu4	Pu5	Pu6	Pu7	Pu8	Pu9	Pu10
Superior	32	35	37	39	41	33	44	34	36	38
Inferior	8	11	13	15	17	9	20	10	12	14



Geometria: fck (MPa) 30 d (m) 0,38 fyk (MPa) 500 sr (m) 0,15

Pormenores de punçoamento:

Pu1	by (m)	0,6	Arm,x cm ²	25,75	Arm,pu	Sim	Perímetros	1,2729391	f8 // 0,88
	bz (m)	0,6	Arm,y cm ²	16,08	Ved (kPa)	541,1828	Fsd /Frd (<1.8)	1,035851	f10 // 1,39
	Interior		Corete (m)	0	Vrd (kPa)	522,4523	VEd<vRd,max	OK	f12 // 1,99
Pu2	by (m)	0,6	Arm,x cm ²	25,75	Arm,pu	Não	Perímetros	-	f8 // -
	bz (m)	0,6	Arm,y cm ²	16,08	Ved (kPa)	446,3184	Fsd /Frd (<1.8)	0,8542759	f10 // -
	Interior		Corete (m)	0	Vrd (kPa)	522,4523	VEd<vRd,max	OK	f12 // -
Pu3	by (m)	0,6	Arm,x cm ²	25,75	Arm,pu	Sim	Perímetros	1,9594967	f8 // 0,67
	bz (m)	0,6	Arm,y cm ²	16,08	Ved (kPa)	588,2978	Fsd /Frd (<1.8)	1,1260316	f10 // 1,06
	Interior		Corete (m)	0	Vrd (kPa)	522,4523	VEd<vRd,max	OK	f12 // 1,51
Pu4	by (m)	0,6	Arm,x cm ²	25,75	Arm,pu	Sim	Perímetros	2,1757715	f8 // 0,62
	bz (m)	0,6	Arm,y cm ²	16,08	Ved (kPa)	603,1397	Fsd /Frd (<1.8)	1,1544396	f10 // 0,98
	Interior		Corete (m)	0	Vrd (kPa)	522,4523	VEd<vRd,max	OK	f12 // 1,41
Pu5	by (m)	0,6	Arm,x cm ²	25,75	Arm,pu	Não	Perímetros	-	f8 // -
	bz (m)	0,6	Arm,y cm ²	16,08	Ved (kPa)	484,3286	Fsd /Frd (<1.8)	0,9270292	f10 // -
	Interior		Corete (m)	0	Vrd (kPa)	522,4523	VEd<vRd,max	OK	f12 // -

Fig. 5.38. - Determinação da Armadura de Punçoamento segundo a folha de cálculo

6

DEFORMAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Tão importante como o dimensionamento de uma estrutura para Estados Limites Últimos é a verificação da mesma para os Estados Limite de Utilização. Neste capítulo vamos garantir que a deformação a que a estrutura apresenta não ultrapassa os valores regulamentares máximos.

A deformação de elementos estruturais é um dos principais problemas associada à engenharia estrutural. As excessivas deformações podem originar graves problemas de utilização e estéticos num edifício como por exemplo:

- Formação de poças de água devido à diferença excessiva de cotas entre pontos da laje, com a consequente acumulação de águas e lixo
- Interferência no funcionamento de portas, janelas ou outras aberturas em vãos
- Fissuração excessiva de elementos estruturais

Os cálculos necessários para a determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de ações, a fluência e a retração do betão são bastante laboriosos e por vezes complicados. Assim, são utilizados métodos simplificados para o cálculo de flechas, como por exemplo, o Método Bilinear e o Método dos Coeficientes Globais [10].

Há no entanto casos em que o EC.2 diz claramente que o cálculo das deformações pode ser dispensado. Então o nosso estudo passa primeiramente por verificar se nas situações que estamos a estudar estamos dispensados do cálculo detalhado das flechas das lajes. No entanto mesmo que estejamos dispensados do cálculo vamos proceder ao estudo detalhado das deformações pelo Método Bilinear e daí tentar concluir qual a relação entre as deformações existentes e as diretrizes dadas pelo regulamento.

6.2. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

6.2.1. CASOS EM QUE É DISPENSADO O CÁLCULO DAS FLECHAS

Nem sempre é necessário, na maiorias vezes, 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 nos métodos simplificados, como no caso em estudo [2].

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 respetiva flecha não irá 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 correção 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 [2].

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (6.1)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right) \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (6.2)$$

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 tração necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às ações de cálculo (no apoio no caso de uma consola);

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

As expressões foram (6.45) e (6.46) foram obtidas admitindo que, para as ações no estado limite de utilização, a tensão 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]:

$$310/\sigma_s = 500/(f_{yk} \cdot A_{s,req}/A_{s,prov}) \quad (6.3)$$

Em que:

σ_s – Tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as ações de cálculo no estado limite de utilização;

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

$A_{s,req}$ – Área de armaduras 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 (6.1 e 6.2), devem ser multiplicados por 0,8.

No caso de vigas e de lajes, com exceção 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 (6.1 e 6.2), devem ser multiplicados por $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} em metros).

Quadro 6.1. - Valores básicos da relação vão altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão

<i>Sistema estrutural</i>	<i>K</i>	<i>Betão fortemente solicitado</i> <i>$\rho = 1,5 \%$</i>	<i>Betão levemente solicitado</i> <i>$\rho = 0,5 \%$</i>
<i>Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções</i>	<i>1,0</i>	<i>14</i>	<i>20</i>
<i>Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior</i>	<i>1,3</i>	<i>18</i>	<i>26</i>
<i>Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções</i>	<i>1,5</i>	<i>20</i>	<i>30</i>
<i>Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)</i>	<i>1,2</i>	<i>17</i>	<i>24</i>
<i>Consola</i>	<i>0,4</i>	<i>6</i>	<i>8</i>
NOTA 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.			
NOTA 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.			
NOTA 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.			

Depois de analisadas as condições impostas pelo EC2 decidimos que seria lógico efetuar a verificação da deformação em duas localizações diferentes do edifício, para cada um dos modelos criados.

A primeira será obviamente a meio vão da zona de circulação, onde as deformações são maiores. Neste caso considerámos que a laje pode ser considerada armada em duas direcções por possuir apoios nas 4 faces. Na segunda situação vamos considerar a laje fungiforme descarregando as cargas diretamente para os pilares, e escolhemos das lajes fungiformes a que apresenta deformações elásticas maiores. Ficam então definidas 4 zonas onde serão efetuadas as verificações de deformação.

6.2.1.1 Laje Maciça

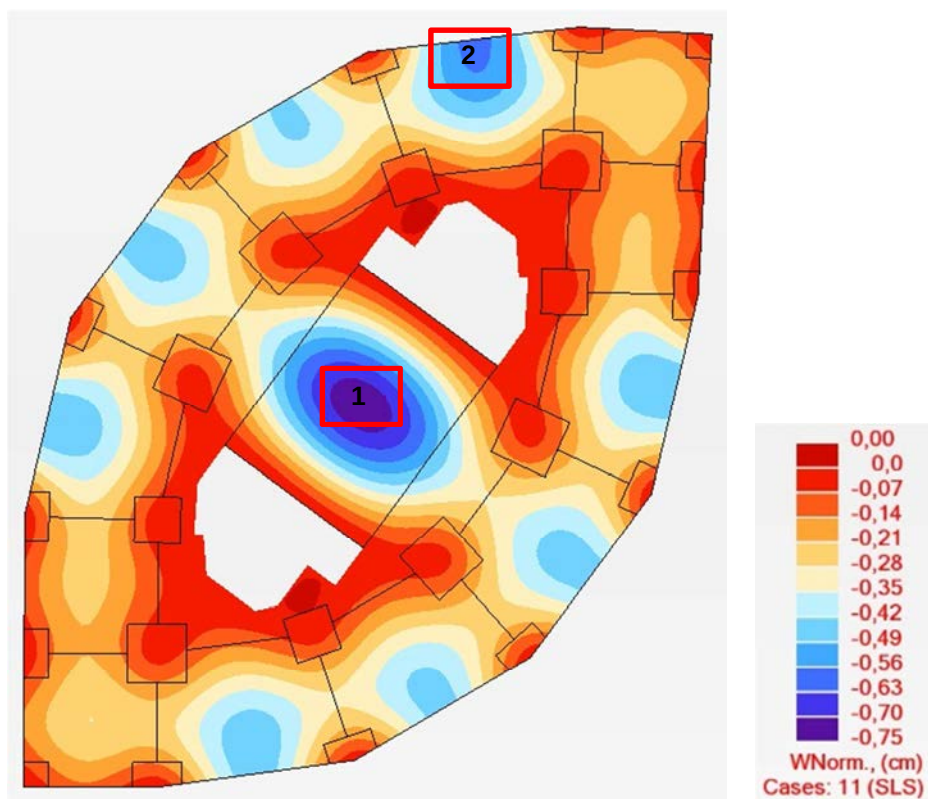


Fig. 6.3. - Zonas de deformação máxima, laje maciça com capiteis (planta)

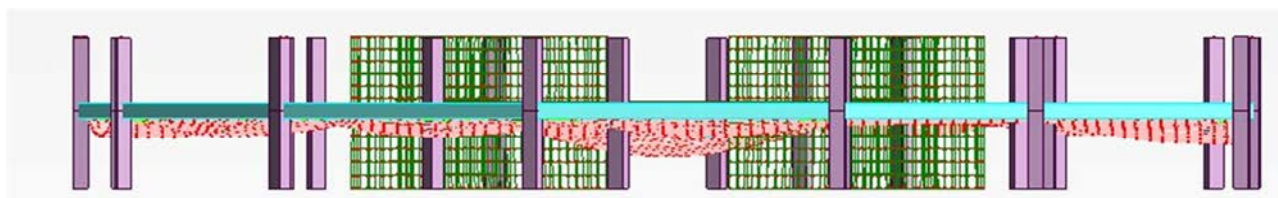


Fig. 6.4. - Zonas de deformação máxima, laje maciça com capiteis (alçado)

Aplicando as fórmulas descritas em 6.1 e 6.2 temos:

Caso 1, $\rho \leq \rho_0$, aplicámos a equação 6.1

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = 0,005477$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Leftrightarrow \rho = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,0 \cdot 0,36} \Leftrightarrow \rho = 0,002792$$

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

$$\frac{10,45}{0,36} \leq 1,5 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,005477}{0,002792} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,005477}{0,002792} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$29,03 \leq 65,47$$

Aplicando os fatores corretivos K_l :

$$65,47 \cdot \frac{7}{10,85} = 42,24$$

$$29,03 \leq 42,24 \text{ (ok) é dispensado o cálculo da deformação}$$

Caso 2, $\rho \leq \rho_0$, aplicamos a equação 6.1

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = 0,005477$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Leftrightarrow \rho = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,0 \cdot 0,36} \Leftrightarrow \rho = 0,002792$$

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

$$\frac{12,60}{0,36} \leq 1,2 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,005477}{0,002792} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,005477}{0,002792} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$35,00 \leq 52,38$$

Aplicando os fatores corretivos K_l :

$$52,38 \cdot \frac{8,5}{12,60} = 35,33$$

$$35,00 \leq 35,33 \text{ (ok) é dispensado o cálculo da deformação}$$

6.2.1.2 Laje Fungiforme aligeirada

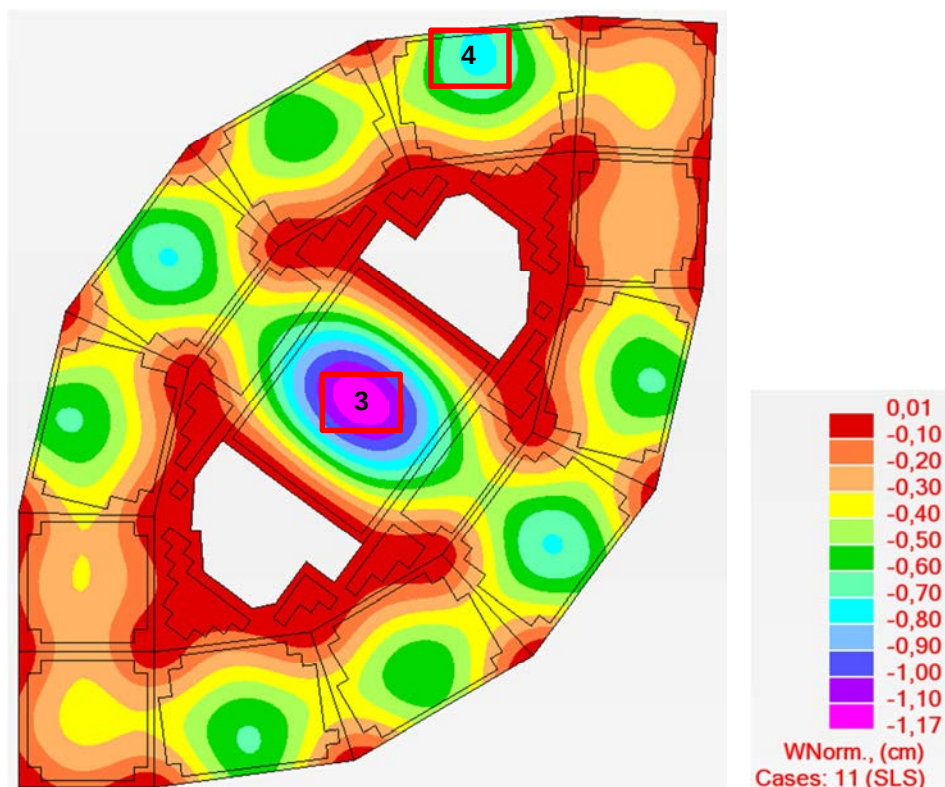


Fig. 6.5. - Zonas deformação máxima, laje aligeirada fungiforme (planta)

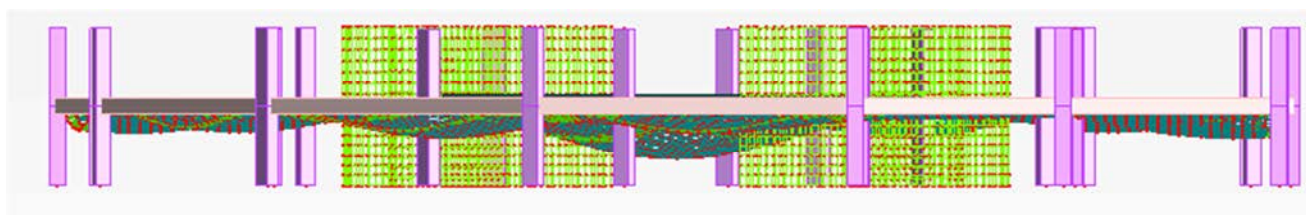


Fig. 6.6. - Zonas deformação máxima, laje aligeirada fungiforme (alçado)

Aplicando as fórmulas descritas em 6.1 e 6.2 temos:

Caso 3, $\rho \leq \rho_0$, aplicámos a equação 6.1

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = 0,005477$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Leftrightarrow \rho = \frac{6,28 \times 10^{-4}}{0,8 \cdot 0,38} \Leftrightarrow \rho = 0,002066$$

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

$$\frac{10,45}{0,38} \leq 1,5 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,005477}{0,002066} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,005477}{0,002066} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$27,50 \leq 104,94$$

Aplicando os fatores corretivos K_l :

$$104,94 \cdot \frac{7}{10,85} = 67,71$$

$27,50 \leq 67,71$ (ok) é dispensado o cálculo da deformação

Caso 4, $\rho \leq \rho_0$, aplicamos a equação 6.1

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} \Leftrightarrow \rho_0 = 0,005477$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Leftrightarrow \rho = \frac{6,28 \times 10^{-4}}{0,8 \cdot 0,38} \Leftrightarrow \rho = 0,002066$$

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

$$\frac{12,60}{0,38} \leq 1,2 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,005477}{0,002066} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,005477}{0,002066} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$33,16 \leq 83,96$$

Aplicando os fatores corretivos K_l :

$$83,96 \cdot \frac{8,5}{12,60} = 56,64$$

$33,16 \leq 56,54$ (ok) é dispensado o cálculo da deformação

6.3. MÉTODO BILINEAR

O método bilinear é um método simplificado de análise de deformações que está limitado ao cálculo de flechas.

Apesar de termos verificado que as lajes em estudo dispensam o cálculo de deformações de modo explícito, interessa-nos saber quais as deformações verificadas para o suporte, mesmo que estas estejam dentro dos parâmetros regulamentares.

Este método baseia-se na constatação de que, em serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura. Assim, será a partir da flecha base a_c , que é a flecha elástica obtida através do programa ROBOT, que serão calculados os valores extremos a_I e a_{II} da flecha nos estados I e II0. Para a determinação destes valores são consideradas apenas as características da secção determinante o que implica a não consideração do efeito de variação da armadura e a solicitação ao longo do elemento [6].

Como a flecha que pretendemos calcular é relativa a uma laje, existem algumas considerações que deverão ser feitas, nomeadamente o cálculo dos momentos máximos deverá ser realizado por faixa de largura unitária. E a secção determinante é aquela em que atua o maior momento positivo, sendo que essa secção poderá não coincidir com a secção de flecha máxima a_c . Será para a secção determinante que se deverá calcular o momento de fendilhação e todos os coeficientes de correção.

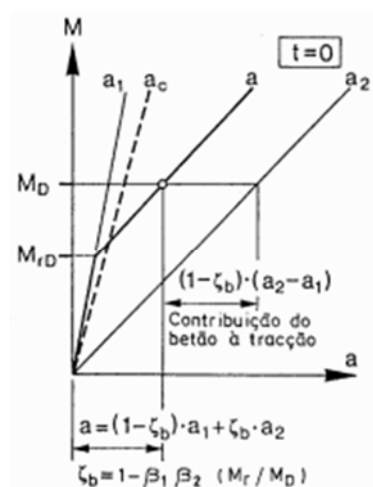


Fig. 6.7. - Relação bilinear momento-flecha [9]

Assim a metodologia de cálculo a seguir, passa por definir para cada uma das situações em estudo o valor da flecha de base a_c , a partir daqui calculámos todos os valores extremos a_I a_{II} , nos estados I e II0, com base nos parâmetros que vamos passar a definir.

6.3.1. FLECHA AC-VALOR DE BASE

A flecha de base a_c é a flecha relativa a um elemento não fendilhado, admitindo secções homogêneas e sem serem consideradas armaduras. Representa o valor base a partir do qual são expressos os valores extremos a_i e a_{i0} da flecha a [9]. No presente trabalho este valor foi obtido a partir do programa Robot Structural Analysis 2012, para a combinação de serviço.

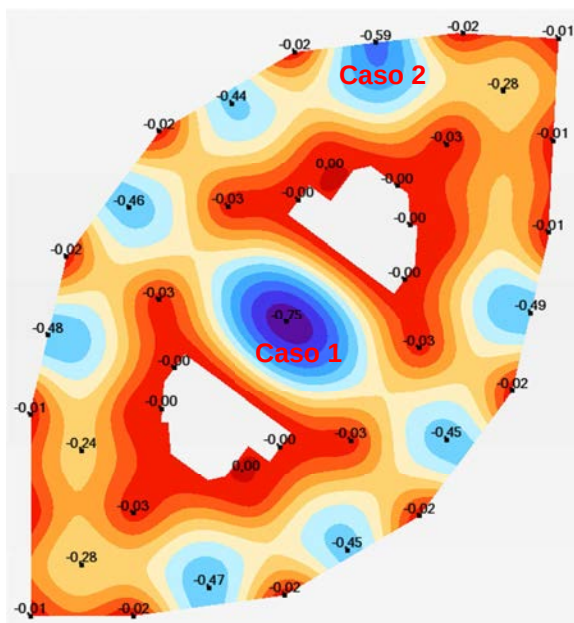


Fig. 6.8. - Deformação máxima - laje Maciça

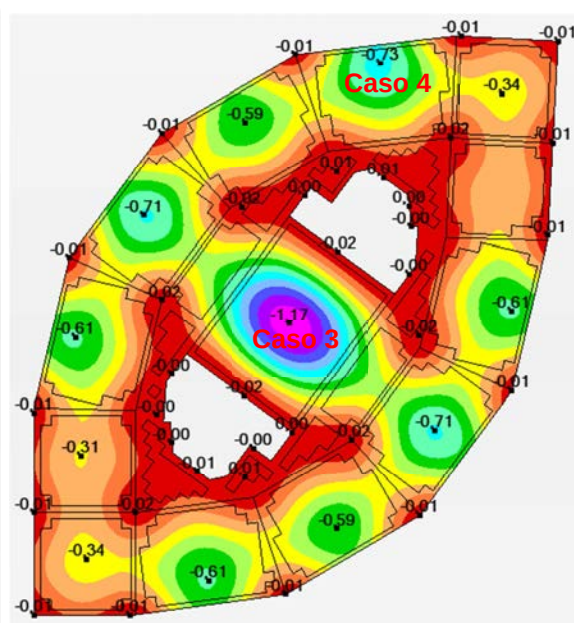


Fig. 6.9. - Deformação máxima - laje Aligeirada

Quadro 6.2. - valor da flecha base a_c

Flecha a_c -valor de base (mm)	
Caso 1	7,5
Caso 2	5,9
Caso 3	11,7
Caso 4	7,3

6.3.2. FLECHA A_I -ESTADO I

Esta flecha representa uma flecha em que são considerados os efeitos das armaduras. Assim, para um determinado valor da percentagem de armadura ($\rho > 0,5\%$), a influência da armadura não é desprezável, pois provoca um aumento da rigidez e o deslocamento do centro de gravidade na direção da armadura. Como o valor da flecha base a_c , não considera este aspeto, é introduzido um coeficiente de correção k_A^I que conduzirá à obtenção da flecha $a_i < a_c$, para $t=0$ [9].

$$a_I^{t=0} = K_A^I \cdot a_c \quad (6.4)$$

Para obter a flecha no tempo t , será necessário considerar o efeito de fluência que será materializado pelo coeficiente k_ψ^I . Serão apenas consideradas as cargas permanentes, pois vamos assumir que a parcela quase permanente da sobrecarga terá carácter permanente [9]. Será através da seguinte expressão que será calculada a flecha:

$$a_{IG}^t = k_A^I \cdot (1 + K_\psi^t \cdot \psi) \cdot a_{cG} \quad (6.5)$$

6.3.3. FLECHA A_{II0} -ESTADO II_0

Esta flecha é obtida a partir da não consideração do betão tracionado entre fendas, é o extremo superior da flecha provável a ; $a_{II0} > a_c$ [9].

$$a_{II0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot a_c, \text{secção rectangular} \quad (6.6)$$

$$a_{II0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot a_c, \text{secção em T} \quad (6.7)$$

Considerando apenas as cargas permanentes e tendo em conta o coeficiente de fluência k_ψ^{II} :

$$a_{II0G}^t = k_A^{II} \cdot (1 + K_\psi^{II} \cdot \psi) \cdot a_{cG}, \text{secção rectangular} \quad (6.8)$$

$$a_{II0G}^t = k_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot (1 + K_\psi^{II} \cdot \psi) \cdot a_{cG}, \text{secção em T} \quad (6.9)$$

6.3.4. FLECHA PROVÁVEL-A

Uma vez definidas as flechas já referidas, é possível determinar a flecha provável a :

$$a = a_I \quad \text{se } M < M_r \quad (6.10)$$

$$a = (1 - \zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II0} \quad \text{se } M > M_r \quad (6.11)$$

Em que M e M_r são relativos à secção determinante $D(M_D, M_{rD})$ em que ζ e M_r são definidos de acordo com a figura seguinte:

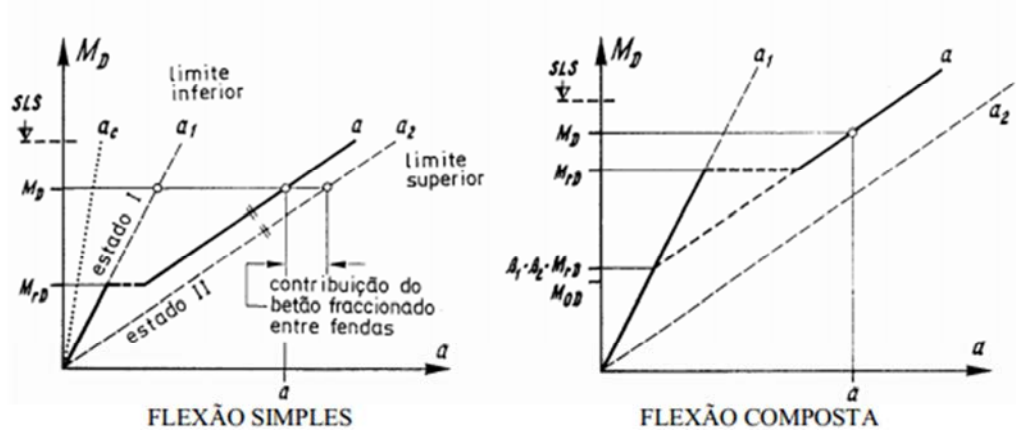


Fig. 6.10. - Relação bilinear momento-flecha [9]

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

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

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

6.3.5. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

A fluência é, de uma forma geral, uma característica do betão que considera o aumento da deformação no tempo sob ações constantes. Para calcularmos o coeficiente de fluência vamos usar a metodologia apresentada no anexo B do EC2. Mais uma vez optámos por criar uma folha de cálculo para que depois de introduzidos os dados se obtivessem diretamente o valor de $\varphi(t, t_0)$.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_0(t, t_0) \quad (6.12)$$

Em que:

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

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (6.13)$$

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

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (6.14)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2, \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (6.15)$$

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:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (6.16)$$

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:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (6.17)$$

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

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (6.18)$$

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:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (6.19)$$

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:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ para } f_{cm} \leq 35 \quad (6.20)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ para } f_{cm} \geq 35 \quad (6.21)$$

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

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (6.22)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (6.23)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (6.24)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão pode ser tida em conta corrigindo na expressão (6.16) a idade á data do carregamento t_0 de acordo com a seguinte expressão:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (6.25)$$

Para determinarmos o coeficiente de fluência foi necessário fazer algumas considerações, entre as quais:

- Betão CEM II / B-L 42,5N
- t = tempo de vida útil de projeto (50 anos);
- Humidade relativa média de 50%

Coeficiente de fluência:		U. PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO	
Dados:			
RH=	50 %	h_{0a}	400 mm
h=	0,4 m	u=	2 m
f_{cm} =	38 Mpa	α_1 =	0,94406
t=	18262 dias	α_2 =	0,98369
t_i =	28 dias	α_3 =	0,95971
t_0 =	28,00 dias	α =	0
classe cimento: N			
$\Phi_{RH} = 1,61388$			
$\beta_{(f_{cm})} = 2,72532$			
$\beta_{(t_0)} = 0,48845$			
$\beta_h = 839,99$			
$\beta_{\alpha(t,10)} = 0,98658$			
$\Phi_0 = 2,14836$			
$\Phi_{(t,10)} = 2,11953$			

Fig. 6.11. - Determinação Coeficiente fluência – Laje maciça $h=0.40m$

Coefficiente de fluência:

Dados:

RH=	50	%
h=	0,48	m
fcm=	38	Mpa
t=	18262	dias
t _i =	28	dias
t ₀ =	28,00	dias
classe cimento:	N	



h ₀ =	480	mm
u=	2	m
α1=	0,94406	
α2=	0,98369	
α3=	0,95971	
α=	0	

$\Phi_{RH} = 1,57672$

$\beta_{(fcm)} = 2,72532$

$\beta_{(t_0)} = 0,48845$

$\beta_h = 960,002$

$\beta_{c(t,t_0)} = 0,98472$

$\Phi_0 = 2,0989$

$\Phi_{RH(t)} = 2,06684$

Fig. 6.12. - Determinação Coeficiente fluência – Laje aligeirada h=0.48m

6.3.6. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES K_A^I , K_ψ^I , K_A^{II} , K_ψ^{II}

A determinação dos coeficientes referidos é feita a partir de gráficos do manual do CEB de fendilhação e deformação. Como já foi dito anteriormente cada um destes coeficientes permite considerar efeitos que tem ação sobre a deformação do betão.

Para determinar estes coeficientes é preciso determinar alguns parâmetros para que depois se consigam extrair os valores pretendidos dos gráficos:

LAJE MACIÇA H=0,40M (A AZUL NA REPRESENTAÇÃO GRÁFICA)

- $d/h = 0,36/0,40 = 0,9$
- $d'/h = 0,04/0,40 = 0,1$
- $\chi \cdot \rho = 0,8 \cdot 2,12 = 1,70$
- $\rho'/\rho = 0,00110/0,00226 = 0,39$
- $\alpha = E_s/E_c = 200/33 = 6,06$
- $\alpha \cdot \rho = 6,06 \cdot 0,39 = 0,014$

LAJE ALIGEIRADA $h=0,40\text{M}$ (A VERMELHO NA REPRESENTAÇÃO GRÁFICA)

- $d/h = 0,38/0,42 = 0,9$
- $d'/h = 0,04/0,42 = 0,1$
- $\chi \cdot \varphi = 0,8 \cdot 2,07 = 1,66$
- $\rho'/\rho = 0,000516/0,00206 = 0,25$
- $\alpha = E_s/E_c = 200/33 = 6,06$
- $\alpha \cdot \rho = 6,06 \cdot 0,39 = 0,013$
-

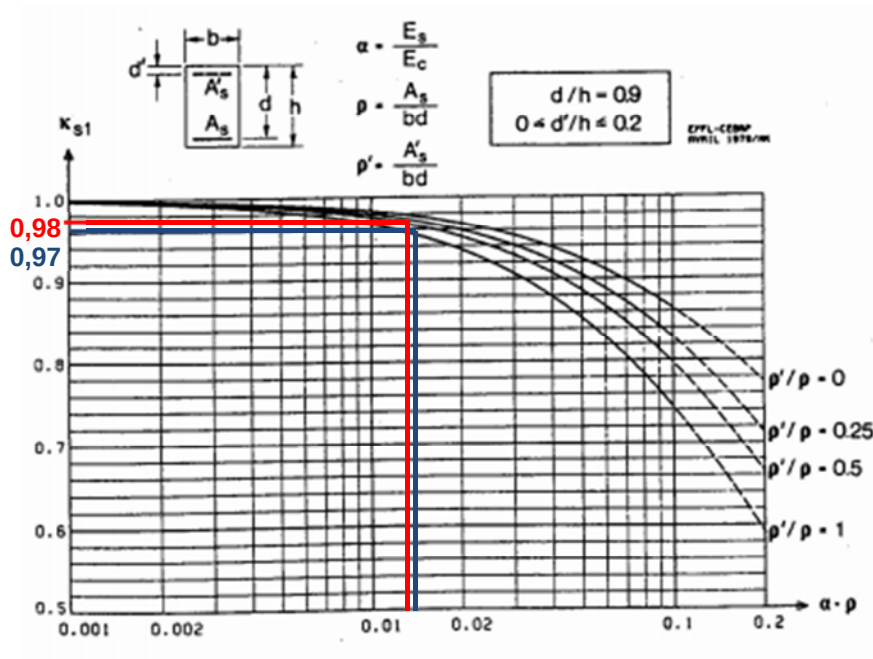


Fig. 6.13. - $K_A^I \Leftrightarrow K_{s1}$

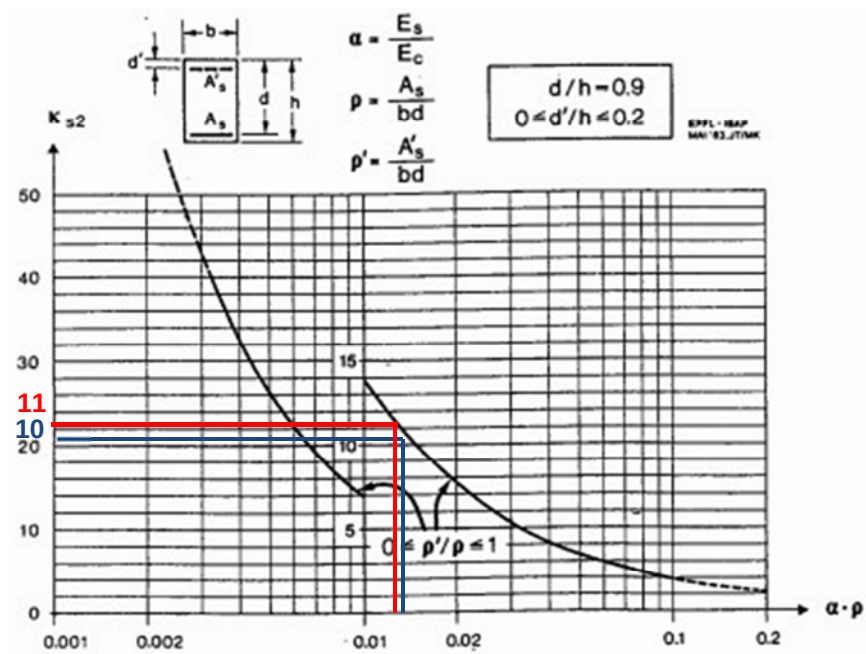


Fig. 6.14. - $K''_A \Leftrightarrow K_{s2}$

Nos dois casos seguintes temos de fazer uma interpolação entre os valores de $\chi \cdot \varphi = 1$ e de $\chi \cdot \varphi = 2$

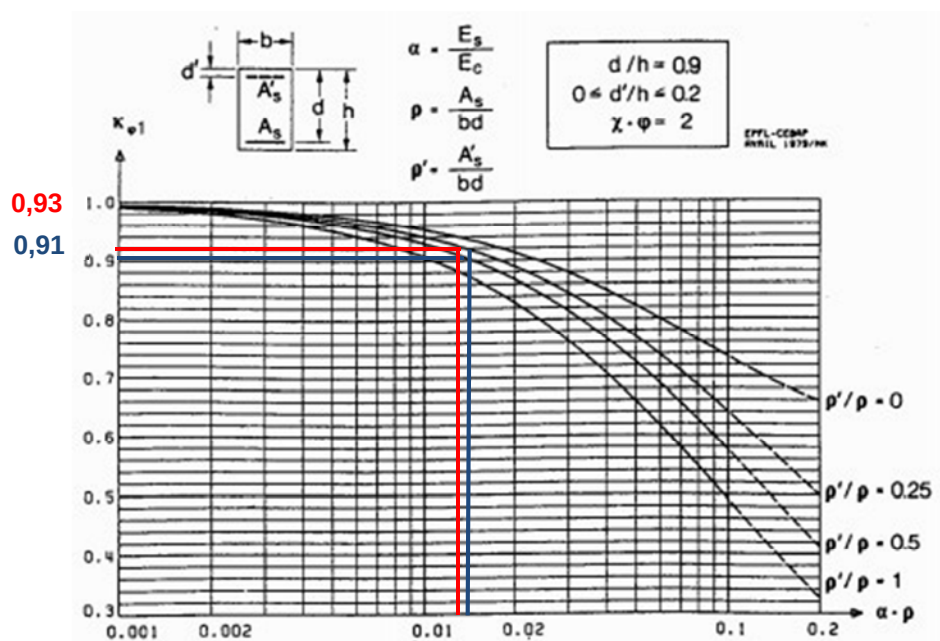


Fig. 6.15. - $K^I_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\phi 1}$

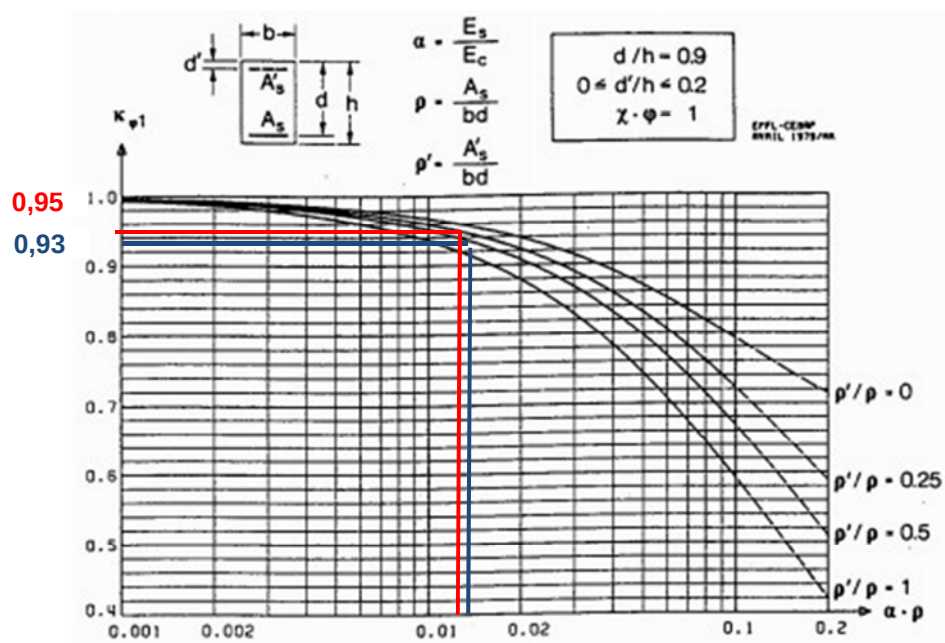


Fig. 6.16. - $K^I_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\varphi 1}$

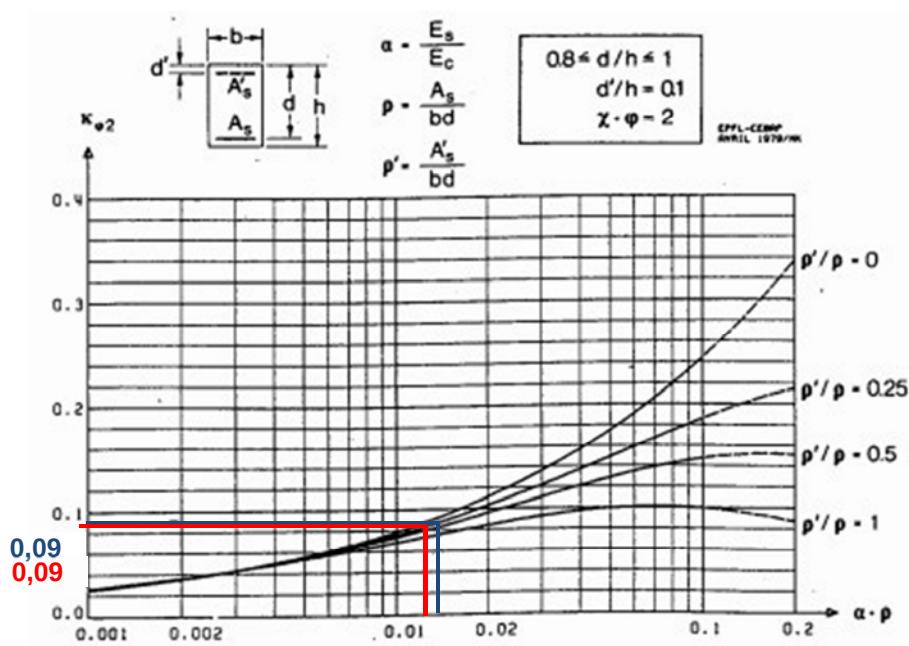


Fig. 6.17. - $K^{II}_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\varphi 2}$

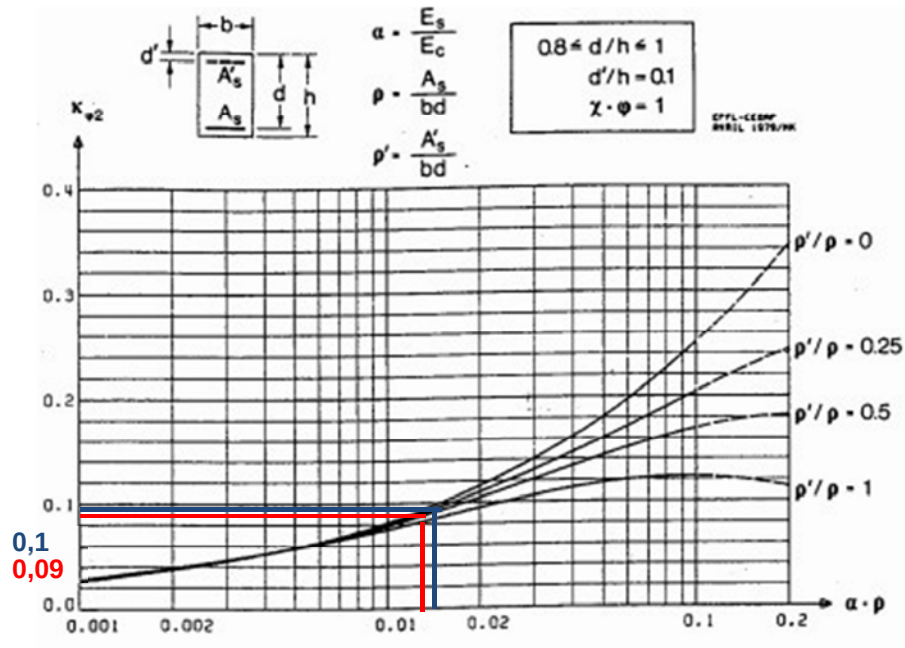


Fig. 6.18. - $K''_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\varphi 2}$

Quadro 6.3. - valor da flecha base ac

Coeficiente/Caso	Laje Maciça (1 e 2)	Laje Aligeirada (3 e 4)
$K^I_A \Leftrightarrow K_{A1}$	0,97	0,98
$- K^{II}_A \Leftrightarrow K_{s2}$	10	11
$- K^I_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\varphi 1}$	0,92	0,94
$K^{II}_{\varphi} \Leftrightarrow K_{\varphi 2}$	0,09	0,09

6.3.7. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PARTIÇÃO ζ

O coeficiente de partição é dado pela fórmula:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \quad (6.26)$$

Em que:

$\beta_1 = 1$ (varões de alta aderência)

$\beta_2 = 1$ (carga de curta duração)

$\beta_2 = 0,5$ (cargas de longa duração)

M_D é definido como o momento positivo máximo no caso em estudo, e é obtido através dos mapas de momentos

M_{rD} é definido como o momento de fendilhação no caso em estudo

Para a laje maciça $h=0,40\text{m}$

$$M_{rD} = W_c \cdot f_{ct} \quad (6.27)$$

$$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.28)$$

$$M_{rD} = \frac{1,0,4^2}{6} \cdot 2,9 \times 10^3 = 77,3 \text{ kN.m/m}$$

Para a laje aligeirada $h=0,42\text{m}$

$$M_{rD} = I \cdot f_{ct} \div v \quad (6.29)$$

Em que:

$$I = \frac{b_i \cdot h^3}{12} \quad (6.30)$$

$$M_{rD} = \frac{0,266 \cdot 0,42^3}{12} \cdot 2,9 \times 10^3 \div 0,284 = 16,80 \text{ kN.m/nervura}$$

$$M_{rD} = 21,00 \text{ kN.m/m}$$

Quadro 6.4. - valor de M_{rD} e M_D

Momento/Caso	1	2	3	4
$M_{rD} \text{ (kN.m/m)}$	77,3	77,3	21,00	21,00
$M_D \text{ (kN.m/m)}$	147,77	144,79	93,91	75,53

Aplicando a equação 6.26, para dois momentos distintos, $t=0$ e $t=t$

Quadro 6.5. - valor de ζ_0 e ζ_t

C. Partição/Caso	1	2	3	4
ζ_0	0,48	0,47	0,78	0,72
ζ_t	0,74	0,73	0,89	0,86

6.3.8. DETERMINAÇÃO DA FLECHA AI, A II

Flecha no estado I, caso 1:

$$t = 0, \quad a_I = K_A^I \cdot a_c = 0,97 \times 7,5 = 7,28 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_I = k_A^I \cdot (1 + K_\psi^I \cdot \psi) \cdot a_{cG} = 0,97 \cdot (1 + 0,92 \times 2,12) \times 7,5 = 21,46 \text{ mm}$$

Flecha no estado II, caso 1:

$$t = 0, \quad a_{II} = K_A^{II} \cdot a_c = 10 \times 7,5 = 75 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_{II} = k_A^{II} \cdot (1 + K_\psi^{II} \cdot \psi) \cdot a_{cG} = 10 \cdot (1 + 0,09 \times 2,12) \times 7,5 = 89,31 \text{ mm}$$

Flecha no estado I, caso 3:

$$t = 0, \quad a_I = K_A^I \cdot a_c = 0,98 \times 11,7 = 11,47 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_I = k_A^I \cdot (1 + K_\psi^I \cdot \psi) \cdot a_{cG} = 0,98 \cdot (1 + 0,94 \times 2,07) \times 11,7 = 33,77 \text{ mm}$$

Flecha no estado II, caso 3:

$$t = 0, \quad a_{II} = a_{II_0}^{t=0} = K_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot a_c = 11 \cdot \left(\frac{0,42}{0,38}\right)^3 \cdot \left(\frac{0,27}{0,80}\right) \times 11,7 = 57,78 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_{II} = k_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_i}{b} \cdot (1 + K_\psi^{II} \cdot \psi) \cdot a_{cG}$$

$$a_{II} = 11 \cdot \left(\frac{0,42}{0,38}\right)^3 \cdot \left(\frac{0,27}{0,80}\right) \times (1 + 0,09 \times 2,07) \times 11,7 = 89,31 \text{ mm}$$

Quadro 6.6. - valor da flecha base al e a II

Flecha/Caso	1	2	3	4
$a_I^{t=0} \text{ (mm)}$	7,28	5,72	11,47	7,15
$a_I^{t=t} \text{ (mm)}$	21,46	16,89	33,77	21,07
$a_{II}^{t=0} \text{ (mm)}$	75,00	59,00	57,78	36,05
$a_{II}^{t=t} \text{ (mm)}$	89,31	70,26	68,54	42,77

6.3.9. DETERMINAÇÃO DA FLECHA PROVÁVEL, A

$$a = (1 - \zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II} \quad (6.31)$$

Exemplificação para o caso 1,

$$\text{para } t = 0 \Rightarrow a = (1 - 0,48) \cdot 7,28 + 0,48 \cdot 75 \Leftrightarrow$$

$$a = 39,79 \text{ mm}$$

$$\text{para } t = t \Rightarrow a = (1 - 0,74) \cdot 21,46 + 0,74 \cdot 89,31 \Leftrightarrow$$

$$a = 71,67 \text{ mm}$$

Quadro 6.7. - valor da flecha provável a

Flecha Provável/Caso	1	2	3	4
$a^{t=0} \text{ (mm)}$	39,79	30,76	47,59	27,96
$a^{t=t} \text{ (mm)}$	71,67	55,85	64,72	39,73

7

ANÁLISE DE RESULTADOS

7.1. LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SUPORTES DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO

Os vãos em estudo são aqueles que definimos nos capítulos anteriores como críticos, no caso 1 e 3 $l = 13,75m$ e para os casos 2 e 4 $l = 12,60m$.

Segundo o EC2 [1], as deformações calculadas para combinações quase permanentes de ações não devem ultrapassar $l/250$ do vão da laje, sob pena de serem afetadas as condições de utilização da estrutura e o seu aspeto. Se as deformações podem danificar divisórias, acabamentos ou equipamentos, deve considerar-se como limite máximo para a de uma laje $l/500$ do vão. Esta flecha deve contudo ser quantificada para as ações a aplicar à laje após a construção dos elementos cuja deterioração se deseja prevenir.

$$f_{\text{máx}} \leq l/500 \quad (7.1)$$

Para $l = 13,75 m$

$$f_{\text{máx}} \leq 13,75/500 \Leftrightarrow f_{\text{máx}} \leq 0,0275 m = 27,5 mm$$

Para $l = 12,60 m$

$$f_{\text{máx}} \leq 12,60/500 \Leftrightarrow f_{\text{máx}} \leq 0,0252 m = 25,2 mm$$

No entanto como podemos ver em [1] os limites para revestimentos cerâmicos de piso são ainda mais exigentes limitando as flechas a valores menores. O Manual de Aplicação de Revestimentos define neste caso 2 tipos de limite máximos em função do tempo de cura, f_1 que corresponde a cerâmicos aplicados sobre suportes recentes, e f_2 que pressupõe um tempo de cura, do suporte, superior a 6 meses.

$$f_1 \leq l/1000 + 0,005 \quad e \quad l \geq 5m \quad (7.2)$$

$$f_2 \leq l/700 + 0,005 \quad e \quad l \geq 5m \quad (7.3)$$

Para $l = 13,75 m$

$$f_1 = 13,75/1000 + 0,5 = 0,0188 m = 18,8 mm$$

$$f_2 = 13,75/700 + 0,5 = 0,0246 m = 24,6 mm$$

Para $l = 12,60 \text{ m}$

$$f_1 = 12,6/1000 + 0,5 = 0,0176 \text{ m} = 17,6 \text{ mm}$$

$$f_2 = 12,60/700 + 0,5 = 0,0230 \text{ m} = 23,0 \text{ mm}$$

7.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO SUPORTE DO CASO EM ESTUDO

Após o dimensionamento do edifício em estudo, chegamos a valores concretos da deformação provável do suporte para duas situações, uma para $t = 0$ e outra para $t = t$.

Analisando o processo construtivo dos pavimentos cerâmicos, concluímos que a sua aplicação só pode ser feita depois de uma série de outras tarefas onde se destacam a colocação de uma betonilha de regularização, que por sua vez elimina as deformações do suporte primário (laje).

A flecha que se vai verificar nos revestimentos é por isso a diferença entre a deformação final e a deformação no momento da aplicação da betonilha de regularização. Como não podemos prever exatamente quando é que esta é aplicada considerámos por segurança o caso mais desfavorável, ou seja, a aplicação no momento imediatamente seguinte á descofragem da laje, $t = 0$.

Quadro 7.1. - valor da flecha provável a e $a^{t=t}$, associada ao seu tipo de suporte e vão

Tipo de Suporte	Laje maciça		Laje nervurada	
Caso	1	2	3	4
$l \text{ suporte (mm)}$	13750	10600	13750	10600
$a \text{ (mm)}$	31,88	25,09	17,13	11,77
$a^{t=t} \text{ (mm)}$	71,67	55,85	64,72	39,73

7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Vamos agora proceder á comparação dos valores das flechas obtidas através do método bilinear com as flechas máximas admitidas pela regulamentação existente.

Vamos proceder a duas verificações que julgámos serem as mais importantes. Comparação dos valores de deformação final ($a^{t=t}$) com os limites regulamentares do EC2 , e comparação dos valores da flecha provável (a) com os valores do Manual de Aplicação de Revestimentos Cerâmicos.

Comparação de $a^{t=t}$ com limite regulamentar do EC2.

Quadro 7.2. - valor da flecha provável a e $a^{t=t}$, associada ao seu tipo de suporte e vão

Tipo de Suporte	Laje maciça		Laje nervurada	
Caso	1	2	3	4
l suporte (mm)	13750	10600	13750	10600
flecha máxima $a^{t=t}$ (mm)	71,67	55,85	64,72	39,73
limite EC. 2 (mm)	27,50	25,20	21,50	25,20

Podemos concluir que para todos os casos a deformação final das lajes é maior que aquilo que seria regulamentar, apesar de como tivemos oportunidade de demonstrar estas lajes estarem dispensadas do cálculo explícito. Deixaremos as restantes observações para a conclusão.

Comparação de a com limite regulamentar Manual de Aplicação de revestimentos cerâmicos.

Quadro 7.3. - valor da flecha provável a e $a^{t=t}$, associada ao seu tipo de suporte e vão

Tipo de Suporte	Laje maciça		Laje nervurada	
Caso	1	2	3	4
l suporte (mm)	13750	10600	13750	10600
flecha do suporte a (mm)	31,88	25,09	17,13	11,77
limite M. A. R. C (mm)	18,80	17,60	18,80	17,60

É perceptível pela análise de resultados que na laje maciça, em ambas as localizações de controlo a deformação foi ultrapassada, enquanto no caso da laje nervurada a flecha está dentro dos limites regulamentares.

8

CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como base o dimensionamento da estrutura de um edifício e da verificação das flechas aí verificadas.

Segundo o EC2, *as flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorrem depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para as acções que se mantêm permanentes. Poderão ser adoptados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes.*

O que o EC2 não define, e julgamos ser importante, é saber qual ou quais os elementos com uma sensibilidade tal que exijam uma limitação maior para as flechas instaladas.

Ao analisarmos os resultados para as quatro situações em estudo concluímos que em nenhum dos casos o limite estabelecido no EC2 é respeitado. Mas aquilo que mais nos surpreende neste estudo é verificarmos que todas estas situações estavam dispensadas de um cálculo detalhado.

Fazendo uma análise às equações 6.1 e 6.2, equações essas que determinam a dispensa de cálculos mais rigorosos para a determinação da flecha, podemos concluir que a sua aplicação poderá levar à não verificação de situações, em que o cálculo da flecha por métodos mais precisos é indispensável para um correcto funcionamento da estrutura.

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (6.1)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right) \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (6.2)$$

Esta situação tem um efeito bastante visível devido à baixa densidade da laje em estudo. Fazendo algumas experiências verificámos que para valores de $\rho \geq 0,5$ os valores da tabela 6.1 se revelam mais aproximados da realidade. Para o caso mais gravoso (1), caso tivéssemos uma densidade de armadura perto de 0,5% os valores das equações atrás referidas obrigavam-nos a um cálculo explícito das flechas.

Fazendo agora uma análise das deformações do suporte da laje para os revestimentos cerâmicos, concluímos que também aí os limites são ultratassados, pelo menos para alguns dos casos.

Assim, poderemos ter duas situações, o caso da aplicação dos ladrilhos ser realizada em suportes recentes, em que a flecha máxima (f_1), deverá respeitar as seguintes condições [1]:

$$f_1 = l/500 \quad \text{se } l \leq 5m \quad l - \text{vão da laje} \quad (8.1)$$

$$f_1 = l/1000 + 0,5cm \quad \text{se } l \geq 5m \quad l - \text{vão da laje} \quad (8.2)$$

Esta flecha, é a flecha instantânea do suporte, ou seja, sem serem considerados os efeitos da fluência do betão.

A segunda situação é o caso em que o suporte já passou por um período de cura de pelo menos seis meses, ou seja, já deverá ser contabilizada a contribuição dos efeitos de fluência do betão, assim a flecha máxima admissível (f_2) será [1]:

$$f_2 = l/350 \quad \text{se } l \leq 3,5m \quad l - \text{vão da laje} \quad (8.3)$$

$$f_2 = l/700 + 0,5cm \quad \text{se } l > 3,5m \quad l - \text{vão da laje} \quad (8.4)$$

Para a nossa análise comparámos os limites propostos pelo manual de revestimentos cerâmicos vão/1000+0,5cm com a flecha obtida pelo método bilinear. A essa flecha retirámos a deformação verificada antes de colocada a betonilha de regularização.

Optando pelo limite f_2 , vão/700+0,5cm os limites aproximavam-se muito dos obtidos pelo método linear. É, portanto recomendável, que os revestimentos sejam fixados sobre suportes com o tempo de cura de pelo menos seis meses. Há ainda outro factor que não foi considerado e que podia fazer com que se obtivessem valores mais baixos de deformadas. A parte da deformação correspondente á fluência, desde $t=0$ até ao instante em que é aplicada a betonilha de regularização não é contabilizada, pois assumimos que é aplicada no instante seguinte á descofragem da laje. Este é de facto o cenário mais gravoso, no entanto sabemos que não é a prática comum nas obras portuguesas.

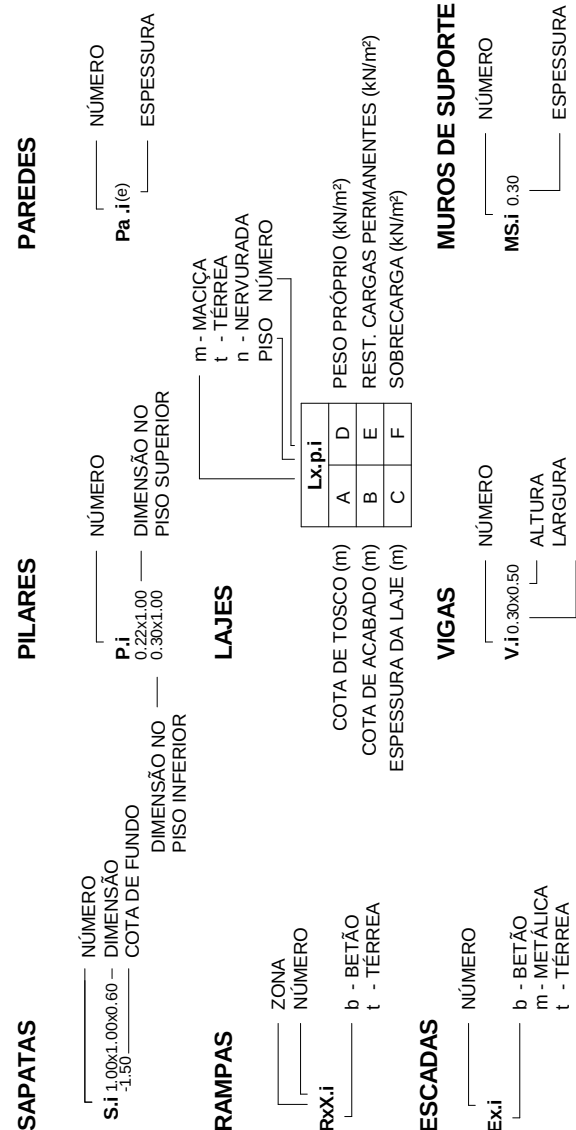
Foi então feito um estudo prévio para o caso mais gravoso, laje maciça no vão de 13,75m, em que considerámos a deformação por fluência provocada por um espaço temporal de três meses. Neste caso obtivemos uma deformação apenas 2% maior que o limite regulamentar.

Depois de ponderados os resultados obtidos é plausível prever uma mudança nas disposições regulamentares previstas pelo EC2. Em relação á especificidade dos revestimentos cerâmicos é importante que os limites estruturais de lajes de grandes vão seja revista.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Vaz Serra e Sousa, V., Peixoto de Freitas, V., Raimundo Mendes da Silva, J.A., *Manual de aplicação de revestimentos cerâmicos*. Associação Portuguesa da Indústria de Cerâmica, Coimbra, 2003.
- [2] Eurocódigo 2 [EC2] "Projecto de Estruturas de Betão", Norma Europeia EN 1992-1-1:2001
- [3] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, 2005.
- [4] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Porto Editora, 2005.
- [5] Eurocódigo 0 [EC0] "Bases para o projecto de estruturas", Norma Europeia EN 1990:2009.
- [6] Figueiras, J.A., *Verificação aos estados limites de utilização*, FEUP, DECivil 1999.
- [7] Lucas, J.A.C., Abreu, M.M.M, *Revestimentos cerâmicos colados*. LNEC, Lisboa, 2005.
- [8] Lucas, J.A.C., *Anomalias em revestimentos cerâmicos colados*. LNEC, Lisboa, 2001.
- [9] Lucas, J.A.C., *Azulejos ou ladrilhos cerâmicos – Descrição geral, exigências normativas, classificação funcional*. LNEC, Lisboa, 2003.
- [10] *Manual de MGE*.
- [11] Costa, A.G, *Estruturas de edifícios*, FEUP, 1999.
- [12] Faria, R.M., Pouca, N.V., *Esforço Transverso. Torção.Puncoamento.*, FEUP, Março de 1997.
- [13] Figueiras, J.A., *Estruturas de Betão 2-Fundações*, FEUP, 2003/2004.
- [14] Mackerle J., *Finite element analysis of machine elements*, 1999.
- [15] Ramos, A. P, "*Lajes Fungiformes – Análise Estrutural – Estruturas de Betão Armado II*", FCTUL, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2006.
- [16] Lima, J.D., V.M, M.M., "*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão*". LNEC, Lisboa, 2004.

LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS



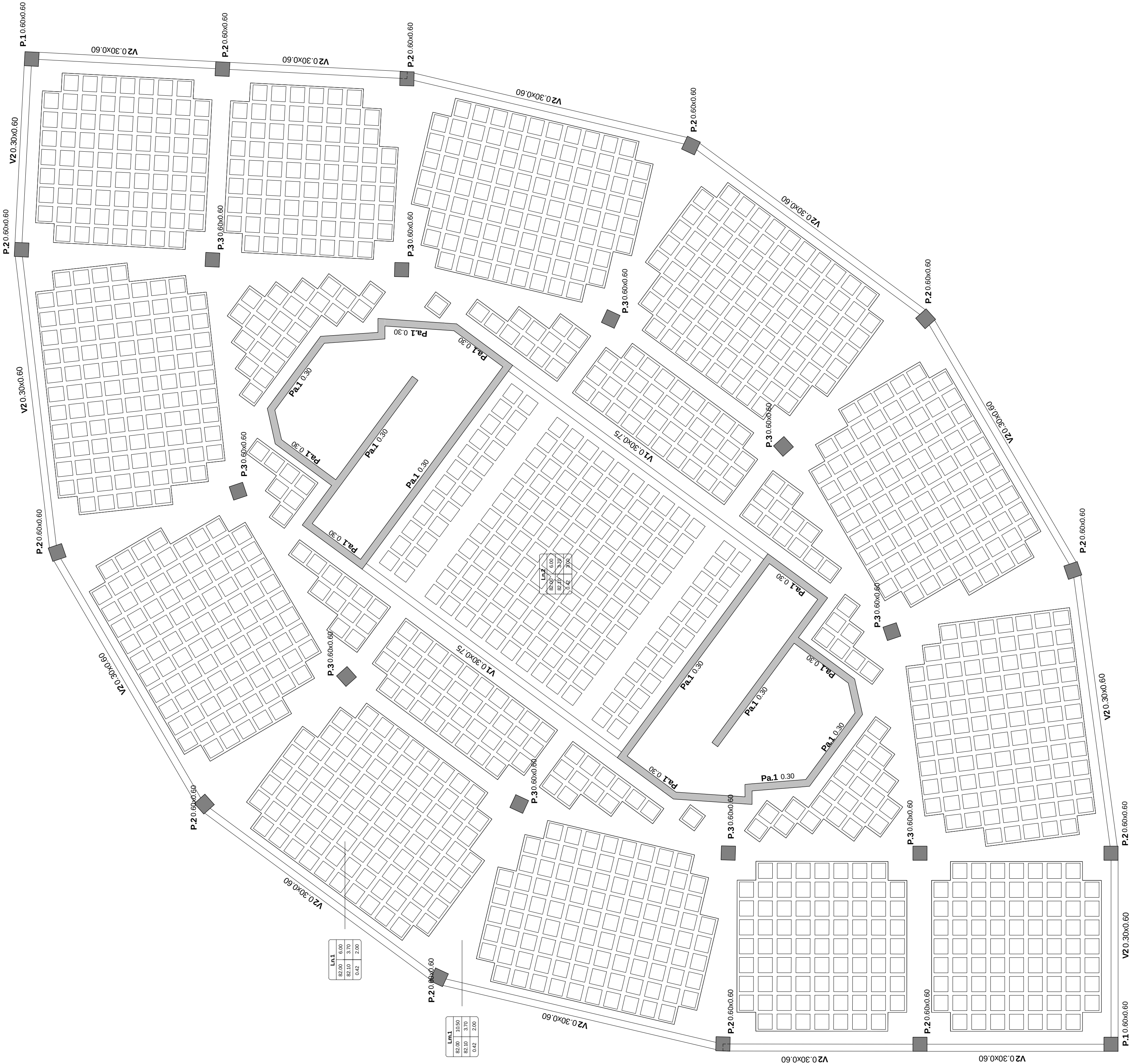
MATERIALS

[illegible]

ESPECIFICAÇÕES

RECROBRIMENTO DE ARMAOURAS	
ELEMENTOS ENTERRADOS	5,0 cm
RESTANTES ELEMENTOS	3,0 cm

COFRAGENS	
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO	Classe A1
PILARES, VIGAS, LAJES E MUROS	Classe A2



LUANDA TOWER

...

IRADA

ESPECIALIDADEARQUITECTURA
2011.10.17SCALA
1/100

FOLHA 594x765 DESENHO

PISO 2 - LAJE FUNGIFORME

REPRODUZ FIDELMENTE AS PEÇAS DESENHADAS CONSTANTES DO SUPORTE DIGITAL RESPECTIVO

LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

SAPATAS

SI 1:100-1000/00 - DIMENSÃO 0,20x1,00 - COTA DE FUND. 0,00+0,00 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x1,00 - ESPESSURA 0,20

PILARES

PI 1:100 - NÚMERO 01 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x0,20 - ESPESSURA 0,20

RAMPAS

R 1:100 - NÚMERO 01 - ZONA 1 - B - BETÃO - T - TERREIA

LAJES

L 1:100 - NÚMERO 01 - COTA DE FUND. 0,00+0,00 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x0,20 - ESPESSURA 0,20

ESCADAS

E 1:100 - NÚMERO 01 - B - BETÃO - T - TERREIA

MURO DE SUPORTE

MS 1:100 - NÚMERO 01 - ALTURA 0,30 - ESPESSURA 0,30

SAPATAS

SI 1:100-1000/00 - DIMENSÃO 0,20x1,00 - COTA DE FUND. 0,00+0,00 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x1,00 - ESPESSURA 0,20

PILARES

PI 1:100 - NÚMERO 01 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x0,20 - ESPESSURA 0,20

RAMPAS

R 1:100 - NÚMERO 01 - ZONA 1 - B - BETÃO - T - TERREIA

LAJES

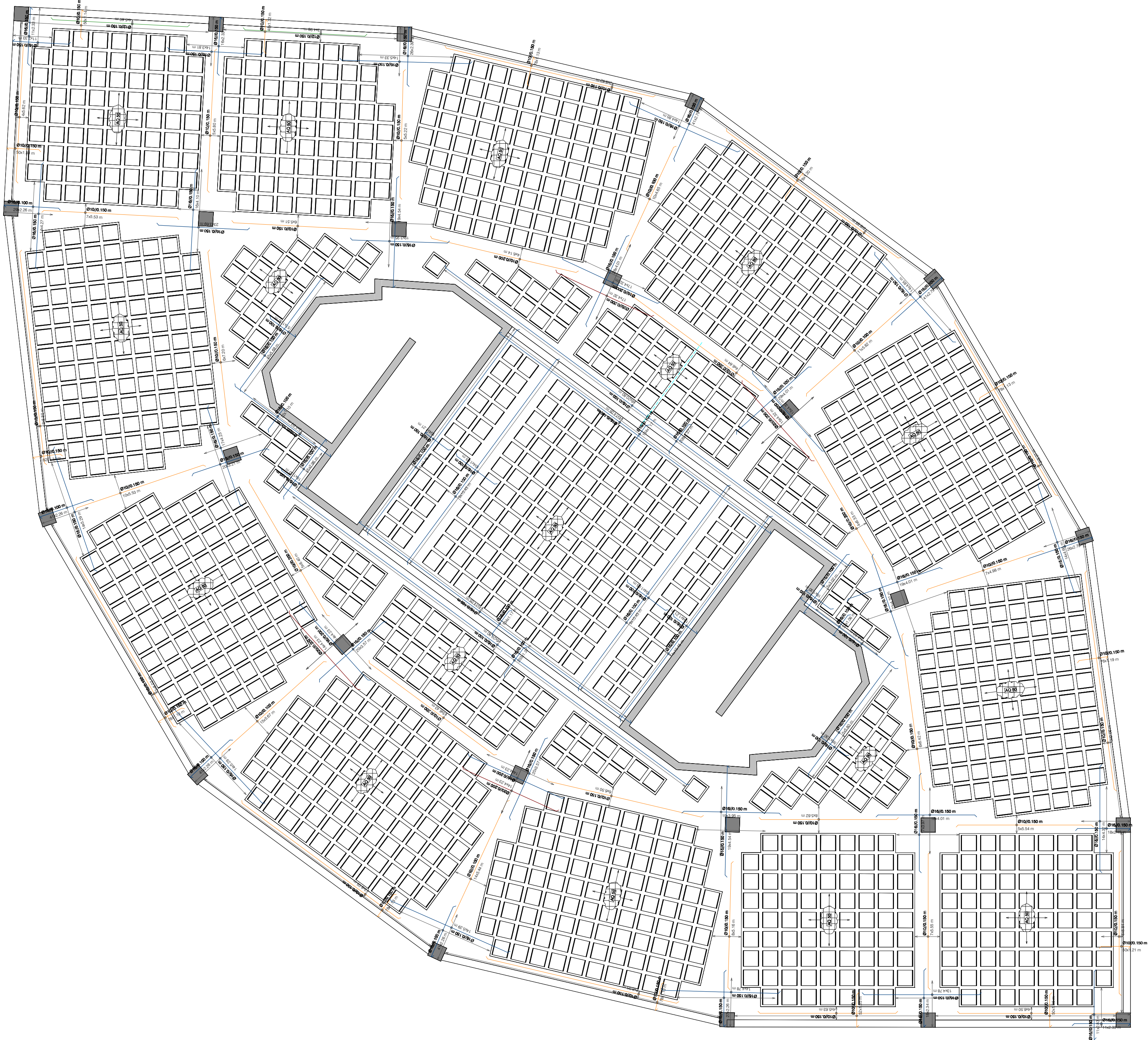
L 1:100 - NÚMERO 01 - COTA DE FUND. 0,00+0,00 - DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0,20x0,20 - ESPESSURA 0,20

ESCADAS

E 1:100 - NÚMERO 01 - B - BETÃO - T - TERREIA

MURO DE SUPORTE

MS 1:100 - NÚMERO 01 - ALTURA 0,30 - ESPESSURA 0,30



MATERIAIS		ESPECIFICAÇÕES	
BETÃO		CL Resistência	CL Exposição
BETÃO DE LIMPEZA		C18/20	
LAJES		C30/37	XC2
SAPATAS, LITEIS E MUROS DE SUPORTE		C30/37	XC2
RESTANTES ELEMENTOS		C30/37	XC1
ACO			
VARÃO		A500NR	Classe A1
REDE ELECTROSSOLDADA		A500EL	Classe A2
AÇO EM PERIS E CHAPAS		S275JR	
AÇO EM PERIS ENFORMADOS A FRIO		S320GD	

Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

LOCAL

LUANDA TOWER

REQUISITO

NORMA

ESPECIFICAÇÃO

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

TÍTULO

ARMADEIRA SUPERIOR

ARQUITECTURA

2011.10.17

ESCALA

FOLHA

594x765

DESENHO

3

SAPATAS

SI 1.00x1.00x0.60 — NÚMERO — DIMENSÃO (m)
0.20x1.00 — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE LAJE (m)
ESPESURA DA LAJE (m)

PILARES

PJ 1.00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

PAREDES

PA 1.00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

RAMPAS

Ra 1.00 — ZONA — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

LAJES

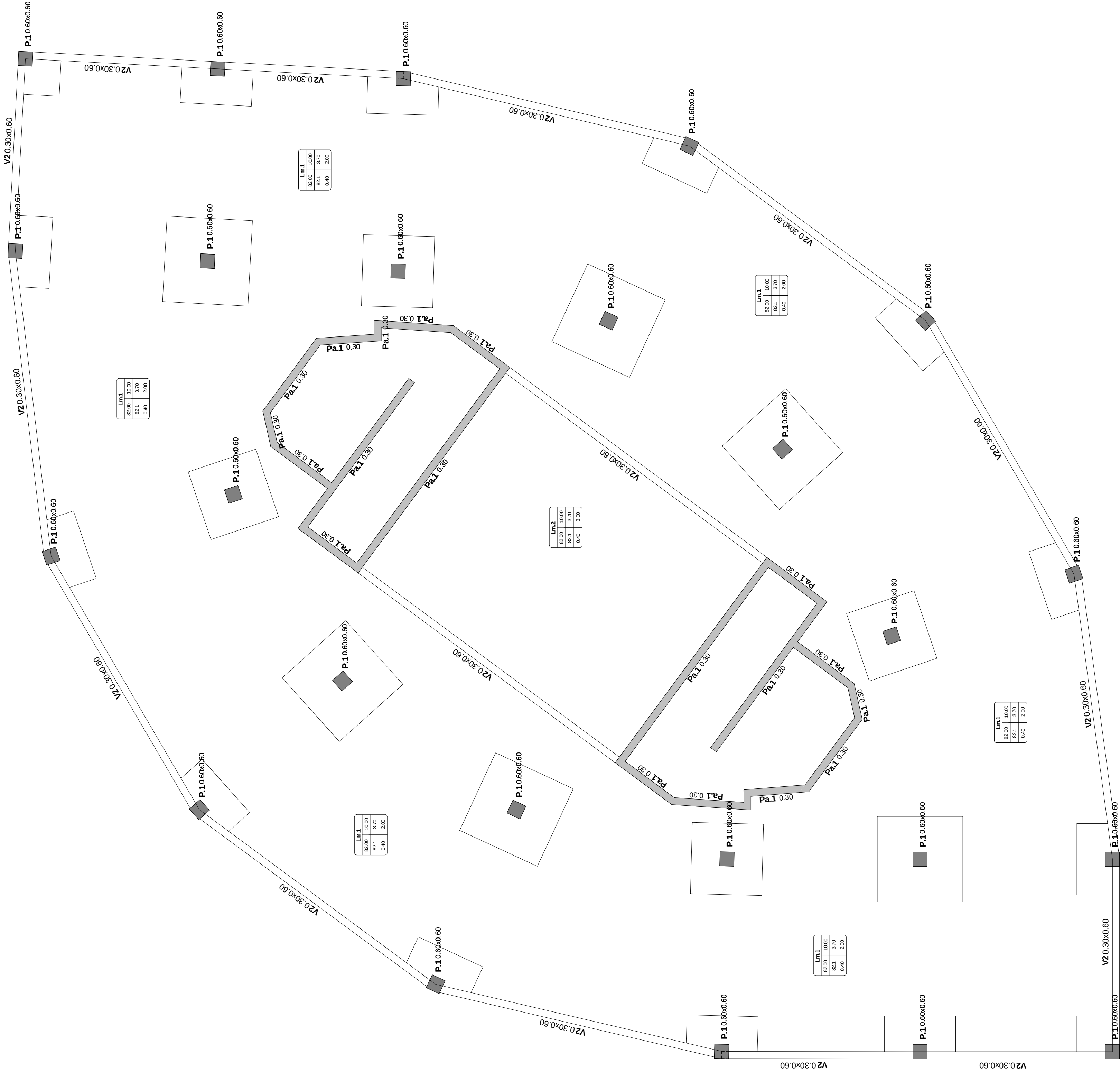
LA 1.00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

ESCADAS

ES 1.00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

MURO DE SUPORTE

MS 1.00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR



MATERIAIS		ESPECIFICAÇÕES	
BETÃO		CL Resistência	CL Exposição
BETÃO DE LIMPEZA		C18/20	
LAJES		C30/37	XC2
SAPATAS, LINTÉIS E MUROS DE SUPORTE		C30/37	XC2
RESTANTES ELEMENTOS		C30/37	XC1
AÇO			
VARÃO		A500NR	Classe A1
REDE ELECTROSSOLDADA		A500EL	Classe A2
AÇO EM PÉRRIS E CHAPAS		S275JR	
AÇO EM PÉRRIS ENFORNADOS A FRIO		S320GD	

Universidade do Porto

FEUP

Faculdade de Engenharia

REQUERENTE

LUANDA TOWER

NORMA

ESPECIFICAÇÃO

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

TÍTULO

PISO 2 - LAJE MACIÇA

ARQUITECTURA

2011.10.17

ESCALA

594x765

FOLHA

594x765

DESENHO

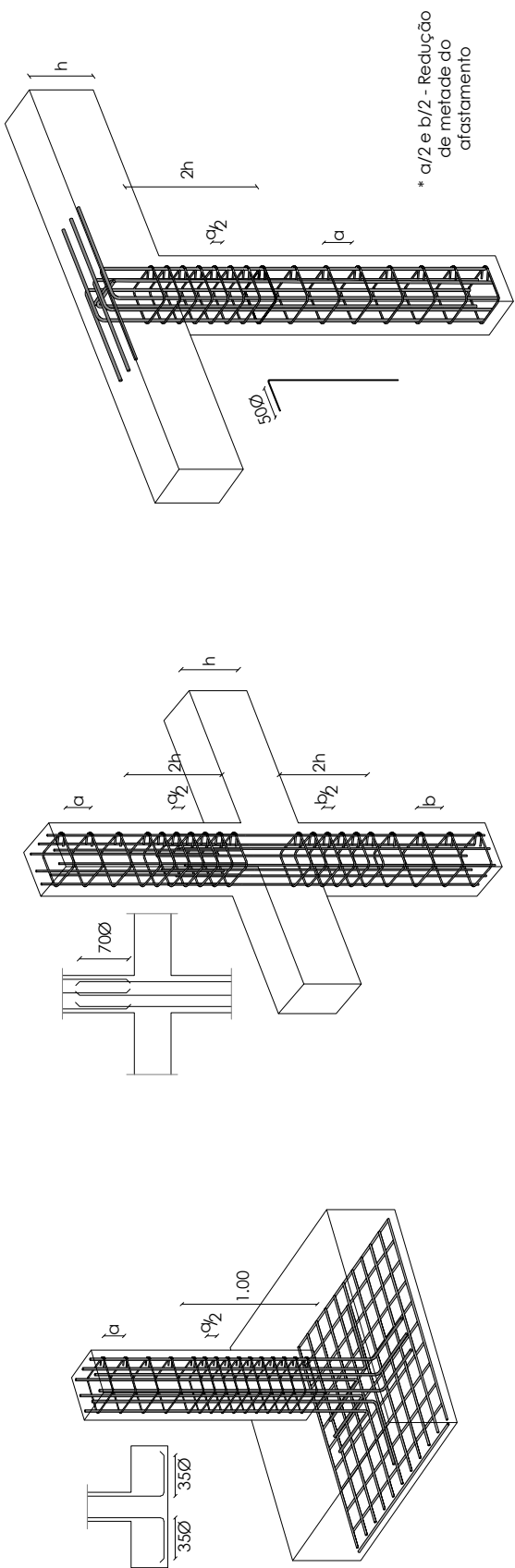
4

Pilares		P1	P2	P3
Níveis				
Piso 28	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m
Piso 27	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m	20016 Ø8/0.20m
Piso 26				

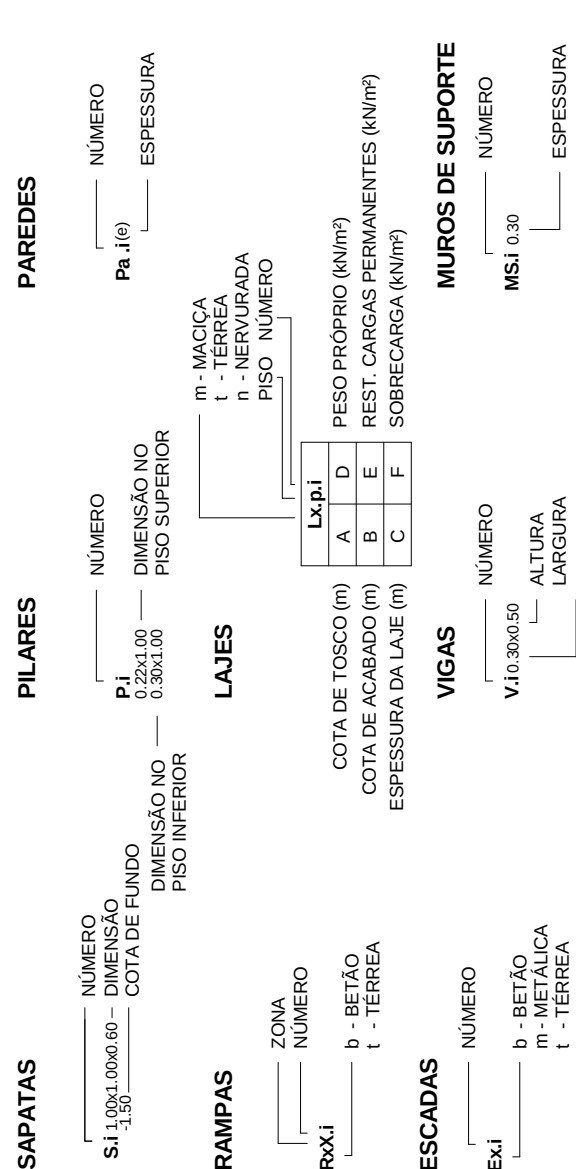
SAPATAS

PILAR DE IGUAL DIMENSÃO

LAJES / VIGAS



LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS



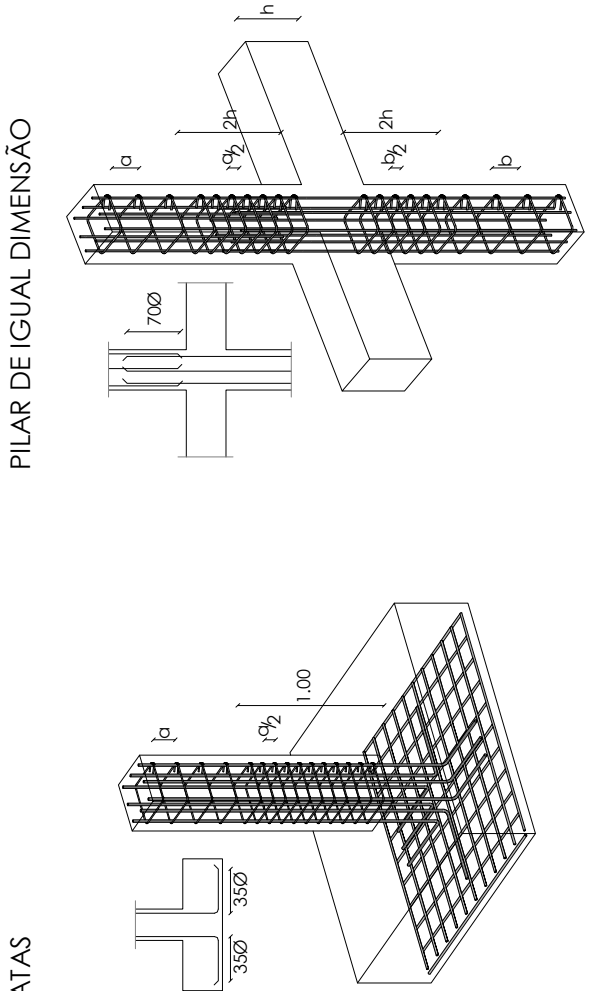
MATERIAIS

BETÃO	CL. Resistência	CL. Exposição
BETÃO DE LIMPEZA	C18/20	
LAJES	C30/37	XC2
SAPATAS, LITEIS E MUROS DE SUPORTE	C30/37	XC2
RESTANTES ELEMENTOS	C30/37	XC1
VARÃO	A500NR	
REDE ELECTROSSOLDADA	A500EL	
AÇO EM PÉRRIS E CHAPAS	S275JR	
AÇO EM PÉRRIS ENFORMADOS A FRIO	S320GD	

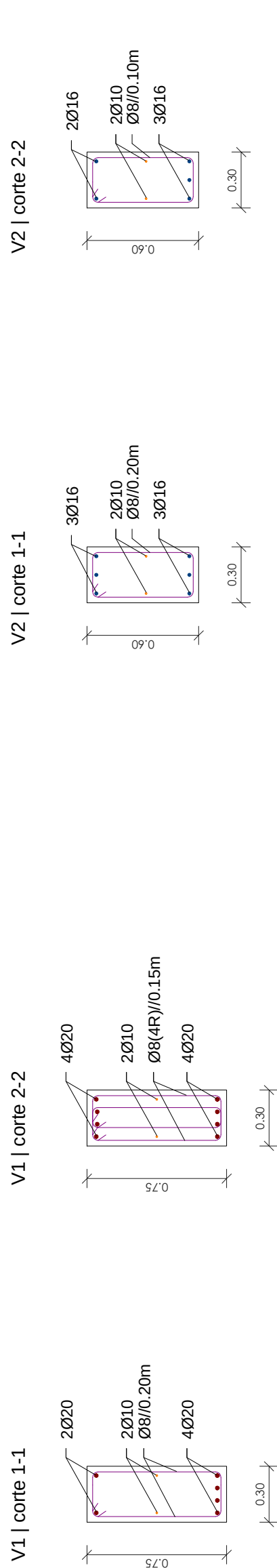
ESPECIFICAÇÕES

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
ELEMENTOS ENTERRADOS	5.0 cm
RESTANTES ELEMENTOS	3.0 cm
COFRAGENS	
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO	Classe A1
PILARES, VIGAS, LAJES E MUROS	Classe A2

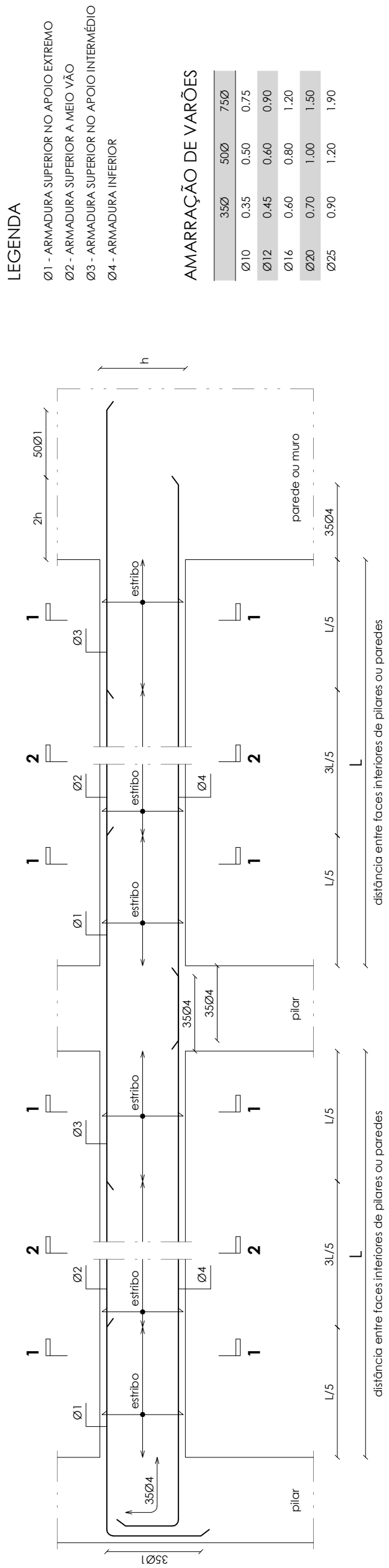
AMARRAÇÃO DE ARMADURA DE PILAR



ARMADURA DAS VIGAS | 1 : 25

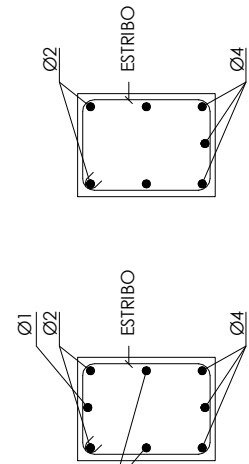


ALÇADO TIPO

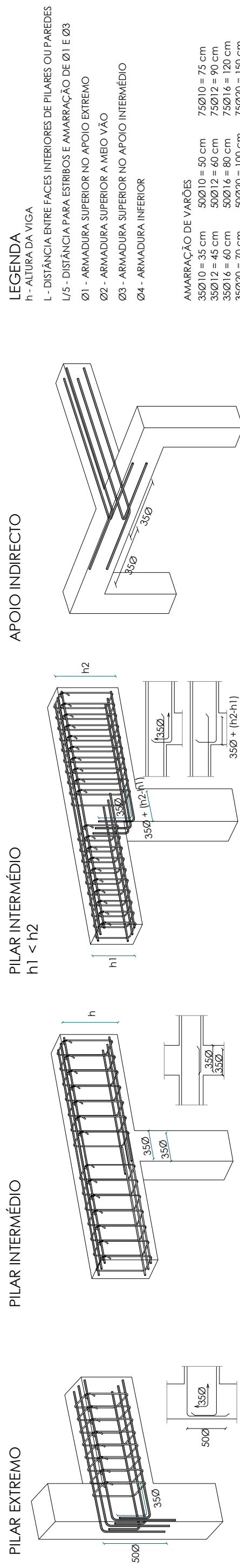


CORTE 1

CORTE 2



AMARRAÇÃO DE ARMADURA DE VIGAS



AMARRAÇÃO DE VARÕES		
35010 = 35 cm	50010 = 50 cm	75010 = 75 cm
35012 = 45 cm	50012 = 60 cm	75012 = 90 cm
35014 = 60 cm	50014 = 80 cm	75014 = 120 cm
35016 = 80 cm	50016 = 100 cm	75016 = 150 cm
35018 = 100 cm	50018 = 120 cm	75018 = 180 cm
35020 = 120 cm	50020 = 140 cm	75020 = 210 cm
35022 = 140 cm	50022 = 160 cm	75022 = 240 cm
35024 = 160 cm	50024 = 180 cm	75024 = 270 cm
35026 = 180 cm	50026 = 200 cm	75026 = 300 cm
35028 = 200 cm	50028 = 220 cm	75028 = 330 cm
35030 = 220 cm	50030 = 240 cm	75030 = 360 cm
35032 = 240 cm	50032 = 260 cm	75032 = 390 cm
35034 = 260 cm	50034 = 280 cm	75034 = 420 cm
35036 = 280 cm	50036 = 300 cm	75036 = 450 cm
35038 = 300 cm	50038 = 320 cm	75038 = 480 cm
35040 = 320 cm	50040 = 340 cm	75040 = 510 cm
35042 = 340 cm	50042 = 360 cm	75042 = 540 cm
35044 = 360 cm	50044 = 380 cm	75044 = 570 cm
35046 = 380 cm	50046 = 400 cm	75046 = 600 cm
35048 = 400 cm	50048 = 420 cm	75048 = 630 cm
35050 = 420 cm	50050 = 440 cm	75050 = 660 cm
35052 = 440 cm	50052 = 460 cm	75052 = 690 cm
35054 = 460 cm	50054 = 480 cm	75054 = 720 cm
35056 = 480 cm	50056 = 500 cm	75056 = 750 cm
35058 = 500 cm	50058 = 520 cm	75058 = 780 cm
35060 = 520 cm	50060 = 540 cm	75060 = 810 cm
35062 = 540 cm	50062 = 560 cm	75062 = 840 cm
35064 = 560 cm	50064 = 580 cm	75064 = 870 cm
35066 = 580 cm	50066 = 600 cm	75066 = 900 cm
35068 = 600 cm	50068 = 620 cm	75068 = 930 cm
35070 = 620 cm	50070 = 640 cm	75070 = 960 cm
35072 = 640 cm	50072 = 660 cm	75072 = 990 cm
35074 = 660 cm	50074 = 680 cm	75074 = 1020 cm
35076 = 680 cm	50076 = 700 cm	75076 = 1050 cm
35078 = 700 cm	50078 = 720 cm	75078 = 1080 cm
35080 = 720 cm	50080 = 740 cm	75080 = 1110 cm
35082 = 740 cm	50082 = 760 cm	75082 = 1140 cm
35084 = 760 cm	50084 = 780 cm	75084 = 1170 cm
35086 = 780 cm	50086 = 800 cm	75086 = 1200 cm
35088 = 800 cm	50088 = 820 cm	75088 = 1230 cm
35090 = 820 cm	50090 = 840 cm	75090 = 1260 cm
35092 = 840 cm	50092 = 860 cm	75092 = 1290 cm
35094 = 860 cm	50094 = 880 cm	75094 = 1320 cm
35096 = 880 cm	50096 = 900 cm	75096 = 1350 cm
35098 = 900 cm	50098 = 920 cm	75098 = 1380 cm
35100 = 920 cm	50100 = 940 cm	75100 = 1410 cm
35102 = 940 cm	50102 = 960 cm	75102 = 1440 cm
35104 = 960 cm	50104 = 980 cm	75104 = 1470 cm
35106 = 980 cm	50106 = 1000 cm	75106 = 1500 cm
35108 = 1000 cm	50108 = 1020 cm	75108 = 1530 cm
35110 = 1020 cm	50110 = 1040 cm	75110 = 1560 cm
35112 = 1040 cm	50112 = 1060 cm	75112 = 1590 cm
35114 = 1060 cm	50114 = 1080 cm	75114 = 1620 cm
35116 = 1080 cm	50116 = 1100 cm	75116 = 1650 cm
35118 = 1100 cm	50118 = 1120 cm	75118 = 1680 cm
35120 = 1120 cm	50120 = 1140 cm	75120 = 1710 cm
35122 = 1140 cm	50122 = 1160 cm	75122 = 1740 cm
35124 = 1160 cm	50124 = 1180 cm	75124 = 1770 cm
35126 = 1180 cm	50126 = 1200 cm	75126 = 1800 cm
35128 = 1200 cm	50128 = 1220 cm	75128 = 1830 cm
35130 = 1220 cm	50130 = 1240 cm	75130 = 1860 cm
35132 = 1240 cm	50132 = 1260 cm	75132 = 1890 cm
35134 = 1260 cm	50134 = 1280 cm	75134 = 1920 cm
35136 = 1280 cm	50136 = 1300 cm	75136 = 1950 cm
35138 = 1300 cm	50138 = 1320 cm	75138 = 1980 cm
35140 = 1320 cm	50140 = 1340 cm	75140 = 2010 cm
35142 = 1340 cm	50142 = 1360 cm	75142 = 2040 cm
35144 = 1360 cm	50144 = 1380 cm	75144 = 2070 cm
35146 = 1380 cm	50146 = 1400 cm	75146 = 2100 cm
35148 = 1400 cm	50148 = 1420 cm	75148 = 2130 cm
35150 = 1420 cm	50150 = 1440 cm	75150 = 2160 cm
35152 = 1440 cm	50152 = 1460 cm	75152 = 2190 cm
35154 = 1460 cm	50154 = 1480 cm	75154 = 2220 cm
35156 = 1480 cm	50156 = 1500 cm	75156 = 2250 cm
35158 = 1500 cm	50158 = 1520 cm	75158 = 2280 cm
35160 = 1520 cm	50160 = 1540 cm	75160 = 2310 cm
35162 = 1540 cm	50162 = 1560 cm	75162 = 2340 cm
35164 = 1560 cm	50164 = 1580 cm	75164 = 2370 cm
35166 = 1580 cm	50166 = 1600 cm	75166 = 2400 cm
35168 = 1600 cm	50168 = 1620 cm	75168 = 2430 cm
35170 = 1620 cm	50170 = 1640 cm	75170 = 2460 cm
35172 = 1640 cm	50172 = 1660 cm	75172 = 2490 cm
35174 = 1660 cm	50174 = 1680 cm	75174 = 2520 cm
35176 = 1680 cm	50176 = 1700 cm	75176 = 2550 cm
35178 = 1700 cm	50178 = 1720 cm	75178 = 2580 cm
35180 = 1720 cm	50180 = 1740 cm	75180 = 2610 cm
35182 = 1740 cm	50182 = 1760 cm	75182 = 2640 cm
35184 = 1760 cm	50184 = 1780 cm	75184 = 2670 cm
35186 = 1780 cm	50186 = 1800 cm	75186 = 2700 cm
35188 = 1800 cm	50188 = 1820 cm	75188 = 2730 cm
35190 = 1820 cm	50190 = 1840 cm	75190 = 2760 cm
35192 = 1840 cm	50192 = 1860 cm	75192 = 2790 cm
35194 = 1860 cm	50194 = 1880 cm	75194 = 2820 cm
35196 = 1880 cm	50196 = 1900 cm	75196 = 2850 cm
35198 = 1900 cm	50198 = 1920 cm	75198 = 2880 cm
35200 = 1920 cm	50200 = 1940 cm	75200 = 2910 cm
35202 = 1940 cm	50202 = 1960 cm	75202 = 2940 cm
35204 = 1960 cm	50204 = 1980 cm	75204 = 2970 cm
35206 = 1980 cm	50206 = 2000 cm	75206 = 3000 cm
35208 = 2000 cm	50208 = 2020 cm	75208 = 3030 cm
35210 = 2020 cm	50210 = 2040 cm	75210 = 3060 cm
35212 = 2040 cm	50212 = 2060 cm	75212 = 3090 cm
35214 = 2060 cm	50214 = 2080 cm	75214 = 3120 cm
35216 = 2080 cm	50216 = 2100 cm	75216 = 3150 cm
35218 = 2100 cm	50218 = 2120 cm	75218 = 3180 cm
35220 = 2120 cm	50220 = 2140 cm	75220 = 3210 cm
35222 = 2140 cm	50222 = 2160 cm	75222 = 3240 cm
35224 = 2160 cm	50224 = 2180 cm	75224 = 3270 cm
35226 = 2180 cm	50226 = 2200 cm	75226 = 3300 cm
35228 = 2200 cm	50228 = 2220 cm	75228 = 3330 cm
35230 = 2220 cm	50230 = 2240 cm	75230 = 3360 cm
35232 = 2240 cm	50232 = 2260 cm	75232 = 3390 cm
35234 = 2260 cm	50234 = 2280 cm	75234 = 3420 cm
35236 = 2280 cm	50236 = 2300 cm	75236 = 3450 cm
35238 = 2300 cm	50238 = 2320 cm	75238 = 3480 cm
35240 = 2320 cm	50240 = 2340 cm	75240 = 3510 cm
35242 = 2340 cm	50242 = 2360 cm	75242 = 3540 cm
35244 = 2360 cm	50244 = 2380 cm	75244 = 3570 cm
35246 = 2380 cm	50246 = 2400 cm	75246 = 3600 cm
35248 = 2400 cm	50248 = 2420 cm	75248 = 3630 cm
35250 = 2420 cm	50250 = 2440 cm	75250 = 3660 cm
35252 = 2440 cm	50252 = 2460 cm	75252 = 3690 cm
35254 = 2460 cm	50254 = 2480 cm	75254 = 3720 cm
35256 = 2480 cm	50256 = 2500 cm	75256 = 3750 cm
35258 = 2500 cm	50258 = 2520 cm	75258 = 3780 cm
35260 = 2520 cm	50260 = 2540 cm	75260 = 3810 cm
35262 = 2540 cm	50262 = 2560 cm	75262 = 3840 cm
35264 = 2560 cm	50264 = 2580 cm	75264 = 3870 cm
35266 = 2580 cm	50266 = 2600 cm	75266 = 3900 cm
35268 = 2600 cm	50268 = 2620 cm	75268 = 3930 cm
35270 = 2620 cm	50270 = 2640 cm	75270 = 3960 cm
35272 = 2640 cm	50272 = 2660 cm	75272 = 3990 cm
35274 = 2660 cm	50274 = 2680 cm	75274 = 4020 cm
35276 = 2680 cm	50276 = 2700 cm	75276 = 4050 cm
35278 = 2700 cm	50278 = 2720 cm	75278 = 4080 cm
35280 = 2720 cm	50280 = 2740 cm	75280 = 4110 cm
35282 = 2740 cm	50282 = 2760 cm	75282 = 4140 cm
35284 = 2760 cm	50284 = 2780 cm	75284 = 4170 cm
35286 = 2780 cm	50286 = 2800 cm	75286 = 4200 cm
35288 = 2800 cm	50288 = 2820 cm	75288 = 4230 cm
35290 = 2820 cm	50290 = 2840 cm	75290 = 4260 cm
35292 = 2840 cm	50292 = 2860 cm	75292 = 4290 cm
35294 = 2860 cm	50294 = 2880 cm	75294 = 4320 cm
35296 = 2880 cm	50296 = 2900 cm	75296 = 4350 cm
35298 = 2900 cm	50298 = 2920 cm	75298 = 4380 cm
35300 = 2920 cm	50300 = 2940 cm	75300 = 4410 cm
35302 = 2940 cm	50302 = 2960 cm	75302 = 4440 cm
35304 = 2960 cm	50304 = 2980 cm	75304 = 4470 cm
35306 = 2980 cm	50306 = 3000 cm	75306 = 4500 cm
35308 = 3000 cm	50308 = 3020 cm	75308 = 4530 cm
35310 = 3020 cm	50310 = 3040 cm	75310 = 4560 cm
35312 = 3040 cm	50312 = 3060 cm	75312 = 4590 cm
35314 = 3060 cm	50314 = 3080 cm	75314 = 4620 cm
35316 = 3080 cm	50316 = 3100 cm	75316 = 4650 cm
35318 = 3100 cm	50318 = 3120 cm	75318 = 4680 cm
35320 = 3120 cm	50320 = 3140 cm	75320 = 4710 cm
35322 = 3140 cm	50322 = 3160 cm	75322 = 4740 cm
35324 = 3160 cm	50324 = 3180 cm	75324 = 4770 cm
35326 = 3180 cm	50326 = 3200 cm	75326 = 4800 cm
35328 = 3200 cm	50328 = 3220 cm	75328 = 4830 cm
35330 = 3220 cm	50330 = 3240 cm	75330 = 4860 cm
35332 = 3240 cm	50332 = 3260 cm	75332 = 4890 cm
35334 = 3260 cm	50334 = 3280 cm	75334 = 4920 cm
35336 = 3280 cm	50336 = 3300 cm	75336 = 4950 cm
35338 = 3300 cm	50338 = 3320 cm	75338 = 4980 cm
35340 = 3320 cm	50340 = 3340 cm	75340 = 5010 cm
35342 = 3340 cm	50342 = 3360 cm	75342 = 5040 cm
35344 = 3360 cm	50344 = 3380 cm	75344 = 5070 cm
35346 = 3380 cm	50346 = 3400 cm	75346 = 5100 cm
35348 = 3400 cm	50348 = 3420 cm	75348 = 5130 cm
35350 = 3420 cm	50350 = 3440 cm	75350 = 5160 cm
35352 = 3440 cm	50352 = 3460 cm	75352 = 5190 cm
35354 = 3460 cm	50354 = 3480 cm	75354 = 5220 cm
35356 = 3480 cm	50356 = 3500 cm	75356 = 5250 cm
35358 = 3500 cm	50358 = 3520 cm	75358 = 5280 cm
35360 = 3520 cm	50360 = 3540 cm	75360 = 5310 cm
35362 = 3540 cm	50362 = 3560 cm	75362 = 5340 cm
35364 = 3560 cm	50364 = 3580 cm	75364 = 5370 cm
35366 = 3580 cm	50366 = 3600 cm	75366 = 5400 cm
35368 = 3600 cm	50368 = 3620 cm	75368 = 5430 cm
35370 = 3620 cm	50370 = 3640 cm	75370 = 5460 cm
35372 = 3640 cm	50372 = 3660 cm	75372 = 5490 cm
35374 = 3660 cm	50374 = 3680 cm	75374 = 5520 cm
35376 = 3680 cm	50376 = 3700 cm	75376 = 5550 cm
35378 = 3700 cm	50378 = 3720 cm	75378 = 5580 cm
35380 = 3720 cm	50380 = 3740 cm	75380 = 5610 cm
35382 = 3740 cm	50382 = 3760 cm	75382 = 5640 cm
35384 = 3760 cm	50384 = 3780 cm	75384 = 5670 cm
35386 = 3780 cm	50386 = 3800 cm	75386 = 5700 cm
35388 = 3800 cm	50388 = 3820 cm	75388 = 5730 cm
35390 = 3820 cm	50390 = 3840 cm	75390 = 5760 cm
35392 = 3840 cm	50392 = 3860 cm	75392 = 5790 cm
35394 = 3860 cm	50394 = 3880 cm	75394 = 5820 cm
35396 = 3880 cm	50396 = 3900 cm	75396 = 5850 cm
35398 = 3900 cm	50398 = 3920 cm	75398 = 5880 cm
35400 = 3920 cm	50400 = 3940 cm	75400 = 5910 cm
35402 = 3940 cm	50402 = 3960 cm	75402 = 5940 cm
35404 = 3960 cm	50404 = 3980 cm	75404 = 5970 cm
35406 = 3980 cm	50406 = 4000 cm	75406 = 6000 cm
35408 = 4000 cm	50408 = 4020 cm	75408 = 6030 cm
35410 = 4020 cm	50410 = 4040 cm	75410 = 6060 cm
35412 = 4040 cm	50412 = 4060 cm	75412 = 6090 cm
35414 = 4060 cm	50414 = 4080 cm	75414 = 6120 cm
35416 = 4080 cm	50416 = 4100 cm	75416 = 6150 cm
35418 = 4100 cm	50418 = 4120 cm	75418 = 6180 cm
35420 = 4120 cm	50420 = 4140 cm	75420 = 6210 cm
35422 = 4140 cm	50422 = 4160 cm	75422 = 6240 cm
35424 = 4160 cm	50424 = 4180 cm	75424 = 6270 cm
35426 = 4180 cm	50426 = 4200 cm	75426 = 6300 cm
35428 = 4200 cm	50428 = 4220 cm	75428 = 6330 cm
35430 = 4220 cm	50430 = 4240 cm	75430 = 6360 cm
35432 = 4240 cm	50432 = 4260 cm	75432 = 6390 cm
35434 = 4260 cm	50434 = 4280 cm	75434 = 6420 cm
35436 = 4280 cm	50436 = 4300 cm	75436 = 6450 cm
35438 = 4300 cm	50438 = 4320 cm	75438 = 6480 cm
35440 = 4320 cm	50440 = 4340 cm	75440 = 6510 cm
35442 = 4340 cm	50442 = 4360 cm	75442 = 6540 cm
35444 = 4360 cm	50444 = 4380 cm	75444 = 6570 cm
35446 = 4380 cm	50446 = 4400 cm	75446 = 6600 cm
35448 = 4400 cm	50448 = 4420 cm	75448 = 6630 cm
35450 = 4420 cm	50450 = 4440 cm	75450 = 6660 cm
35452 = 4440 cm	50452 = 4460 cm	75452 = 6690 cm
35454 = 4460 cm	50454 = 4480 cm	75454 = 6720 cm
35456 = 4480 cm	50456 = 4500 cm	75456 = 6750 cm
35458 = 4500 cm	50458 = 4520 cm	75458 = 6780 cm
35460 = 4520 cm	50460 = 4540 cm	75460 = 6810 cm
35462 = 4540 cm	50462 = 4560 cm	75462 = 6840 cm
35464 = 4560 cm		

LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

SAPATAS

SI 1.00x1.00x0.60 — NÚMERO
COTA DE FUNDO 0.20x1.00 — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR
COTA DE FUNDO 0.20x1.00 — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

PILARES

PJ 1.00x1.00 — NÚMERO
DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR 0.20x1.00 — DIMENSÃO NO PISO INFERIOR

PAREDES

PA 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

RAMPAS

Rx 1.00 — NÚMERO
ZONA 1 - BETÃO
2 - TERREIA

LAJES

Lx 1.00 — NÚMERO
COTA DE TORÇO (m) A D
COTA DE ACABADO (m) B E
ESPESSURA DA LAJE (m) C F

ESCADAS

ES 1.00 — NÚMERO
1 - BETÃO
2 - TERREIA

MURO DE SUPORTE

MS 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

VARÃO

VA 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

REDE ELECTROSSOLDADA

RE 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

LAJES

Lx 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

ESCADAS

ES 1.00 — NÚMERO
1 - BETÃO
2 - TERREIA

MURO DE SUPORTE

MS 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

VARÃO

VA 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

REDE ELECTROSSOLDADA

RE 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

LAJES

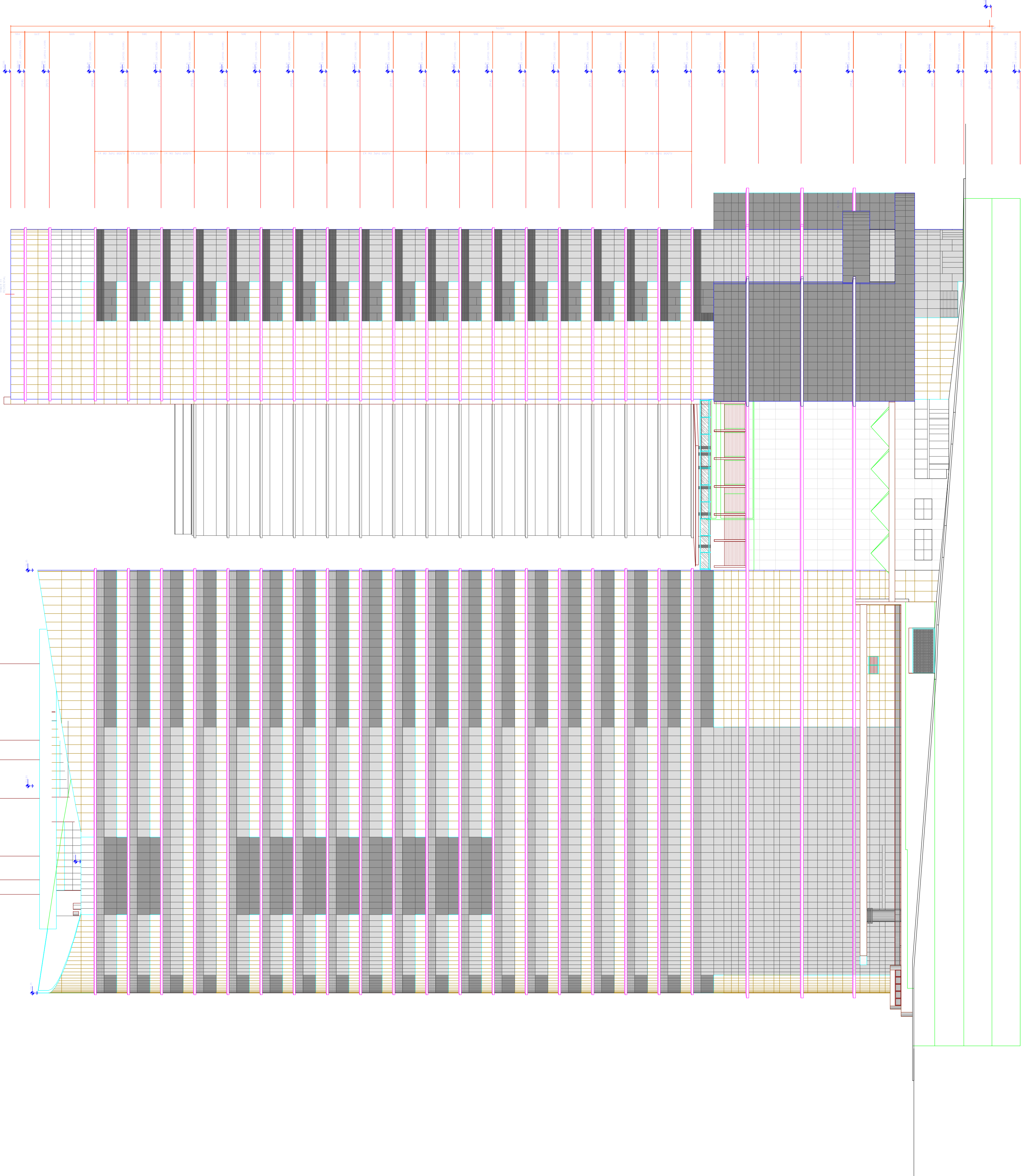
Lx 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA

ESCADAS

ES 1.00 — NÚMERO
1 - BETÃO
2 - TERREIA

MURO DE SUPORTE

MS 1.00 — NÚMERO
ESPESSURA



LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

SAPATAS

SI 1.00x1.00x0.60 — NÚMERO
COTA DE FUNDAMENTO — DIMENSÃO NO PLANO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0.6x0.6 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

PILARES

PJ 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

PAREDES

PA 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

RAMPAS

Ra 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

LAJES

Lx 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

ESCADAS

ES 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

MURO DE SUPORTE

MS 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

REDE ELECTROSSOLDADA

RE 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

VARÃO

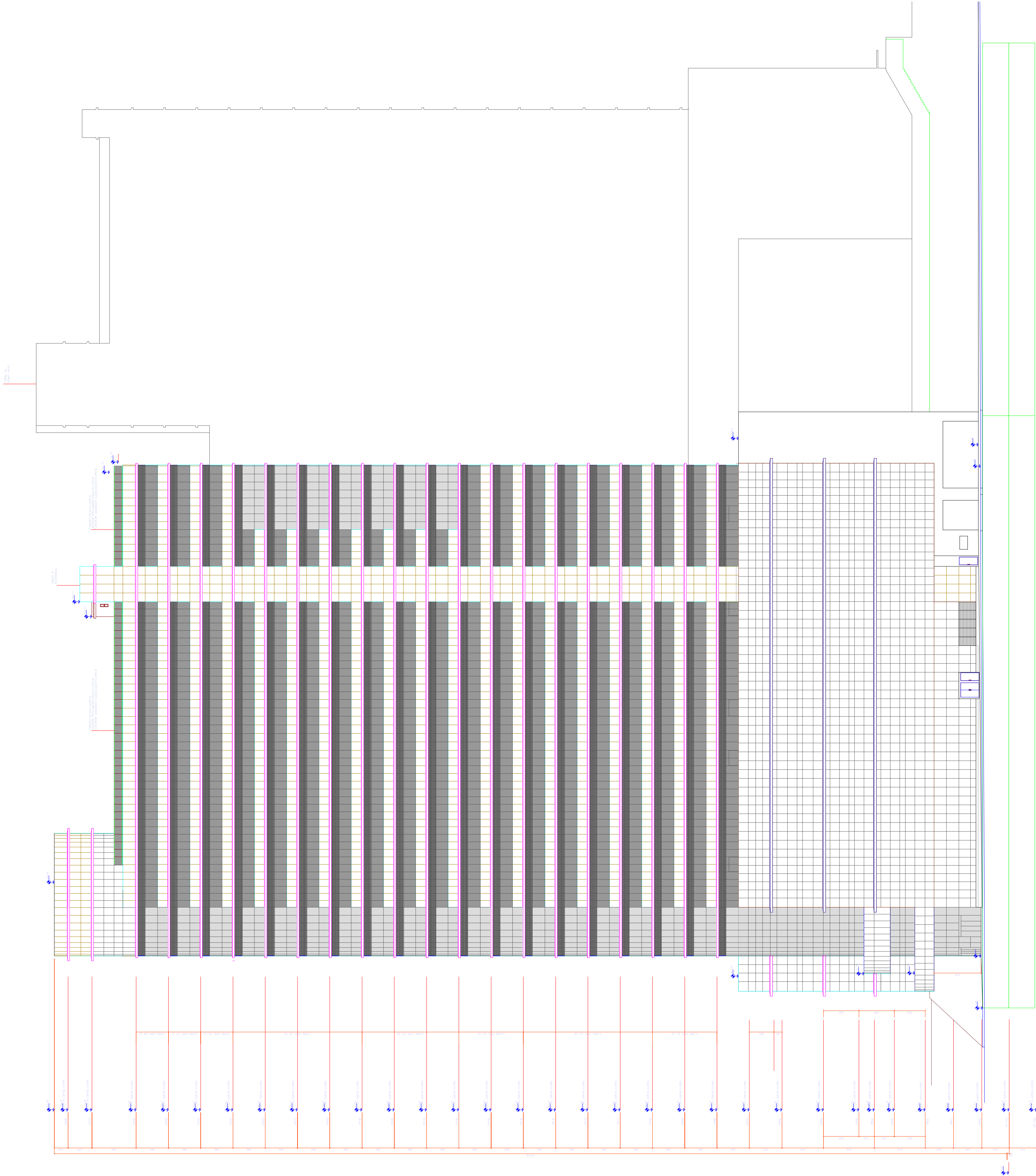
Va 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

REDE ELECTROSSOLDADA

RE 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR

VARÃO

Va 1.00x1.00x3.00 — NÚMERO
0.2x1.00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
3.0x3.0 — DIMENSÃO NO PLANO INFERIOR



MATERIAIS		ESPECIFICAÇÕES	
BETÃO	CL. Resistência	CL. Exposição	
BETÃO DE LIMPEZA	C18/20		
LAJES	C30/37	XC2	
SAPATAS, LINTÉIS E MUROS DE SUPORTE	C30/37	XC2	
RESTANTES ELEMENTOS	C30/37	XC1	
ACO			
VARÃO	A500NR		
REDE ELECTROSSOLDADA	A500EL		
AÇO EM PÉRRIS E CHAPAS	S275JR		
AÇO EM PÉRRIS ENFORNADOS A FRIO	S320GD		

LUANDA TOWER

REQUISITO

NORMA

ESPECIFICAÇÃO

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

TÍTULO

Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

LOCAL

ARQUITECTURA

2011.10.17

ESCALA

FOLHA

594x765

DESENHO

10

LEGENDA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

SAPATAS

SI 1:100 100x100 (cm) — NÚMERO — DIMENSÃO DO SAPATO — COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR

PILARES

PJ 1:100 0,20x1,00 — NÚMERO — DIMENSÃO NO PISO SUPERIOR

PAREDES

PA 1:100 — NÚMERO — ESPESSURA

RAMPAS

Ra 1:100 — ZONA — NÚMERO — COTA DE TORÇÃO (m) — COTA DE ACABADO (m) — ESPESSURA DA LAJE (m)

LAJES

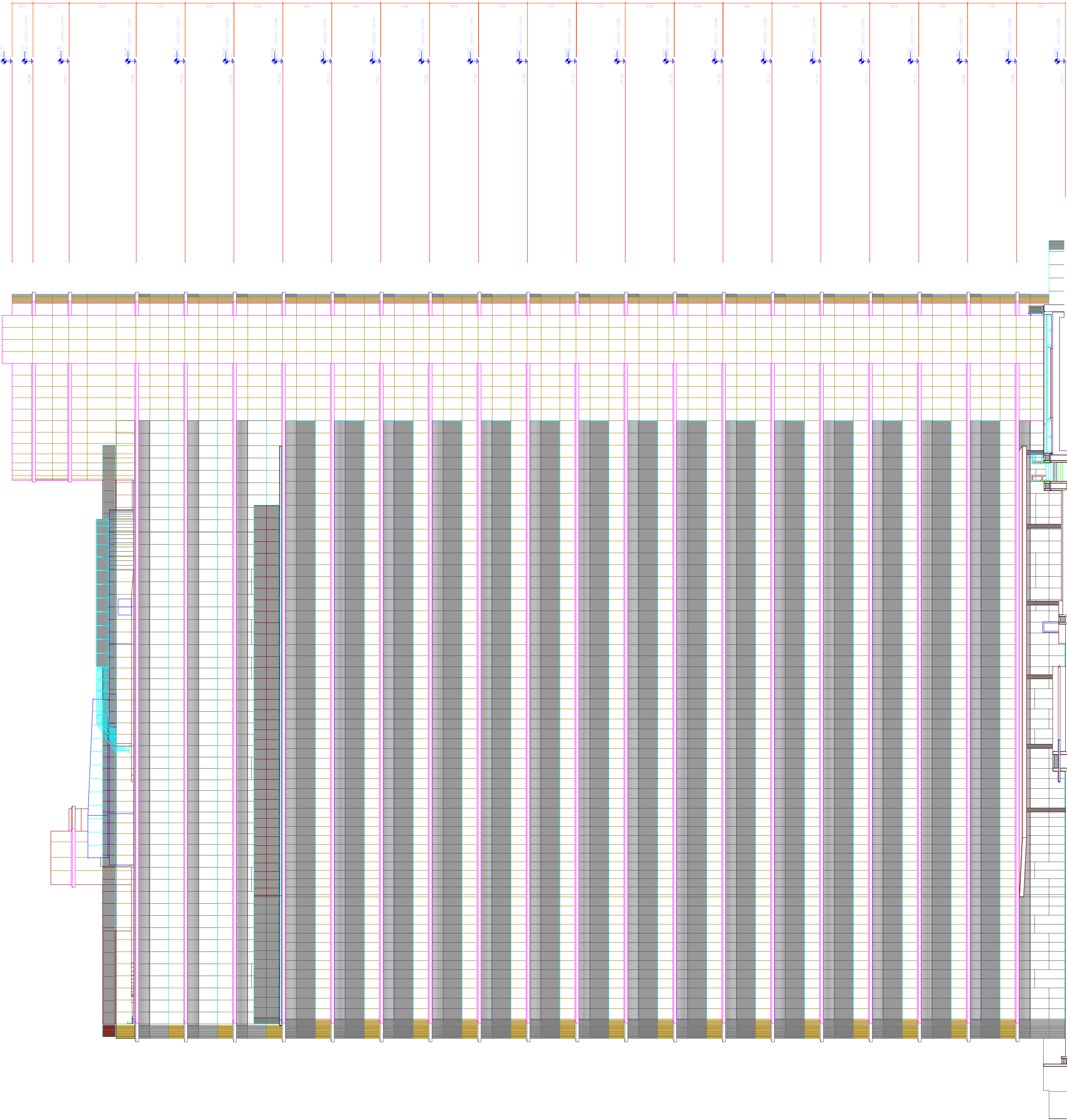
LA 1:100 — NÚMERO — ZONA — NÚMERO — COTA DE TORÇÃO (m) — COTA DE ACABADO (m) — ESPESSURA DA LAJE (m)

ESCADAS

ES 1:100 — NÚMERO — ZONA — NÚMERO — COTA DE TORÇÃO (m) — COTA DE ACABADO (m) — ESPESSURA DA LAJE (m)

MURO DE SUPORTE

MS 1:100 — NÚMERO — ESPESSURA



MATERIAIS		ESPECIFICAÇÕES	
BETÃO	CL. Resistência	CL. Exposição	RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
BETÃO DE LIMPEZA	C18/20		ELEMENTOS ENTERRADOS 5,0 cm
LAJES	C30/37	XC2	RESTANTES ELEMENTOS 3,0 cm
SAPATAS, UNTEIS E MUROS DE SUPORTE	C30/37	XC2	
RESTANTES ELEMENTOS	C30/37	XC1	
COFRAGENS			ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO Classe A1
VARÃO	A500NR		PILARES, VIGAS, LAJES E MUROS Classe A2
REDE ELECTROSSOLDADA	A500EL		
AÇO EM PÉRRIS E CHAPAS	S275JR		
AÇO EM PÉRRIS ENFORMADOS A FRIO	S320GD		

SAPATAS

SI 1:00x100x60 — NÚMERO
COTA DE FUNDO — DIMENSÃO NO PLANO
COTA DE LAJE — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

PILARES

PJ 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

PAREDES

PA 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

RAMPAS

R 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

LAJES

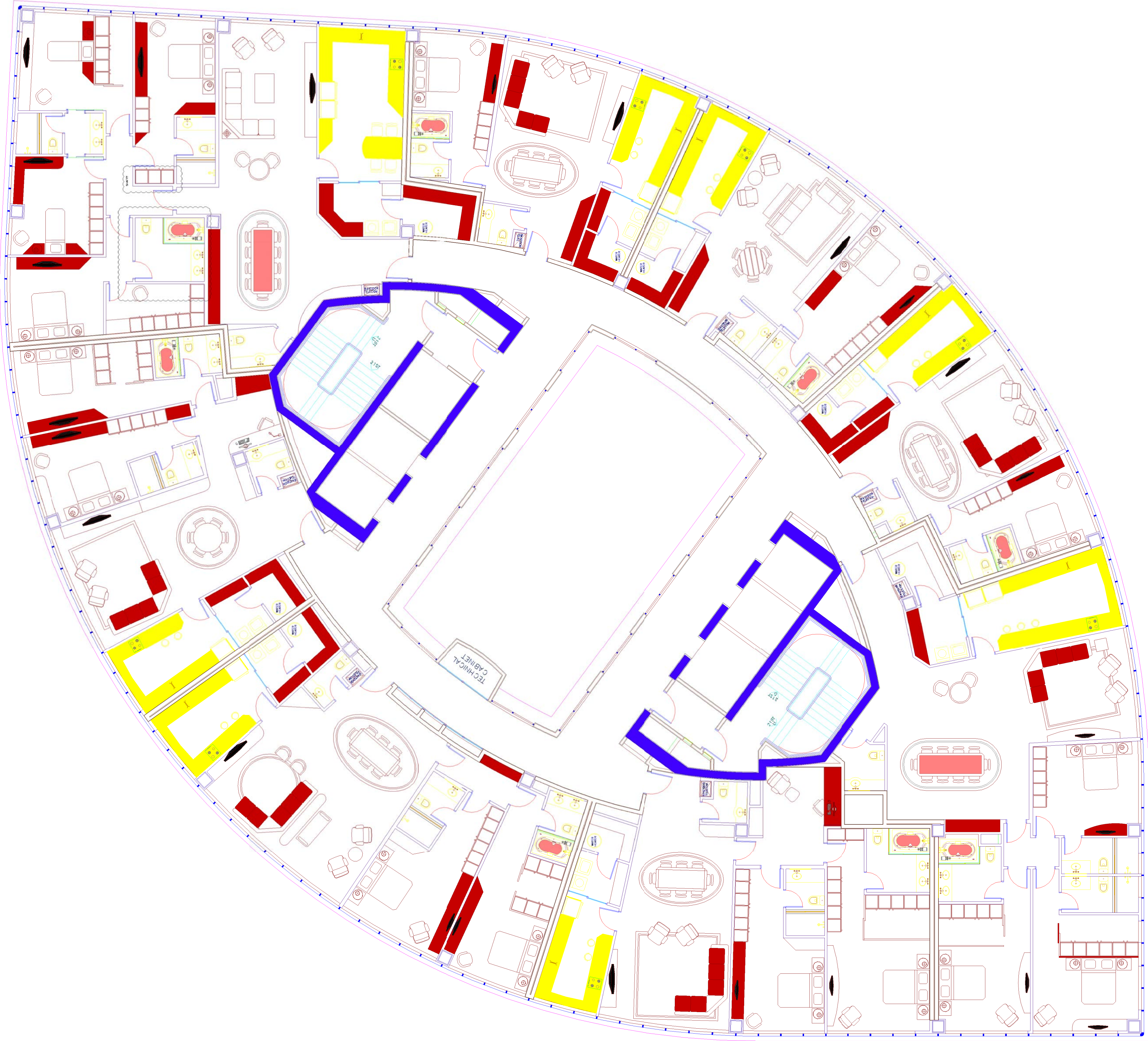
L 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

ESCADAS

E 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR

MURO DE SUPORTE

MS 1:00 — NÚMERO
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR
0,20x1,00 — DIMENSÃO NO PLANO SUPERIOR



MATERIAIS		ESPECIFICAÇÕES	
BETÃO	CL. Resistência	CL. Exposição	
BETÃO DE LIMPEZA	C18/20		
LAJES	C30/37	XC2	
SAPATAS, UNTEIS E MUROS DE SUPORTE	C30/37	XC2	
RESTANTES ELEMENTOS	C30/37	XC1	
COFRAGENS			
VARÃO	A500NR		
REDE ELECTROSSOLDADA	A500EL		
AÇO EM PERIS E CHAPAS	S275JR		
AÇO EM PERIS ENFORMADOS A FRIO	S320GD		

Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

LUANDA TOWER

REQUERENTE

NORMA

ESPECIAIDADE

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

TITULO

ARQUITECTURA

2011.10.17

ESCALA

FOLHA

594x765

DESENHO

13