

ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DE LAJES EM CONSOLA E SUA INFLUÊNCIA NA FISSURAÇÃO DE ALVENARIAS DE FACHADA

MARCO ANDRÉ DA COSTA COELHO

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

JUNHO 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, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família e amigos

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jorge Chaves Fernandes, por todo o apoio e disponibilidade oferecida, por todas as horas que dedicou a este tema e por toda a simpatia e boa disposição que manteve durante a realização deste trabalho.

À minha mãe e ao Jorge pelo importante apoio ao longo destes anos, em especial à minha mãe por me ter proporcionado a oportunidade de frequentar o curso de Engenharia Civil.

A todos os meus amigos, por toda a amizade, incentivo e ajuda durante a realização deste trabalho e durante todos os meus anos de faculdade, o meu mais sincero obrigado.

RESUMO

O projeto de estabilidade de um edifício é realizado de acordo com os regulamentos em vigor do país em questão. A construção de um edifício envolve diversos intervenientes e materiais, tendo ainda aliada uma constante evolução de processos construtivos. A conjugação de todos estes parâmetros torna-se numa das maiores dificuldades da construção.

O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência da deformabilidade das lajes maciças em consola, na fissuração de alvenarias de fachada realizadas no bordo das mesmas. Para que o estudo fosse realizado da forma mais precisa possível, foram dimensionados, segundo os Eurocódigos 0,1 e 2, os elementos que têm influência direta no resultado pretendido, ou seja, a laje e os pilares.

Para o efeito, foi utilizado o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis Professional 2010. Recorrendo a este programa e às exigências de um projeto estrutural de um edifício existentes nos Eurocódigos foi feito o estudo da deformação das lajes.

Deste modo, numa fase inicial deste trabalho foi feita uma abordagem a alvenarias não estruturais, a sua evolução em Portugal e os valores admissíveis para o limite de deformação destas, para o qual não se prevê ocorrência de fissuração. Foi feita igualmente uma referência à conceção estrutural das lajes e dos tipos de lajes mais recorrentes.

Numa fase posterior, realizou-se o pré-dimensionamento e dimensionamento de pilares e da laje do edifício em questão, definindo-se modelos de cálculo, determinação de esforços, determinação da armadura e elaboração dos modelos estruturais no programa Robot 2010.

Através do programa Robot 2010 foram também realizados os modelos com as alterações estruturais que se propõem como possíveis soluções para a problemática em estudo.

Posteriormente foi realizada uma análise da deformação da laje em consola, recorrendo-se, para o efeito, a um método de estimativa de flechas a longo prazo, o Método Bilinear. Terminada a análise da deformação da laje em consola, compararam-se os resultados obtidos no modelo inicial com os valores da deformabilidade das flechas dos modelos com as referidas alterações.

Finalmente, efetuou-se um estudo mais criterioso para a solução escolhida como melhor alternativa para a resolução deste tipo de patologias. Foi então possível ajuizar se a redução das deformações conseguidas neste modelo são suficientes para que não ocorram patologias nas paredes de alvenaria de fachada executadas no bordo de lajes em consola e se, deste modo, estes dois sistemas construtivos possuem uma correta compatibilização em termos de deformações.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto estrutural, laje em consola, alvenarias de fachada não estruturais, deformação, fissuração.

ABSTRACT

The stability design of a building is made under the regulations in force in the concerned country. The construction of a building involves several actors and materials, allied with the constant evolution of the construction processes. One of the bigger difficulties in construction is precisely the conjugation of all these parameters.

This work has the main objective of studying the influence of the deformation that happens in the border of cantilever slabs, in the cracking of the facing masonry. In order to perform this study as precise as possible, the elements with more influence in the required results, the slabs and the pillars, were dimensioned according to the Eurocodes 0, 1 and 2.

After the dimensioning, the study of the slabs deformation was performed by using the software for automatic calculations, Robot Structural Analysis Professional 2010, in conformity with the regulations found in the Eurocodes for a structural project of a building.

Therefore, as a starting point, this work approached the non-structural masonry, including their evolution in Portugal, and their limit values for a deformation without cracking. A reference to the slabs structural design and slabs types with more applicants will also be made.

In a later stage, the pre-dimensioning and the dimensioning of the pillars and slabs were completed. Consequently, calculation models were defined, efforts and armor were determined, as well as structural models were created in Robot 2010. Additionally, with Robot 2010, it was possible to define the models with structural modifications that are possible solutions for our problem.

Subsequently, an analysis of the cantilever slabs deformation was performed by using a method for calculating the likely long-term arrows: the Bilinear Method. After this analysis, a comparison will be carried out, between the results in the initial model and the deformation values of the arrows in the modified models.

Finally, a more selective study was made for the best alternative to solve this kind of pathologies. Hence, it was possible to decide whether the reduction of deformations obtained in this solution are sufficient to avoid pathologies in facing masonry walls placed alongside the border of cantilever slabs, and also to determine if these two construction elements have a correct compatibility in terms of deformation.

KEYWORDS: Structural design, cantilever slabs, non-structural masonry, deformation, cracking.

ÍNDICE GERAL

| | |
|---|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| | |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS | 1 |
| 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO | 2 |
| | |
| 2. ALVENARIAS | 3 |
| 2.1. PAREDES DE ALVENARIA | 3 |
| 2.1.2. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA | 4 |
| 2.1.2.1. Estabilidade e resistência mecânica | 4 |
| 2.1.2.2. Segurança ao fogo | 4 |
| 2.1.2.3. Estanqueidade ao ar e água | 4 |
| 2.1.2.4. Conforto térmico e acústico | 4 |
| 2.1.2.5. Durabilidade e facilidade de manutenção | 4 |
| 2.2. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL | 5 |
| 2.2.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA | 5 |
| 2.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS PAREDES DE ALVENARIA | 6 |
| 2.3. ANOMALIAS EM ALVENARIAS | 7 |
| 2.3.1. O PROJETO | 9 |
| 2.3.2. ASPETOS DE CARÁCTER ECONÓMICO | 9 |
| 2.3.3. QUALIDADE E MÃO-DE-OBRA | 9 |
| 2.4. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIA | 9 |
| 2.4.1. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE LAJES DE BETÃO ARMADO | 10 |
| 2.4.2. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE ALVENARIAS | 10 |
| 2.4.3. TIPO DE FISSURAÇÃO | 11 |
| | |
| 3. LAJES FUNGIFORMES | 15 |
| 3.1. TIPOS DE LAJES FUNGIFORMES | 15 |
| 3.1.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS | 15 |

| | |
|--|-----------|
| 3.1.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS | 16 |
| 3.1.3. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS COM CAPITÉIS | 16 |
| 3.1.4. CRITÉRIOS DE ESCOLHA DO TIPO DE LAJE | 17 |
| 3.1.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS LAJES FUNGIFORMES | 17 |
| 3.1.6. SOLUÇÃO ADOTADA PARA O PRESENTE TRABALHO | 17 |
| 3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE | 17 |
| 3.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS | 18 |
| | |
| 4. GENERALIDADES DO EDIFÍCIO E CONCEÇÃO ESTRUTURAL..... | 19 |
| 4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO | 19 |
| 4.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL | 21 |
| 4.2.1. ANÁLISE DO PISO TIPO | 22 |
| 4.2.2. NORMAS E REGULAMENTOS | 22 |
| 4.2.3. MATERIAIS ESCOLHIDOS..... | 22 |
| 4.2.4. PILARES | 22 |
| | |
| 5. SEGURANÇA E AÇÕES | 23 |
| 5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES | 23 |
| 5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES | 24 |
| 5.1.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES | 24 |
| 5.1.3. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES | 24 |
| 5.1.3.1. Ações permanentes | 24 |
| 5.1.3.2. Ações variáveis – Sobrecarga | 25 |
| 5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA | 26 |
| 5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS | 26 |
| 5.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO | 28 |
| | |
| 6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO | 31 |
| 6.1. LAJE FUNGIFORME MACIÇA | 31 |
| 6.1.1. ESPESSURA MÍNIMA FACE ÀS DEFORMAÇÕES | 31 |
| 6.2. PILARES..... | 33 |
| 6.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P7 | 36 |
| 6.2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P16 | 38 |
| 6.2.3. SEÇÕES DOS PILARES..... | 42 |

| | |
|---|----|
| 7. DIMENSIONAMENTO | 43 |
| 7.1. MODELO DE CÁLCULO | 43 |
| 7.1.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL | 43 |
| 7.1.2. AÇÕES | 46 |
| 7.2. DISPOSIÇÕES DE PROJECTO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS | 47 |
| 7.2.1. ARMADURAS | 47 |
| 7.2.1.1. Recobrimento das armaduras | 47 |
| 7.2.1.2. Distância entre armaduras | 47 |
| 7.2.1.3. Armadura longitudinal – áreas máxima e mínima de armadura | 48 |
| 7.3. LAJE FUNGIFORME MACIÇA | 49 |
| 7.3.1. ARMADURA INFERIOR | 50 |
| 7.3.2. ARMADURA SUPERIOR | 53 |
| 7.3.3. ARMADURA DE LAJE EM CONSOLA | 58 |
| 7.4. SOLUÇÕES PARA EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAÇÃO | 60 |
| 7.4.1. SOLUÇÃO COM PAREDE DE BETÃO ARMADO | 61 |
| 7.4.2. SOLUÇÃO COM VIGA RÍGIDA NA PARTE SUPERIOR DO EDIFÍCIO | 62 |
| 7.4.3. SOLUÇÃO COM APLICAÇÃO DO PERFIL METÁLICO NA DIAGONAL DA PAREDE | 63 |
| | |
| 8. DEFORMAÇÃO | 65 |
| 8.1. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO | 65 |
| 8.1.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODERÁ SER DISPENSADO | 66 |
| 8.2. FLECHA ELÁSTICA | 67 |
| 8.3. FLECHA A LONGO PRAZO | 68 |
| 8.3.1. MÉTODO BILINEAR | 68 |
| 8.3.1.1. Flecha a_c – valor de base | 70 |
| 8.3.1.2. Flecha a_I - estado I | 70 |
| 8.3.1.3. Flecha a_{II0} - Estado II ₀ | 71 |
| 8.3.1.4. Flecha provável – a | 72 |
| 8.3.2. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL PARA A LAJE DO CASO EM ESTUDO | 72 |
| 8.3.2.1. Coeficiente de Fluência | 72 |
| 8.3.2.2. Coeficientes de correção k_{AI} , $k_{\psi I}$, k_{AII} e $k_{\psi II}$ | 75 |
| 8.3.2.3. Coeficiente de repartição | 77 |
| 8.3.2.4. Determinação da flecha a_I e a_{II0} | 79 |

| | |
|---|-----------|
| 8.3.2.5. Determinação da flecha provável, a | 80 |
| 8.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS | 83 |
| 8.4.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO | 83 |
| 8.4.2. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS DE ALVENARIA | 84 |
| 8.5. ANÁLISE DA SOLUÇÃO COM PAREDES DE BETÃO | 84 |
| 8.5.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR À SOLUÇÃO COM PAREDES DE BETÃO | 85 |
| 8.5.1.1. Determinação da flecha provável, a | 85 |
| 8.5.1.2. Coeficiente de repartição | 85 |
| 8.5.1.3. Determinação da flecha a_I e a_{II0} | 85 |
| 8.5.2. CRÍTICA SOBRE RESULTADOS DA NOVA SOLUÇÃO | 87 |
| | |
| 9. CONCLUSÃO | 89 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Fig. 2.1 – Evolução das fachadas em Portugal [2]..... | 5 |
| Fig. 2.2 – Distribuição de anomalias em edifícios [4]..... | 8 |
| Fig. 2.3 – Anomalias em paredes exteriores. [4]..... | 8 |
| Fig. 2.4 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser maior que a deformação da viga superior..... | 12 |
| Fig. 2.5 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser inferior à deformação da viga superior..... | 12 |
| Fig. 2.6 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser semelhante à viga superior..... | 13 |
| Fig. 2.7 – Fissuras em paredes de alvenaria provocadas pela deformação excessiva de lajes em consola..... | 13 |
| Fig. 2.8 – Exemplo real de fissuras em alvenarias de fachada devido à deformação da laje em consola..... | 13 |
| Fig.3.1 – Laje fungiforme maciça..... | 15 |
| Fig. 3.2 – Laje maciça (com armadura)..... | 16 |
| Fig.3.3 – Lajes aligeiradas..... | 16 |
| Fig.3.4 – Laje fungiforme maciça com capitéis de espessura constante..... | 16 |
| Fig 4.1 – Planta geral do piso tipo..... | 19 |
| Fig 4.2 – Alçado Norte..... | 20 |
| Fig 4.3 – Zona do piso 1, seleccionada para análise..... | 21 |
| Fig 4.4 – Sistema estrutural adotado..... | 22 |
| Fig. 6.1 - Área de influência dos pilares do piso em análise..... | 34 |
| Fig. 6.2 – Área de influência do pilar P7..... | 36 |
| Fig. 6.3 – Área de influência do pilar P16 – cave..... | 38 |
| Fig. 6.4 - Área de influência do pilar P16 – Rés-do-chão..... | 39 |
| Fig. 6.5 – Área de influência do pilar P16 – Piso 1 a 2..... | 40 |
| Fig.6.6 – Área de influência do pilar P16 – piso 3 (cobertura acessível)..... | 41 |
| Fig. 6.7 – Secções dos Pilares..... | 42 |
| Fig 7.1 – Vista 3D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot..... | 44 |
| Fig 7.2 – Vista 3D do modelo com a malha de elementos finitos..... | 45 |
| Fig 7.3 – Vista 3D do modelo com as condições de apoio consideradas..... | 46 |
| Fig 7.4 – Mapa dos momentos fletores segundo “x”..... | 50 |
| Fig 7.5 – Região mais gravosa dos momentos fletores da laje, direção “x”..... | 51 |

| | |
|---|----|
| Fig 7.6 – Mapa dos momentos fletores segundo “y” | 52 |
| Fig 7.7 – Região mais gravosa dos momentos fletores da laje, direção “y” | 52 |
| Fig 7.8 – Mapa dos momentos fletores segundo “x” | 53 |
| Fig 7.9 – Mapa dos momentos fletores segundo “y” | 54 |
| Fig 7.10 – Mapa dos momentos fletores segundo a direção “x” na zona do pilar 6 | 55 |
| Fig 7.11 – Corte segundo “x” com a diretriz “y” | 55 |
| Fig 7.12 – Mapa dos momentos fletores segundo a direção “y” na zona do pilar 6 | 56 |
| Fig 7.13 – Corte segundo “y” com a diretriz “x” | 57 |
| Fig 7.14 – Representação das cargas atuantes na consola | 58 |
| Fig 7.15 – Representação das cargas atuantes na consola | 58 |
| Fig 7.16 – Solução com paredes de betão armado | 60 |
| Fig 7.17 – Solução com viga rígida na parte superior da estrutura | 60 |
| Fig 7.18 – Solução com perfil metálico na diagonal da parede de alvenaria | 61 |
| Fig 7.19 – Modelo 3D que representa a solução de paredes de betão armado..... | 61 |
| Fig 7.20 - Modelo 3D com a que representa a solução com vigas rígidas na parte superior da zona em consola | 62 |
| Fig 7.21 - Modelo 3D com a solução que representa a solução com o perfil metálico na diagonal da parede..... | 63 |
| Fig.8.1 – Planta do modelo estrutural inicial do Robot, com as deformações | 68 |
| Fig 8.2 – Modelo estrutural do Robot com as deformações..... | 68 |
| Fig 8.3 – Relação bilinear momento-flecha [11]..... | 69 |
| Fig.8.4 – Definição dos valores ξ , M_r e M_0 [11] | 72 |
| Fig.8.5 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \rightarrow k_{AI}$ | 76 |
| Fig.8.6 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi1} \rightarrow k_{\psi I}$ | 76 |
| Fig.8.7 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \rightarrow k_{AII}$ | 77 |
| Fig.8.8 – Ábaco do coeficiente $k_2 \rightarrow k_{\psi II}$ | 77 |
| Fig.8.9 – Momentos fletores negativos segundo a direção “y” para o modelo inicial. | 78 |
| Fig.8.10 – Mapa dos valores das doformações relativas ao peso próprio (em mm) | 80 |
| Fig.8.11 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo inicial..... | 81 |
| Fig.8.12 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo com parede de betão | 81 |
| Fig.8.13 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo viga rígida | 82 |
| Fig.8.14 - Valores das deformações na extremidade da consola, modelo com perfil metálico | 82 |
| Fig. 8.15 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação | 83 |
| Fig. 8.16 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação, no modelo com as paredes de betão | 87 |

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

| | |
|--|----|
| Quadro 2.1 – Valores de deformação de alvenarias | 11 |
| Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção | 24 |
| Quadro 5.2 – Acções Permanentes | 25 |
| Quadro 5.3 – Acções Variáveis..... | 25 |
| Quadro 5.4 – Quadro A 1.1 do EC 0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ para edifícios [8] | 28 |
| Quadro 5.5 – Quadro A 1.4 do EC 0, valores de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções [8] | 30 |
| Quadro 6.1 – Valores básicos da relação vão/altura útil para os elementos de betão armado em esforço normal de compressão [9]..... | 33 |
| Quadro 8.1 – Deformações dos extremos das lajes em consola | 84 |
| Quadro 8.2 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=0$ | 85 |
| Quadro 8.3 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=t$ | 85 |
| Quadro 8.4 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para o modelo com paredes de betão..... | 88 |

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- A_c – Área da secção transversal do betão
- A_{inf} – Área de influência do pilar
- A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado
- $A_{s,ef}$ – Secção de armadura efetivamente adotada
- $A_{s,min}$ – Área da secção mínima de armadura
- M_{sd} – Valor de cálculo do momento fletor atuante
- M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante
- M_D – Momento fletor atuante na secção determinante
- R_d – Valor de cálculo do esforço resistente
- E – Efeito de uma ação;
- E_d – Valor de cálculo do esforço atuante
- V_{cd} – Valor corretor da teoria de Morsh
- V_{rd} – Valor de cálculo do esforço transversal resistente
- b – Largura da secção
- b_w – Largura da alma da secção
- d – Altura útil da secção
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão arm.
- f_{bd} – Valor de cálculo da tensão de rotura à aderência
- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples aos 28 dias de idade
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço e das armaduras ordinárias
- h – Altura total de uma secção transversal
- s – Espaçamento dos estribos
- u – Perímetro
- a_I – Flecha no estado I
- a_{II} – Flecha no estado II₀
- β_I – Coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões de aço
- β_{II} – Coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas
- μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente
- \emptyset - Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento
- φ – Coeficiente de fluência
- ψ – Coeficiente de fluência
- $\psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

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

$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ – Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável

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

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

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

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

ξ – Coeficiente de repartição

λ – Coeficiente que depende das condições higrotérmicas do ambiente

ρ – Percentagem de armadura em tração

ρ' - Percentagem de armadura em compressão

α – Coeficiente de homogeneização

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

γ_p – Coeficiente relativo a ações de pré-esforço

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

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

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Os elementos estruturais de suporte têm uma influência bastante significativa nos problemas que muitas vezes encontramos na construção. Este trabalho visa analisar um caso mais específico que são as lajes em consola, estudando a influência da sua deformação na fissuração de alvenarias de fachada colocadas no seu bordo. Pretende-se ainda verificar a viabilidade de soluções para esta patologia, de modo a que as patologias referidas não se verifiquem.

Os projetistas de estruturas fazem o dimensionamento do edifício limitando as deformações dos elementos do suporte como é previsto pelos regulamentos, sendo que mesmo desta forma não são por vezes evitadas as patologias que estas deformações podem provocar nas alvenarias.

Assim sendo, e mesmo estando os projetistas a cumprir as os regulamentos em vigor, o construtor a cumprir o projeto de estabilidade e executando as paredes de alvenaria de acordo com as regras gerais de construção, verifica-se muitas vezes que estes cuidados não são suficientes para evitar o aparecimento de patologias nas paredes de alvenaria.

Surge assim a necessidade de estudar o comportamento dos elementos estruturais e não estruturais, fazendo uma comparação entre os seus valores de deformabilidade.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é o estudo da deformabilidade de zonas em consola de estruturas de edifícios e sua influência na fissuração de alvenarias de fachada. Para atingir esse objetivo será necessário, recorrendo ao trabalho [10], verificar os limites de deformação impostos pela regulamentação em vigor. No referido trabalho verificou-se que a deformação das zonas em consola permitida pelos regulamentos é superior à que alvenarias de fachada suportam e como tal ocorrem sempre patologias, mesmo respeitando esses regulamentos.

Assim sendo, e através das soluções apresentadas em [10], pretende-se estudar a sua viabilidade e adequabilidade, isto é, se as soluções propostas no referido trabalho [10] respeitam os regulamentos e se serão uma alternativa válida para que estas patologias deixem de ocorrer.

Será então necessário:

- Especificar as condições exigenciais a contemplar na elaboração de um projeto de estabilidade de um edifício de habitação com alvenarias de fachada de bordo de zonas de laje em consola.
- Modelação de estruturas com vista ao cálculo automático, com caracterização e definição das principais ações.
- Cálculo de estruturas com elaboração sumária de peças desenhadas.
- Verificação de soluções e metodologias de conceção a adotar de forma a evitar as patologias correntes nestes casos.
- Validação das soluções encontradas por modelos de cálculo.

Para atingir estes objetivos ir-se-á realizar o estudo de um piso tipo de um edifício, procedendo ao seu dimensionamento e modelação com recurso ao programa de cálculo Robot 2010, incluindo a caracterização e quantificação das ações aplicáveis ao edifício em análise.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por 9 capítulos. Estando organizado fazendo uma divisão temática por capítulo, e uma subdivisão mais pormenorizada em cada um. Deste modo, no capítulo 2 irá ser abordado o tema alvenarias, importante temática no trabalho em questão, e no capítulo 3 o tema a abordar serão as lajes fungiformes, uma forte componente para este trabalho. Os restantes capítulos serão realizados abordando todo o processo de dimensionamento, desde uma pequena descrição do projeto do edifício e a sua conceção estrutural, no capítulo 4, passando pela definição de todas as ações envolvidas no capítulo 5, e o pré-dimensionamento, no capítulo 6. No capítulo 7 irá ser realizado o dimensionamento da estrutura e do modelo que irá ser inserido no programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010. Finalmente, no oitavo capítulo irão ser estudadas as deformações da estrutura e será feita uma análise de cada um dos modelos em estudo. O último capítulo será relativo às conclusões finais do trabalho.

2

ALVENARIAS

2.1. PAREDES DE ALVENARIA

Há milhares de anos que as paredes de alvenaria são o principal elemento construtivo usado na construção de abrigos e habitações dos Humanos.

Os edifícios, ou locais onde o ser Humano se abriga, são construídos essencialmente de acordo com as épocas e com as exigências que quem irá usufruir dos mesmos tem relativamente à qualidade destes.

As alvenarias têm sido a solução construtiva com maior utilização para realizar paredes, quer para separar o espaço interior do exterior quer para compartimentar e definir os espaços interiores. Estas paredes devem obedecer a certas exigências de qualidade, sendo as mais importantes [4]:

- Estabilidade e resistência mecânica;
- Segurança ao fogo;
- Estanqueidade ao ar e água;
- Conforto térmico e acústico;
- Durabilidade e facilidade de manutenção;
- Economia e facilidade de execução;
- Estética.

Posto isto, as alvenarias têm merecido uma especial atenção ao longo dos últimos anos, mesmo que insuficiente e com resultados reduzidos no que toca ao seu desempenho final. Os esforços para melhorar a legislação, certificação de produtos, investigação, criação de ferramentas técnicas têm vindo a aumentar, mas continuam a apresentar resultados de certa forma deficientes e muito lentos. Verifica-se portanto a insatisfação de vários utentes perante os defeitos que estas muitas vezes apresentam. Estes defeitos refletem-se na segurança, conforto e salubridade do edifício, tornando-se por isso necessário prevenir estas patologias, ou, em casos extremos, corrigi-las de forma eficiente.

2.1.2. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA

2.1.2.1. Estabilidade e resistência mecânica

A estabilidade é o conjunto de resistência estrutural à ação das cargas permanentes, sobrecargas, das deformações térmicas, do vento e acidentais e pela resistência aos choques de corpos sólidos. [15]

2.1.2.2. Segurança ao fogo

Traduz-se pela reação ao fogo, caracterizado pelo contributo dos materiais constituintes para a origem e desenvolvimento do incêndio e expressa-se por classes de reação ao fogo consoante na não combustibilidade, da inflamabilidade e da velocidade de propagação das chamas e pela própria resistência ao fogo, que se caracteriza pelo impedimento da propagação de um incêndio de um local para o outro e expressa-se pelo tempo durante o qual a estabilidade do edifício é garantida. [15]

2.1.2.3. Estanqueidade ao ar e água

As paredes devem ser estanques ao ar e principalmente à água, quer esta seja proveniente do interior ou do exterior. A satisfação desta exigência pode obter-se com a aplicação de barreiras estanques e sistemas drenantes. A resistência da penetração das águas da chuva depende dos materiais que constituem as paredes, isto é, existência de corte hídrico e existência de revestimento exterior estanque. [10]

2.1.2.4. Conforto térmico e acústico

Relativamente a estas exigências, o edifício deve cumprir os regulamentos existentes para serem aplicados em cada um deles. Quanto ao conforto térmico, deverão ser cumpridas as exigências referidas nos RCCTE (Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios) e quanto ao conforto acústico deve cumprir-se o referido no RRAE (Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios).

A execução das paredes em termos acústicos deverá assegurar o isolamento aos sons aéreos, os tempos de reverberação adequados à utilização dos espaços, a minimização dos ruídos de percussão e dos ruídos propagados pelas paredes. No que toca ao conforto térmico, os edifícios devem possuir características satisfatórias em termos de temperatura, humidade e velocidade e qualidade do ar. Este conforto irá refletir-se pela resistência da parede à passagem de calor e pela ausência de condensações superiores e permitindo, no mínimo, que nas estações quentes os habitantes não tenham muito calor e, nas estações frias muito frio. [10]

2.1.2.5. Durabilidade e facilidade de manutenção

As paredes devem possuir características que permitam resistência aos agentes climáticos, aos movimentos da estrutura, à erosão das partículas em suspensão no ar, à corrosão eletroquímica e aos agentes biológicos. Devendo ainda durante esse período de vida útil, as paredes serem de fácil e de baixo custo de manutenção.

2.2. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

As paredes de alvenaria utilizadas em construção têm vindo a evoluir ao longo dos anos, sendo que existe mais informação relativa ao último século, onde se poderá ter verificado uma evolução mais rápida.

É reconhecido que a construção tem um papel de grande importância na economia portuguesa, sendo que representa cerca de 7% do PIB e 9% do emprego. Ainda dentro do âmbito da construção, os edifícios de habitação representam a parcela mais importante. Sendo relevante referir que os trabalhos de alvenaria, incluindo os seus revestimentos, representam cerca de 13 a 17% do valor total da construção. [4]

2.2.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria evoluíram no último século, especialmente nas décadas de 70 e 90, com um ritmo crescente e significativo, tendo em consideração a lentidão e inércia conhecidas na construção.

As grandes alterações nas paredes de fachada deram-se a diferentes níveis, sendo que os com mais significado serão [1]:

- Introdução de novos materiais;
- Modificação das características de materiais existentes;
- Aligeiramento global das paredes, acompanhando o aligeiramento da construção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito à filosofia da conceção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito às técnicas de execução;
- Introdução de materiais com funções complementares;
- Introdução de acessórios\componentes complementares;
- Introdução de novos tipos de revestimentos;
- Evolução/alteração de revestimentos tradicionais (características dos materiais e técnicas de aplicação).

Ao longo dos anos tem havido uma evolução significativa na forma como se executam as fachadas dos edifícios em Portugal. A figura que se segue representa a evolução das fachadas em Portugal. [2]

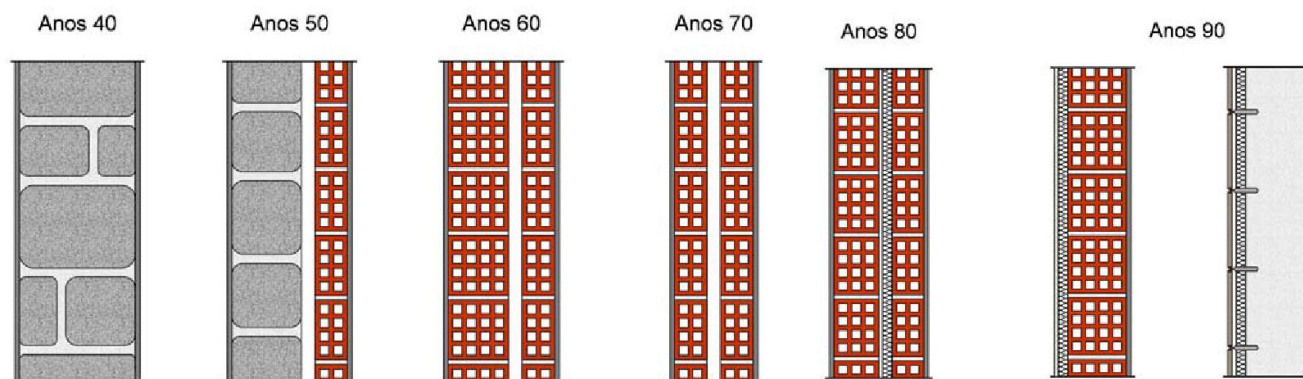


Fig. 2.1 – Evolução das fachadas em Portugal [2]

Pode então dizer-se que as paredes de alvenaria de fachada evoluíram da seguinte forma:

- Anos 40 – Pano de alvenaria em pedra ou tijolo maciço de elevada espessura;
- Anos 50 – Parede dupla, pano exterior de alvenaria de pedra e uma “forra” interior em alvenaria de tijolo;
- Anos 60 – Parede dupla, com duas faces de tijolo vazado, sendo o exterior mais espesso;
- Anos 70 – Parede dupla, duas faces, com as mesmas dimensões, de tijolo vazado;
- Anos 80 – Parede dupla de tijolo furado com isolamento a preencher total ou parcialmente a caixa-de-ar;
- Anos 90 – Paredes simples de tijolo furado com isolamento pelo exterior.

As alterações que as paredes foram sofrendo ao longo dos anos tiveram sempre como objetivo reduzir os custos de construção e manutenção e melhorar o seu desempenho funcional, principalmente no que diz respeito à resistência mecânica, resistência à ação da água e comportamento higrotérmico. Outras funcionalidades são também tidas em consideração, como o comportamento acústico, resistência ao fogo, entre outros, sendo estes mais delegados para segundo plano. [3]

Em Portugal a generalidade das paredes exteriores são de simples preenchimento e as soluções que são utilizadas de forma mais recorrente são: [4]

- Paredes duplas para revestir, realizadas a partir de tijolos cerâmicos de furação horizontal, das quais, a mais espessa não ultrapassa os 15cm. A caixa-de-ar será parcialmente ou totalmente preenchida com isolante térmico. Estas paredes são em geral pouco cuidadas ao nível da ligação à estrutura, ligadores entre panos, drenagem da caixa-de-ar, fixação e posicionamento do isolamento térmico e pontes térmicas;
- Paredes duplas onde o pano exterior fica à vista, realizado em tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou ainda de blocos de betão. O pano interior é em geral de tijolo cerâmico de furação horizontal com 11cm ou no máximo 15cm. A estanquidade à água em melhorada, em geral, através de um barramento ou pintura adequada para o efeito. O isolamento térmico é realizado como antes foi referido;
- Paredes duplas empregando blocos de betão corrente têm emprego reduzido e em geral apenas quando se tira partido estrutural da alvenaria, confinada por elementos de betão levemente armado, sendo correntemente o pano interior em tijolos cerâmicos de furação horizontal.
- As pare
- des simples têm vindo a ser utilizadas com mais frequência, no entanto esta solução é ainda utilizada de forma reduzida. Nesta solução, são utilizados blocos de betão e a estanquidade à água e o isolamento térmico e acústico são solucionados com aplicação, na face exterior, do sistema ETICS. Este sistema é constituído por placas de poliestireno expandido, coladas ao suporte e revestidas com um reboco fino, de ligante sintético em emulsão aquosa para misturar com o cimento Portland e armado com malha de fibra de vidro, sendo o acabamento executado com um revestimento plástico. [10]

2.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria têm sofrido alguma evolução ao longo do tempo; essa evolução, além das óbvias vantagens, acarreta sempre algumas desvantagens ou disfunções. No entanto, sendo as vantagens, nesta situação, mais significativas que as desvantagens, podemos então verificar que as disfunções serão um incentivo para a procura de novas soluções, que trarão outras vantagens e outros defeitos, ao longo de uma espiral de evolução. [3]

De uma forma resumida, as vantagens das paredes de alvenaria são: [7]

- Durabilidade – quer nos elementos cerâmicos quer nas próprias argamassas de assentamento; dura bastante mais que muitos outros materiais;
- Boa relação custo/benefício – baixo custo dos elementos; relação investimento inicial/manutenção significativamente económica face aos outros elementos construtivos;
- Ambiente – a produção dos elementos não é poluente; as alvenarias quando demolidas poderão ser 100% reutilizáveis.
- Bom desempenho funcional, nomeadamente no que diz respeito ao isolamento térmico, acústico, estanqueidade à água, resistência ao fogo e resistência mecânica;
- Socialmente são de maior aceitação pelo utente e pela sociedade, sendo atualmente a primeira opção de compra do mercado.

São de realçar algumas desvantagens, como: [7]

- Domínio na técnica de execução, requerendo mão-de-obra especializada;
- Elevado consumo de mão-de-obra – baixa produtividade;
- Necessidade de revestimentos adicionais para ter textura lisa;

2.3. ANOMALIAS EM ALVENARIAS

As paredes de alvenaria são um dos subsistemas mais importantes presentes nos edifícios, nomeadamente as paredes exteriores que, separando o ambiente interior do exterior, são decisivas para o desempenho dos edifícios. No entanto, apesar desta evidente importância, estas são de uma forma geral objeto de poucos cuidados para o qual contribuem determinadas particularidades das alvenarias como elemento construtivo, nomeadamente:

- Constituem a tecnologia construtiva mais antiga, sendo o resultado, ao nível dos materiais e das tecnologias, da herança construtiva das regiões, o que justifica a grande diversidade de materiais e soluções;
- Asseguram várias exigências funcionais, sendo o seu desempenho fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- O estudo das alvenarias através de métodos modernos veio a ocorrer muito mais tarde do que o verificado noutros domínios da engenharia e da construção;
- A caracterização experimental nas alvenarias é muito mais complexa e envolve em geral custos mais avultados do que noutros materiais de construção. [4]

Estes factos, aliados ao facto de entre nós não haver tradição de investigar, ensaiar e detalhar cuidadosamente as alvenarias, traz bastantes dificuldades na sua correta conceção, pelo que estes elementos são aqueles onde se verificam maiores desajustes de desempenho, com as patologias subsequentes. [4] Os problemas em alvenarias exteriores são dos mais recorrentes em edifícios, como podemos constatar facilmente a partir da figura seguinte.

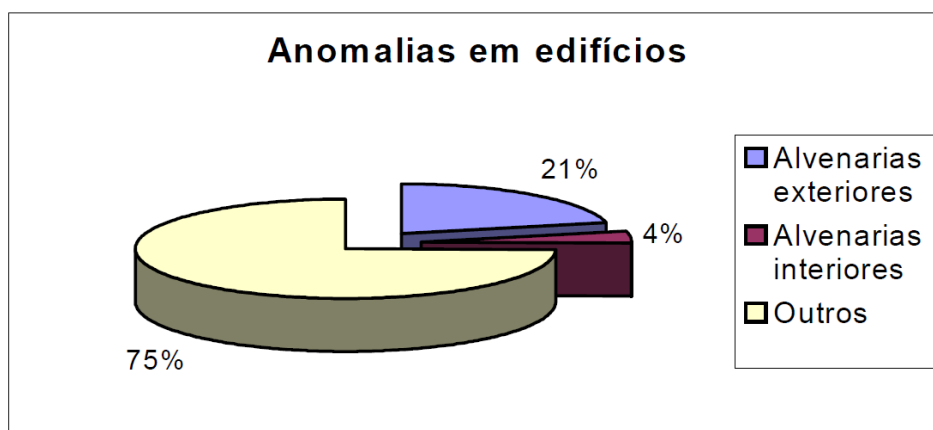


Fig. 2.2 – Distribuição de anomalias em edifícios [4].

Analisando o tipo de anomalias mais recorrentes nas alvenarias podemos referir que as mais habituais são as fissuras e a ocorrência de problemas relacionados com estanqueidade da água e humidade. Outro problema que surge é a falta de estabilidade que provoca degradação dos revestimentos. A figura seguinte pode demonstrar o que se referiu anteriormente.

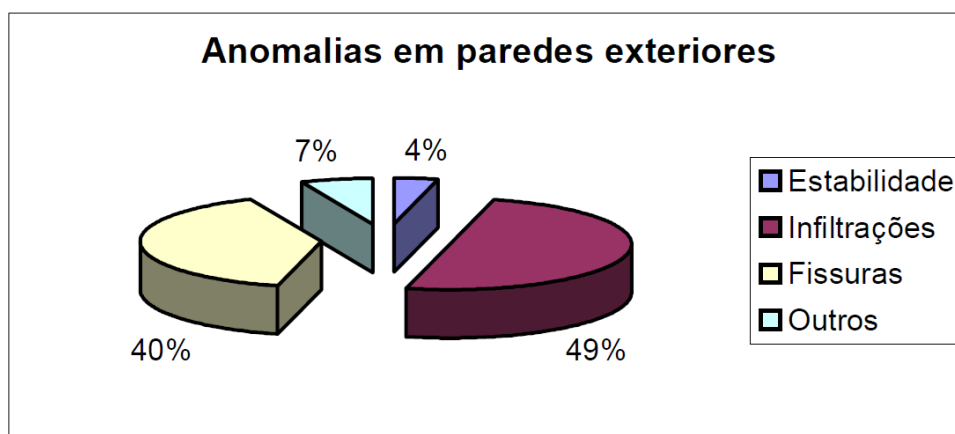


Fig. 2.3 – Anomalias em paredes exteriores. [4]

Este tipo de anomalias está diretamente relacionado com aspetos económicos, mão-de-obra, práticas construtivas e deficiente pormenorização de projeto. Como principais causas dos problemas verificados em alvenarias em Portugal, podemos apontar o seguinte [1]:

- Juntas de dilatação inadequadas que conduzem a fenómenos de fissuração, esmagamento localizado e destacamento de revestimentos;
- Apoio deficiente das paredes para correção das pontes térmicas pode causar fissuras horizontais bastante significativas e pode mesmo ocorrer deslocamento da parede;
- Deficiente execução da caixa-de-ar nas paredes duplas nomeadamente no que diz respeito a drenagem e ventilação;
- Erro de escolha ou de aplicação de isolamento térmico nas caixas-de-ar que pode causar pontes térmicas localizadas e aparecimento de fungos e bolores;
- Preparação e aplicação inadequadas de rebocos hidráulicos tradicionais que pode facilitar a fissuração por retração hidráulica;

- Aplicação inadequada de revestimentos cerâmicos que provoca descolamento e queda de ladrilhos, com graves problemas funcionais, estéticos e de segurança;
- Fissuração de alvenaria sobre suportes muito deformáveis provocadas pela incompatibilidade entre a deformabilidade da parede e a deformação a longo prazo das lajes de apoio.

2.3.1. O PROJETO

A solução construtiva das paredes de alvenaria está associada ao projeto de arquitetura, sendo por isso responsabilidade de quem executa esse projeto, os arquitetos. De um modo geral o projeto apresentado é insuficiente, tendo várias falhas no que toca a materiais a empregar, características dos mesmos, pormenores de execução e execução de pontos singulares a escala suficiente. Cada vez mais os projetos de arquitetura recorrem a opções arquitetónicas potenciadoras de patologias, nomeadamente pela incidência mais direta nas fachadas de agentes climatéricos e pela sua maior esbelteza e desenvolvimento. [15]

O projeto de alvenaria além de conciliar um equilíbrio entre a arquitetura e a estabilidade deve ainda ser interligado a outros domínios e projetos, como instalações de equipamentos no edifício, conservação de energia e conforto térmico, proteção acústica e segurança ao fogo. Sendo que esta coordenação e compatibilização é muitas vezes insuficiente. [15]

A inexistência de regras de boa prática para escolha de paredes e detalha-las convenientemente, com exigência de peças desenhadas explícitas, contribui seguramente para a explicação de uma boa parte das anomalias detetadas nestes elementos. [15]

2.3.2. ASPETOS DE CARÁCTER ECONÓMICO

A seleção das soluções a empregar nas paredes de alvenaria devia resultar de uma maior ponderação sobre essas mesmas escolhas, considerando mais do que o custo de construção. Seria uma mais-valia a análise dos custos que posteriormente será necessário ter com a manutenção, assim como a qualidade da execução e a sua utilização. Dá-se demasiada importância ao seu custo de construção, pondo um pouco de parte estes aspetos igualmente relevantes. [15]

2.3.3. QUALIDADE E MÃO-DE-OBRA

As características da mão-de-obra têm vindo a ser prejudiciais pelo rumo que a construção tem vindo a tomar. Isto deve-se ao facto de as soluções arquitetónicas correntes e o ritmo de construção serem bastante diferentes daquilo que acontecia há vários anos atrás, onde era possível obter mão-de-obra experiente devido aos longos períodos de aprendizagem e de aplicação da mesma solução construtiva. Isto faz com que este elemento construtivo seja extremamente sensível à qualidade de execução.

Este aspeto vem, mais uma vez, acentuar a correta escolha de elementos, argamassas e acabamentos a usar execução das paredes de alvenaria, sendo óbvio ter soluções convenientemente detalhadas, e sempre que possível, simples. Por outro lado, o recurso a soluções mais racionais, que reduzam o esforço físico no assentamento, irá conduzir a uma maior produtividade e economia. [15]

2.4. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIA

A fissuração de paredes de alvenaria pode afetar de várias formas as condições exigenciais que esta requer, causando efeitos indesejados na estabilidade, salubridade, aspeto, textura e estanqueidade das alvenarias.

Com o avanço da tecnologia construtiva e das estruturas de betão armado ao longo dos anos foi-se aumentando os vãos entre pilares e o número de pisos, tornando as construções mais arrojadas, com uma velocidade de construção muito superior ao que se observava anteriormente, o que fez com que o cuidado nos projetos de paredes de alvenaria tenha que ser cada vez maior. No processo de compatibilização entre estrutura e alvenaria surgem vários problemas, nomeadamente no que diz respeito às suas deformações pois os valores previstos nos regulamentos para as estruturas irão interferir com as alvenarias [5].

Os componentes estruturais, cumprindo o regulamento em vigor, permitem deformações nas suas flechas de tal modo que não cause qualquer tipo de problemas aos mesmos, no entanto, tais deformações podem causar problemas às paredes de alvenaria que constituem os edifícios e são suportadas por esses elementos.

Tendo em conta que este trabalho tem como objetivo o estudo da deformabilidade de estruturas em consola e sua influência na fissuração de alvenarias de fachada, nos subcapítulos que se seguem irá ser feita uma análise mais pormenorizada das deformações que os regulamentos permitem, quer para as estruturas em consola, quer para as alvenarias de fachada.

2.4.1. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

A deformação dos elementos ou das estruturas não deve prejudicar o seu correto funcionamento ou o seu aspeto. Para isso estão definidos nos Eurocódigos valores que limitam essas deformações, tendo em conta o tipo de estrutura, os acabamentos, as divisórias e acessórios e a função da estrutura.

Estas deformações não deverão exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura. Em algumas situações, é mesmo necessário limitar estas deformações, de modo a garantir o correto funcionamento de máquinas ou aparelhos suportados pela estrutura. [9]

“As flechas suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura deverão ser limitadas. Para que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para as ações quase-permanentes. Poderão ser adotados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes” [9].

A deformação dos elementos de betão armado tem cada vez mais um papel de elevada importância devido às grandes alterações nos métodos de cálculo e à melhoria das características resistentes dos materiais envolvidos, além de que cada vez mais os elementos estruturais vencem grandes vãos sem serem necessários aumentos de rigidez, levando então a maiores deformações sofridas por esses elementos.

Desta forma, atualmente, os regulamentos obrigam não só a efetuar uma verificação de segurança em relação ao estado limite último mas também ao estado limite de utilização.

2.4.2. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE ALVENARIAS

As paredes de alvenaria são bastante frágeis quando comparadas com os elementos de suporte, as vigas e as lajes que normalmente os suportam. Este facto irá ser preponderante no que toca à sua pequena capacidade de se adaptarem às deformações destes, dada a sua natureza (elementos de betão armado). Assim, este motivo será a causa mais vulgar para ocorrência de fissurações nas paredes de alvenaria.

Assim sendo, as alvenarias são consideradas o elemento construtivo mais suscetível para ocorrência de fissuras, causadas maioritariamente pela deformação do seu elemento de suporte. Existem diversos estudos experimentais que indicam valores de deformação máxima de alvenarias sob determinadas condições. O quadro apresentado de seguida demonstra resumidamente alguns dos valores publicados na literatura da especialidade.

Quadro 2.1 – Valores de deformação de alvenarias [7]

| Valores de deformação | Investigador/ entidade | Objeto de estudo |
|-------------------------------------|--|--|
| Flecha máxima a longo prazo – a (m) | | |
| L/1150 | Pfeffermann | Alvenarias de tijolo de barro; paredes com 7,50m de comprimento e 2,50m de altura |
| L/1500 | | |
| L/2500 | Normas Belgas | |
| L/1000 | CSTB (Centre Scientifique et Technique de la Construction) Mathez / Conseil International du Bâtiment | |
| <L/1000 | J.Mendes da Silva e V. Abrantes / Seminário sobre paredes de alvenaria, 2007 | |
| L/1073 | José Aguiar e Manuel Pereira/ Universidade do Minho | Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico 1:5, paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura |
| L/769 | | Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9; paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura |

2.4.3. TIPO DE FISSURAÇÃO

Neste trabalho, visto o caso de estudo ser provocado pela deformação da estrutura de suporte apenas, será razoável referir os tipos de fissuração em paredes de alvenaria provocados por deformação excessiva do suporte.

Sendo os componentes dos edifícios mais suscetíveis à flexão de vigas e lajes, como já se referiu antes, as alvenarias, existirão então três configurações típicas de fissuras: [15]

O componente de apoio deforma-se mais do que o componente superior. Nesta situação irão surgir fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, provocadas pelo carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto dos cantos das paredes. Na parte inferior do painel surge, normalmente, uma fissura horizontal, verificando-se ainda que, quando o comprimento da parede é superior à sua altura aparece um efeito de arco e a fissura horizontal desvia-se na direção dos vértices inferiores do painel.

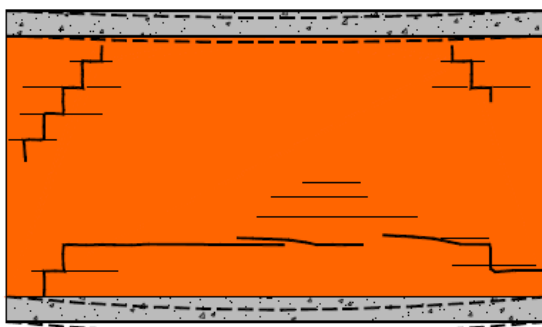


Fig. 2.4 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser maior que a deformação da viga superior [15]

O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior, sendo que nesta situação a parede irá comportar-se como se fosse uma viga, resultando fissuras parecidas com as apresentadas na imagem que se segue.

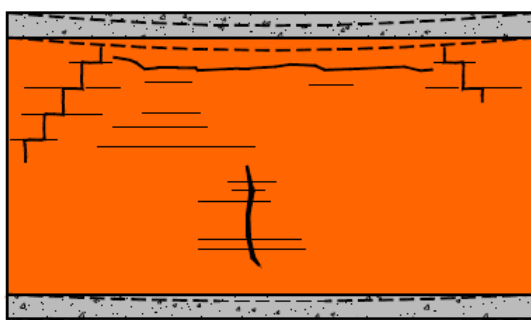


Fig. 2.5 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser inferior à deformação da viga superior [15]

O componente de apoio e o elemento superior apresentam deformações aproximadamente iguais. Nesta situação a parede estará submetida essencialmente a tensões de corte,

comportando-se o painel como vigas deficientemente armadas para esforços transversos. Irá apresentar fissuras na zona inferior do painel, propagando-se aproximadamente na direção a 45°, como se pode verificar na figura apresentada de seguida.

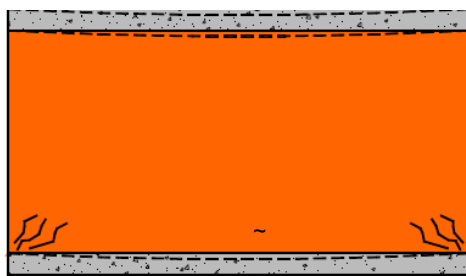


Fig. 2.6 – Fissuras provocadas pela deformação do elemento de suporte ser semelhante à viga superior [15]

A última situação apresentada é a com relevância para este trabalho e ocorre quando ocorre deformação de lajes em consola que suportem alvenarias nos seus bordos. A deformação deste elemento de suporte é talvez uma das que provoca consequências mais graves nas paredes de alvenaria. Nesta situação, as cargas verticais aplicadas na laje irão provocar esforços de compressão e tração nas paredes de alvenaria que as paredes não estão preparadas para suportar. A figura que se segue representa a fissuração das paredes de alvenaria que resulta da deformação excessiva das lajes em consola, em esquema e numa situação real.

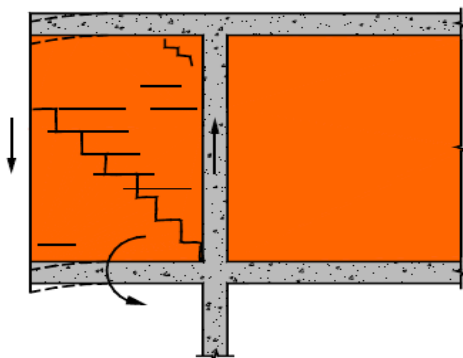


Fig. 2.7 – Fissuras em paredes de alvenaria provocadas pela deformação excessiva de lajes em consola [15]

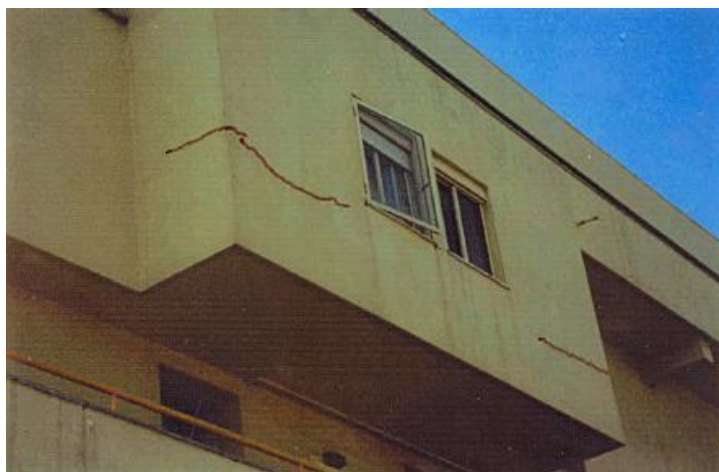


Fig.2.8 – Exemplo real de fissuras em alvenarias de fachada devido à deformação da laje em consola

3

LAJES FUNGIFORMES

As lajes são elementos laminares que têm uma dimensão (espessura ou altura) muito inferior às restantes e fazem parte do grupo de elementos com um modelo de comportamento bidimensional. Mais concretamente, as lajes fungiformes são as que se apoiam diretamente em pilares, podendo estes ser, ou não, munidos de capitel. [6] Podemos ainda dizer que estas são lajes contínuas apoiadas diretamente em pilares, armadas em duas direções, e que podem ser aligeiradas nas zonas centrais dos vãos. [7]

3.1. TIPOS DE LAJES FUNGIFORMES

3.1.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

De um modo geral estas lajes têm espessura constante e são utilizadas para vãos da ordem dos 4.5 a 6 metros e para cargas de utilização de valor moderado. Para maiores vãos, ou maiores cargas, a espessura necessária para transmitir as ações verticais aos pilares excede a exigida pela flexão. Para resolver o problema de transferência da carga para o pilar, procede-se ao aumento da espessura da laje junto ao pilar e/ou alargamento da secção da zona superior do pilar, formando um capitel. Este aumento de espessura irá permitir uma resistência adicional aos momentos e esforços de corte na região dos pilares. Este tipo de laje já usualmente utilizado em edifícios com vãos entre 6 a 10 metros. [6]

Torna-se ainda relevante referir que segundo o Eurocódigo 2, nas lajes maciças betonadas “*in situ*” a espessura mínima de laje maciça H é de 50 mm, acrescentando ainda que uma laje com armadura de esforço transversal deverá ter uma espessura de pelo menos 200 mm.

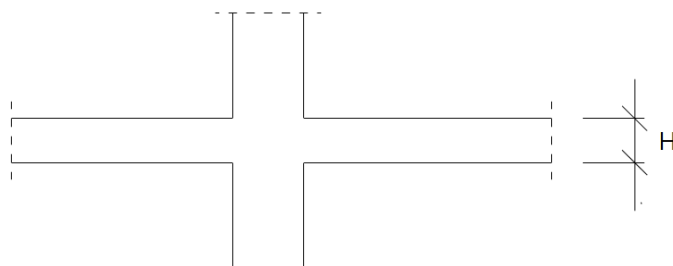


Fig.3.1 – Laje fungiforme maciça [6]

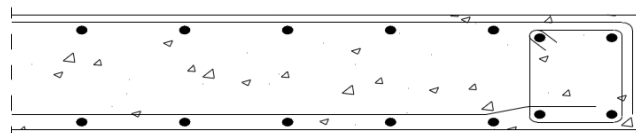


Fig. 3.2 – Laje maciça (com armadura) [6]

3.1.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS

Estas lajes apresentam uma redução do seu peso próprio, comparativamente com uma laje normal da mesma espessura. Esta redução do peso próprio é obtida através de introdução de elementos de enchimento\cofragem, que podem ser recuperáveis ou perdidos, combinado com um aumento de espessura na região do pilar. Estes elementos formam umas nervuras que se encontram dispostas em uma só ou em duas direções perpendiculares, sendo solidarizadas por uma lâmina de compressão. [6] Este tipo de lajes são usualmente empregues em vãos entre 6 e 12 metros.

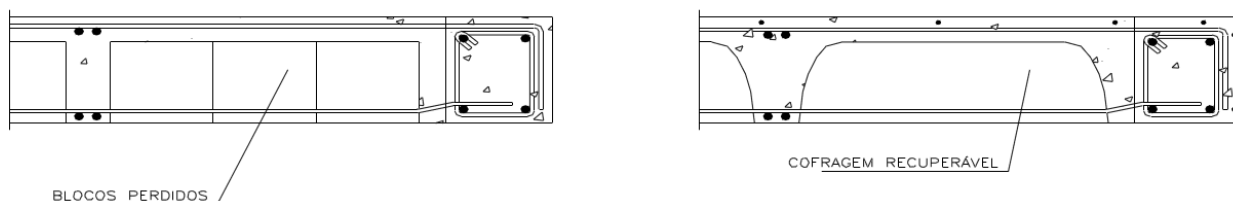


Fig.3.3 – Lajes aligeiradas [6]

3.1.3. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS COM CAPITÉIS

Para resistir a cargas mais elevadas, ou vãos maiores, e resistir ao esforço de punção, é possível recorrer a alterações da geometria da estrutura, através da criação de capitéis nos pilares. Pretende-se com isto reduzir a espessura da laje para não exceder os limites exigidos pela flexão, e ao mesmo tempo resistir aos esforços aplicados.

A execução do capitel proporciona resistência aos momentos fletores e aos esforços de corte na região do pilar. Esta solução é usada para vãos de 6 a 10 metros. [6]

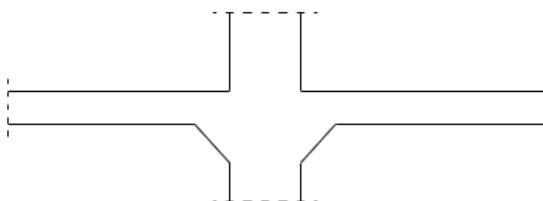


Fig.3.4 – Laje fungiforme maciça com capitéis de espessura constante [6]

3.1.4. CRITÉRIOS DE ESCOLHA DO TIPO DE LAJE

Apesar de existirem vários tipos e classificações de lajes, existe maior tradição na escolha para uso corrente em projetos de obras um determinado tipo em pretensão de outros tipos de lajes. Esta escolha, além dos pormenores técnicos tidos em consideração tem também influência pela região geográfica em que o projeto se encontra, mas tem essencialmente em consideração o tipo de esforços a que a estrutura vai estar submetida e o tempo de vida útil previsto para a mesma. As condicionantes arquitetónicas são também algo a ter em consideração, tendo influência devido aos vãos exigidos e tipos de apoios permitidos, entre outros.

Devido à constante evolução do cálculo automático, associando-se ainda o facto de o custo global de uma obra ter cada vez um maior peso tendo influenciando por isso a mão-de-obra, tem-se vindo a optar por alguns tipos de laje em detrimento de outros, tendo em vista a rentabilização dos processos construtivos.

Exemplo disso será a crescente utilização, evidenciando-se de forma mais acentuada em certas regiões do país, de lajes fungiformes, aligeiradas ou maciças. [6]

3.1.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS LAJES FUNGIFORMES

As lajes fungiformes têm tido uma crescente utilização nos edifícios construídos na atualidade. Este facto deve-se às várias vantagens que este tipo de lajes proporcionam, tais como: [12]

- Menor espessura, por isso uma menor altura do edifício;
- Permite a construção de tetos falsos com maior facilidade e por isso a torna a instalação de condutas mais simples;
- Facilidade na construção de divisórias;
- Têm um custo mais reduzido dada a sua simplicidade de execução;
- Não condicionam o projeto de arquitetura.

No entanto, este tipo de lajes também podem apresentar alguns inconvenientes, sendo eles: [12]

- Concentração de esforços de flexão e punçoamento nos apoios;
- Deformabilidade em geral;
- Flexibilidade às ações horizontais;
- Comportamento sísmico.

3.1.6. SOLUÇÃO ADOTADA PARA O PRESENTE TRABALHO

A solução adotada para este trabalho foi uma laje fungiforme maciça de espessura constante; apesar de os vãos se inserirem no intervalo de valores entre 3 e 8 metros, não se recorreu a capitéis.

3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

Nas lajes fungiformes, os maiores esforços, devidos às ações verticais, desenvolvem-se segundo o maior vão. Assim, a carga que é transmitida segundo uma direção é posteriormente conduzida até aos pilares através de bandas perpendiculares a essa direção, que desempenham entre os pilares o mesmo papel das vigas nas lajes vigadas.

Apresentam-se de seguida os métodos utilizados para a análise estrutural de lajes fungiformes: [6]

- Método dos pórticos equivalentes;
- Método direto;
- Método das linhas de rotura;
- Método das grelhas (ou pórticos tridimensionais);
- Método dos elementos finitos;

3.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Neste trabalho o método de análise estrutural utilizado foi o método dos elementos finitos. Este é um método que recorre a programas de cálculo automático, podendo ser utilizado para a análise de lajes, estruturas porticadas ou outro tipo de estruturas mais complexas. [6]

Este método permite uma análise da estrutura na sua globalidade, isto é, associando pilares, vigas, lajes e paredes, ou pode ser apenas utilizado para se efetuar a análise de partes da estrutura com comportamentos mais complexos.[10]

Na análise de lajes fungiformes, muitas vezes, é apenas detalhada a análise por elementos finitos de cada um dos pisos isolados, devendo nestas situações serem introduzidos nos apoios, os momentos devidos às ações horizontais que são determinadas por uma análise global simplificada da estrutura. [6]

Este método permite as seguintes vantagens:

- Melhor simulação da deformabilidade da laje comparativamente com o método das grelhas;
- Permite ter em consideração ações horizontais;

O programa de cálculo utilizado para desenvolver este trabalho, utilizando o método dos elementos finitos, será o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis Professional 2010.

4

GENERALIDADES DO EDIFÍCIO E CONCEÇÃO ESTRUTURAL

4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O presente trabalho tem como base de aplicação um edifício de habitação que se encontra inserido num condomínio privado. A figura que se apresenta de seguida apresenta a planta geral do piso tipo, sendo que a zona que se encontra delimitada é a parte do piso que irá ser analisada para o desenvolvimento deste trabalho.

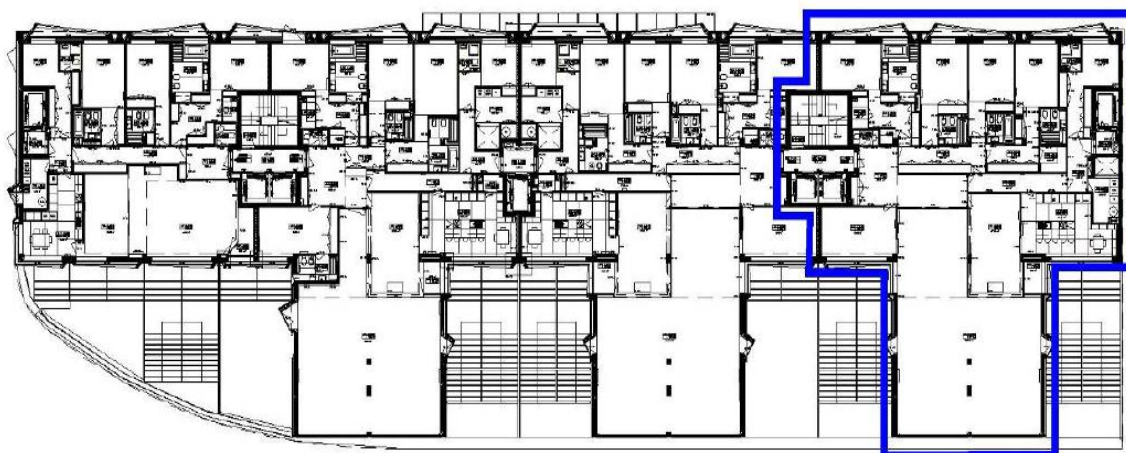


Fig. 4.1. – Planta geral do piso tipo

De acordo com o projeto de arquitetura o edifício é composto por 5 pisos acima do solo e 2 pisos enterrados, cave e subcave.



Fig. 4.2 – Alçado Norte

Na figura anterior apresenta-se uma imagem do alçado norte, onde podemos verificar que apenas os pisos 1,2 e 3 estão em consola. É esta zona que iremos analisar mais pormenorizadamente para os objetivos deste trabalho.

Tendo em consideração que o primeiro piso é onde se verificam os esforços mais condicionantes, este piso foi o escolhido para a efetuar a análise pretendida.

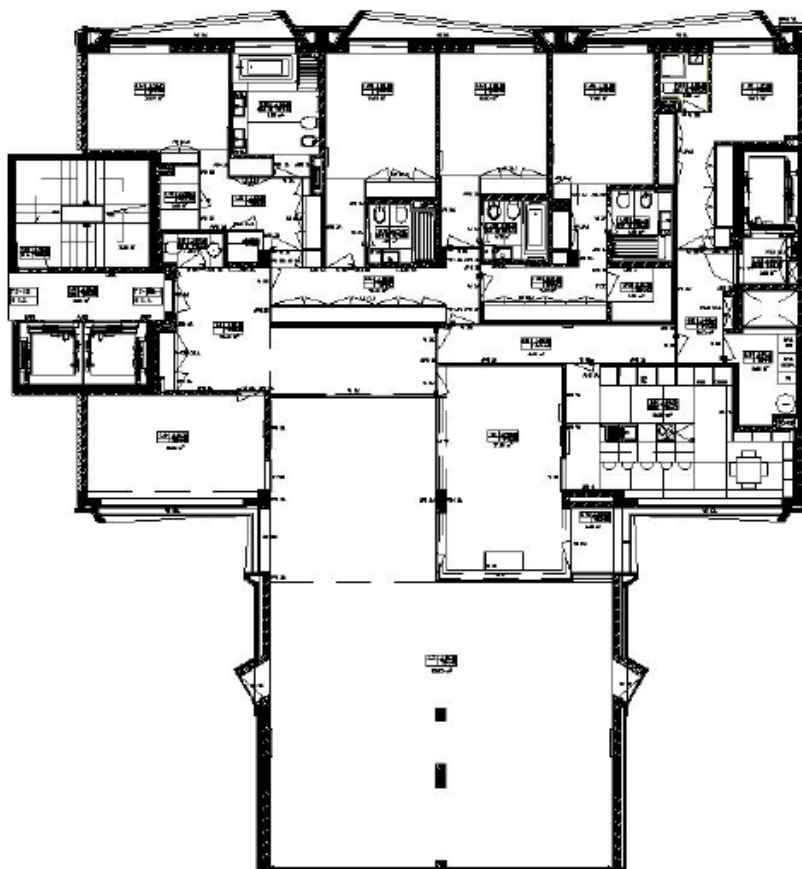


Fig. 4.3 – Zona do piso 1, seleccionada para análise

As plantas e cortes da arquitetura encontram-se no Anexo 1, onde se pode analisar em mais detalhe a constituição de cada piso e das divisões de cada fração.

4.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL

Após uma análise cuidadosa do projeto de arquitetura, foi necessário definir quais as soluções construtivas mais adequadas. Assim, foi escolhida uma solução constituída por lajes fungiformes maciças, suportada por uma malha de pilares e paredes. Esta solução, devido à espessura constante da laje, permite uma maior versatilidade em termos de divisão de espaços do edifício.

Como referido anteriormente, os elementos de comunicação vertical, as escadas e elevadores, são delimitados por paredes de betão armado, pelo facto de estas conferirem uma maior rigidez ao edifício, dado funcionarem como elementos de contraventamento, permitindo assim maior resistência às ações horizontais.

A figura que se segue mostra o sistema estrutural adotado para a análise do trabalho.

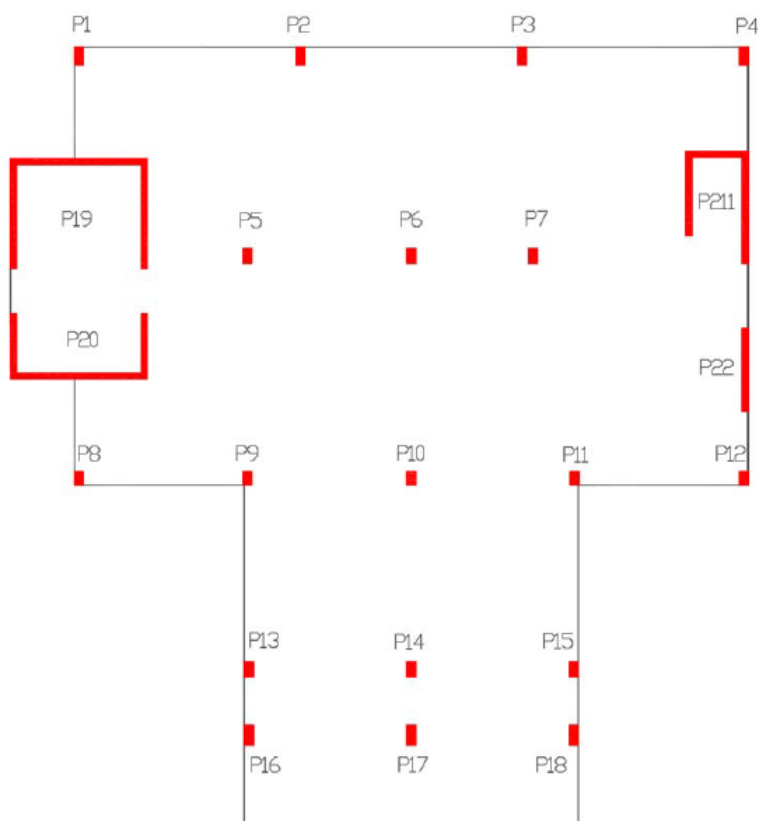


Fig. 4.4 – Sistema estrutural adotado

4.2.1. ANÁLISE DO PISO TIPO

Num edifício desta natureza deve começar-se por definir um piso tipo, isto é, um piso que se repita um maior número de vezes ao longo dos diversos pisos. Neste edifício esta situação pode verificar-se nos pisos 1, 2 e 3, que são até a situação que se pretende estudar no trabalho, visto que os três apresentam uma solução com laje em consola.

4.2.2. NORMAS E REGULAMENTOS

O dimensionamento da estrutura será executado de acordo com o Eurocódigos 0,1 e 2.

4.2.3. MATERIAIS ESCOLHIDOS

Para o presente trabalho foi prevista a utilização de betão C30/37 e aço da classe A500NR.

4.2.4. PILARES

O esquema estrutural de pilares adotado está representado na figura 4.4 e é o proposto pela arquitetura.

5

SEGURANÇA E AÇÕES

Todas as estruturas devem ser projetadas de acordo com o tempo de vida útil que lhes é desejado, sendo que dentro deste período deverão garantir durabilidade e segurança adequados à sua correta utilização. Com isto, a estrutura deve durante esse período garantir as melhores condições de segurança e estabilidade, requerendo o menor número de reparações possível.

Deste modo, para garantir a segurança e durabilidade desejadas, utiliza-se o dimensionamento por estados limites. Estes são estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica afetada, total ou parcialmente, na sua aptidão de desempenhar as funções que lhe foram atribuídas, ou seja, são os estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios do projeto relevantes. Assim sendo, a verificação é feita através da comparação entre as ações a que a estrutura é submetida, nas suas diferentes combinações a que pode ser submetida, e determinados estados limites. Existem, então, dois estados limites a considerar na verificação da segurança, os quais apenas diferem na dimensão dos prejuízos resultantes do seu acontecimento. São eles: [8]

- 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 satisfeitos.

5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No dimensionamento de um edifício deve ter-se em consideração uma variedade de ações simultâneas que irão atuar sobre este, sendo algumas de forma permanente e outras variando no espaço e no tempo. Por este motivo, surge a necessidade de se caracterizar estas mesmas ações e também quantificar as mesmas, sendo isto essencial para um correto dimensionamento. Assim sendo, foi utilizado o Eurocódigo 0, que é um documento onde são definidos os diferentes tipos de ações, independentemente do tipo de material, considerando a possibilidade de ocorrência de ações em simultâneo e tendo em conta a natureza da utilização em causa.

5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo o Eurocódigo 0, as ações deverão ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo da seguinte forma:[8]

- Ações permanentes (G), que assumem valores constantes durante praticamente toda a vida do edifício, tais como o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos, e dos pavimentos rodoviários, e as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- Ações variáveis (Q), que assumem valores com variação significativa ao longo da vida da estrutura, como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento ou a ação da neve.
- Ações de acidente (A), que possuem fraca probabilidade de assumir valores significativos na vida da estrutura, tais como explosões, choques de veículos, incêndios.

5.1.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

As ações são em geral quantificadas por valores característicos, porém no caso das ações variáveis podem tomar valores reduzidos.

Para determinação e quantificação das ações para o dimensionamento dos elementos estruturais foram consideradas as ações permanentes e variáveis pressupostas no Eurocódigo 1.

5.1.3. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

5.1.3.1. Ações permanentes

As ações permanentes verticais consideradas no presente trabalho foram:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Paredes exteriores;
- Revestimentos;
- Paredes divisórias.

No quadro que se segue apresentam-se os pesos específicos dos materiais considerados.

Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção

| | Betão armado | Argamassa tradicional |
|--------------------------------------|--------------|-----------------------|
| Peso específico (KN/m ³) | 25 | 24 |

O peso próprio dos elementos estruturais é determinado através do produto do peso volúmico do betão armado pelo respetivo volume.

Relativamente aos revestimentos em argamassa tradicional, foram consideradas as seguintes espessuras:

- Cave:

- Face superior das lajes maciças fungiformes – 5cm;
- Face inferior das lajes maciças fungiformes – 2 cm;
- Face das alvenarias – 2 cm;
- Habitação:
 - Face superior das lajes maciças fungiformes – 6 cm;
 - Face inferior das lajes maciças fungiformes – 2 cm;
 - Face das alvenarias – 1,5cm

Para as paredes divisórias do edifício foram consideradas paredes de tijolo normal furado de 11 cm, enquanto que para as paredes exteriores adotou-se uma solução de parede dupla de tijolo, sendo o pano exterior constituído por tijolo normal furado de 15cm, seguido de caixa-de-ar com 6cm e o pano interior constituído por tijolo normal de 11cm.

No caso das ações permanentes considerou-se, para a varanda e cobertura, pelo lado da segurança, o correspondente ao somatório dos revestimentos e divisórias utilizadas na habitação.

No quadro seguinte encontram-se apresentadas as ações permanentes consideradas no edifício:

Quadro 5.2 – Ações Permanentes

| | Revestimentos (KN/m3) | Paredes divisórias (KN/m3) | Paredes exteriores (KN/m3) |
|-----------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Cave | 2 | 2 | -- |
| Habitação | 2 | 2 | 4 |
| Varanda | 4 | -- | -- |
| Cobertura | 4 | -- | -- |

5.1.3.2. Ações variáveis – Sobrecarga

As ações variáveis (sobrecarga) são definidas em função do tipo de utilização do edifício e para o caso em estudo foram consideradas as seguintes ações:

Quadro 5.3 – Ações Variáveis

| | Sobrecarga (KN/m ²) |
|---|---------------------------------|
| Cave (garagem para automóveis ligeiros) | 2,5 |
| Habitação | 2 |
| Cobertura (acessível) | 2 |
| Cobertura (não acessível) | 1 |

5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança de estruturas é feita em termos de estados limites, e como já foi referido anteriormente, existem dois estados limites a considerar, os Estados limites últimos e os Estados limites de utilização.

A verificação de segurança efetua-se estabelecendo uma comparação entre parâmetros que definem esses estados limites e os valores obtidos através da combinação de ações. Com as combinações de ações pretende-se obter aquelas que sejam mais desfavoráveis à estrutura e desse modo gerem nesta os efeitos mais desfavoráveis. Assim sendo, as ações permanentes deverão estar sempre presentes em todas as combinações, enquanto que as ações variáveis deverão apenas surgir quando a sua presença for desfavorável à estrutura.

Assim sendo, o dimensionamento de armaduras é realizado tendo em consideração os estados limites últimos, ao passo que a determinação das deformações é realizada considerando os estados limites de utilização.

5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os estados limites últimos estão associados ao colapso da estrutura e referem-se à segurança das pessoas e/ou à segurança das estruturas. [8]

Para estes estados, a simples ocorrência de um determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente da sua duração. A sua ocorrência implica prejuízos muito elevados que põem em causa a capacidade de suporte da estrutura.

Quando apropriado, devem-se verificar os seguintes estados últimos: [8]

- 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 q 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:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço, ou um vetor representando vários esforços;

R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Para verificar a segurança, os valores de cálculo que devem ser utilizados como referência são calculados segundo as regras de combinações que se seguem:

- Combinações de ações param situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (5.2)$$

- Combinações de ações param situações de projeto acidentais:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (5.3)$$

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 – Valore 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;

$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ – 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 de γ e ψ relativos a ações e combinações encontram-se no Eurocódigo 0, no anexo A. Seguem-se de seguida os quadros que se encontram no EC0 com os valores para diferentes categorias.

Quadro 5.4 – Quadro A 1.1 do EC 0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ para edifícios [8]

| Acção | ψ_6 | ψ_1 | ψ_2 |
|---|----------|----------|----------|
| Sobrecargas em edifícios (ver 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 $\leq 30\text{kN}$ | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G: zonas de tráfego, $30\text{kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160\text{kN}$ | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H: coberturas | 0 | 0 | 0 |
| Acção da neve em edifícios (ver EN 1991-1-3) ^(*) | | | |
| – Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia | 0,70 | 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 EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |

*NOTA: Os valores ψ podem ser definidos pelo Anexo Nacional.
(*) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.*

5.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, desde o conforto dos seus utilizadores ao aspecto da construção. [8]

Os estados limites de utilização são definidos através da duração, ou seja, estão relacionados com permanência na estrutura. Isto significa que no caso de a estrutura apresentar um determinado comportamento, este só irá corresponder a um estado limite de utilização quando tiver efeito ativo na estrutura durante um certo período de vida do edifício. [11]

A verificação de segurança quando se considera um estado limite de utilização deve ser executada da seguinte forma:

$$E_d \leq C_d \quad (5.4)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

C_d – valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser efetuada assegurando os valores dos parâmetros que definem esses estados limites, sendo as seguintes combinações utilizadas como referência:

- Combinação característica:

$$E_d = E \{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad (5.5)$$

- Combinação frequente:

$$E_d = E \{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad (5.6)$$

- Combinação quase-permanente

$$E_d = E \{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad (5.7)$$

Em que:

E_d – Valor cálculo do efeito das ações;

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

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

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

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

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

“+” – A combinar com.

Os valores de Ψ estão indicados no Quadro 5.4, anteriormente apresentado.

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

Quadro 5.5 – Quadro A 1.4 do EC 0, valores de cálculo das ações a utilizar na combinação de ações [8]

| 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 | $G_{k,j,sup}$ | $G_{k,j,inf}$ | $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |

6

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

É essencial fazer um bom dimensionamento de qualquer edifício, definindo à partida os diversos elementos do sistema estrutural, como pilares, lajes, vigas; para tal deve ser feito um pré-dimensionamento tão correto quanto possível. Este processo efetuado corretamente e cuidadosamente irá evitar que posteriormente seja necessário fazer alterações nas secções e por sua vez repetir a análise estrutural.

6.1. LAJE FUNGIFORME MACIÇA

Para o pré-dimensionamento das lajes fungiformes maciças devem considerar-se os seguintes aspetos:

- Pré-dimensionamento da espessura face ao maior vão, face às deformações e face aos esforços para ações verticais;
- Para resistências às ações horizontais (em Portugal, principalmente a ação sísmica) devem ser ligadas a paredes resistentes e/ou pórticos pilar-viga na periferia.

6.1.1. ESPESSURA MÍNIMA FACE ÀS DEFORMAÇÕES

O pré-dimensionamento é feito de acordo com o disposto no artigo 7.4.2 do Eurocódigo 2. Sendo que, em geral, as lajes de edifícios que satisfaçam a seguinte relação, l/d , não excederão o valor limite da deformação. É dado pela expressão seguinte: [11]

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_0 k_{\sigma_s} k_t k_l \quad (6.1)$$

Em que:

λ_0 – relação vão/altura útil, de acordo com o estabelecido no quadro 6.1.

k_t – factor de correcção em função da secção, que apenas assume valor diferente de um para vigas em T;

k_l – factor de correcção em função do vão em que para lajes fungiformes quando $l_{eff} \geq 8,5m$ toma o valor de $\frac{8,55}{l_{eff}}$, caso contrário toma o valor de 1.

$k_{\sigma_s} = \frac{310}{\sigma_s}$, é um coeficiente que depende da tensão instalada no aço traccionado em condições de serviço, em que σ_s é a tensão de tracção no aço a meio vão para as ações de cálculo no estado limite de utilização. Este fator encontra-se definido no quadro 6.1 em função do sistema estrutural.

Quadro 6.1 – Valores básicos da relação vão/altura útil para os elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [9]

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

Tendo em consideração o quadro que se encontra em cima, e o descrito no EC2 (“...Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.”), para o caso em estudo, e considerando:

$$l = 7,55 \text{ (maior vão)}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{l}{d}\right)_0 = 24 \text{ (betão levemente solicitado, percentagem de armaduras moderadas } \rho=0,5\%)$$

$$K_{\sigma_s} = 1,2 \text{ (através do quadro 6.1)}$$

$$K_T = 1 \text{ (laje fungiforme)}$$

$$K_l = 1 \text{ (} L_{\text{eff}} \leq 8,5\text{m)}$$

$$\frac{7,55}{d} \leq 24 \times 1,2 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d \geq 0,26\text{m}$$

Considerou-se, no pré-dimensionamento uma laje de espessura $h = 0,28$ m. Esta espessura foi igualmente considerada para a parte da estrutura em consola.

Para verificar a adequabilidade da espessura escolhida irá realizar-se o cálculo do valor do momento reduzido para esta solução. Para se verificar que a espessura escolhida é suficiente e economicamente viável face aos esforços atuantes, o valor deste deverá ser inferior a 0,20.

O momento reduzido será então calculado a partir da seguinte expressão:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.2)$$

Em que:

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

M_{sd} – Valor de cálculo do momento fletor atuante;

b – Largura da secção;

d – Altura útil da secção;

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

Ações verticais a considerar:

- Peso próprio da laje: $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7,0 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2

Considerando:

- $f_{cd} (30/37) = 20 \text{ Mpa}$
- $d = 0,26 \text{ m}$
- $l = 7,55 \text{ m}$ (maior vão)

Temos então:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,0 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2 = 18,28 \text{ kN/m}^2 \quad (6.3)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{8} = 130,25 \text{ kNm/m} \quad (6.4)$$

Utilizando a expressão (6.2):

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,5 \times 130,25}{1,0 \times 0,26^2 \times 20 \times 10^3} = 0,145 \leq 0,20$$

6.2. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares será realizado considerando apenas o valor de ações verticais, apesar da existência de momentos nos pilares poder levar a um aumento de área das secções. Deste modo, partindo do conhecimento da disposição dos pilares e da área de influência dos mesmos, obtiveram-se as respetivas secções, através da acumulação das cargas de cada piso. A área de influência de um pilar pode ser interpretada como sendo a parcela da carga total do pavimento transferida para o pilar correspondente.

Assim sendo, a verificação de peças sujeitas a compressão simples é efetuada a partir da seguinte expressão, a qual se baseia na comparação entre os esforços atuantes (N_{sd}) e os esforços resistentes (N_{rd}):

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (6.5)$$

Na figura que se segue podemos analisar as áreas de influência consideradas para cada pilar do piso em análise:

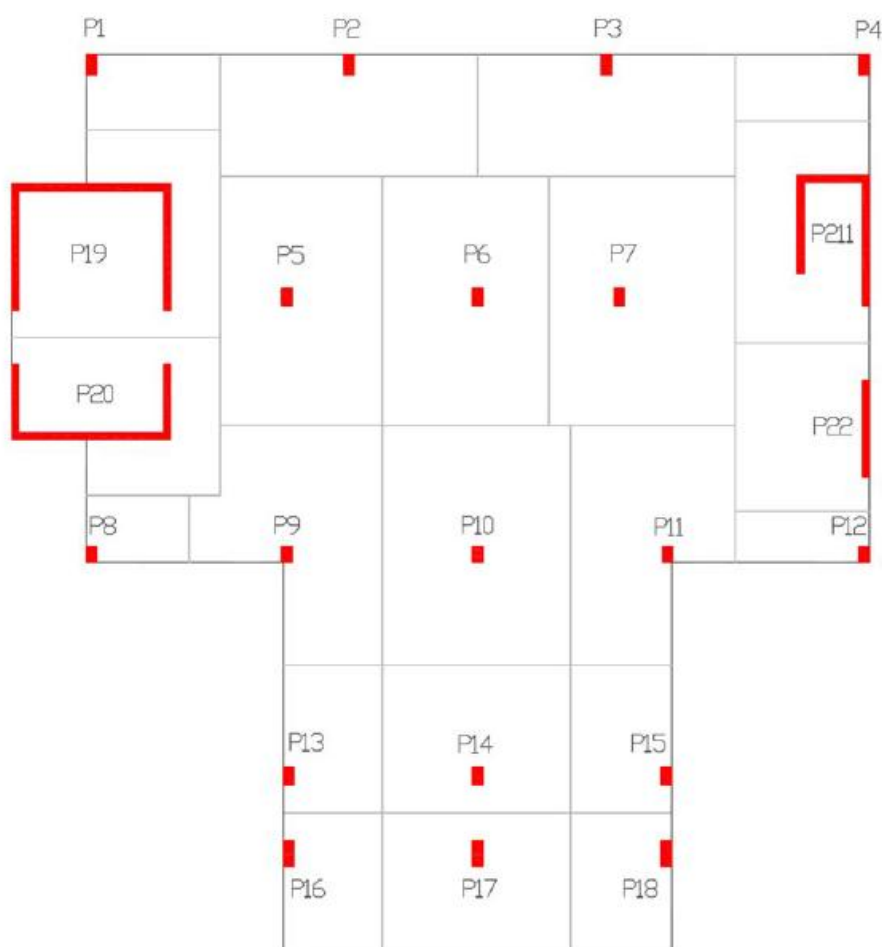


Fig. 6.1 - Área de influência dos pilares do piso em análise

Os esforços resistentes (N_{rd}), que representam a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão, são calculados a partir da seguinte expressão:

$$N_{sd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \quad (6.6)$$

Em que,

A_c – Área da secção do pilar;

A_s – Área da secção de aço;

N_{sd} – Valor de cálculo do esforço normal atuante;

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

f_{syd} – Valo de cálculo da tensap de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.

Nos cálculos foi considerada uma percentagem de aço A500 na ordem de 1% da área de betão.

$$A_s = 0,01 \times A_c \quad (6.7)$$

Considerando,

$$f_{cd} = 20000 \text{ Kpa}$$

$$f_{syd} = 435000 \text{ Kpa}$$

Temos então,

$$N_{sd} = 20000 \times A_c + 435000 \times 0,01 \times A_c$$

$$N_{sd} = 24350 \times A_c$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \quad (6.8)$$

Relativamente aos esforços atuantes, foi utilizada a seguinte expressão:

$$N_{sd} = N_1 \times A_{inf} + N_2 \times L_{inf} \quad (6.9)$$

Em que:

N_1 – Esforços atuantes correspondentes à laje de piso;

A_{inf} – Área de influência do pilar;

N_2 – Esforços atuantes correspondentes às paredes de fachada;

L_{inf} – Desenvolvimento correspondente aos esforços das paredes de fachada que atuam sobre os pilares.

Através do método em cima descrito foram retirados os valores da área de betão e conseqüentemente as secções dos pilares. Estas foram obtidas ao nível da base dos pilares, visto que aí é onde se encontram os valores máximos de esforços axiais, ou seja, os esforços mais condicionantes.

De seguida será demonstrado, a título de exemplo, o pré-dimensionamento do pilar P7 e P16, de modo a expor o método utilizado para o efeito. Estes foram os exemplos escolhidos por serem pilares que apresentam, devido à sua localização no edifício, características estruturais distintas.

6.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P7

Na figura que se segue, encontra-se representada a área de influência considerada para o pilar P7, no piso em análise no presente trabalho.

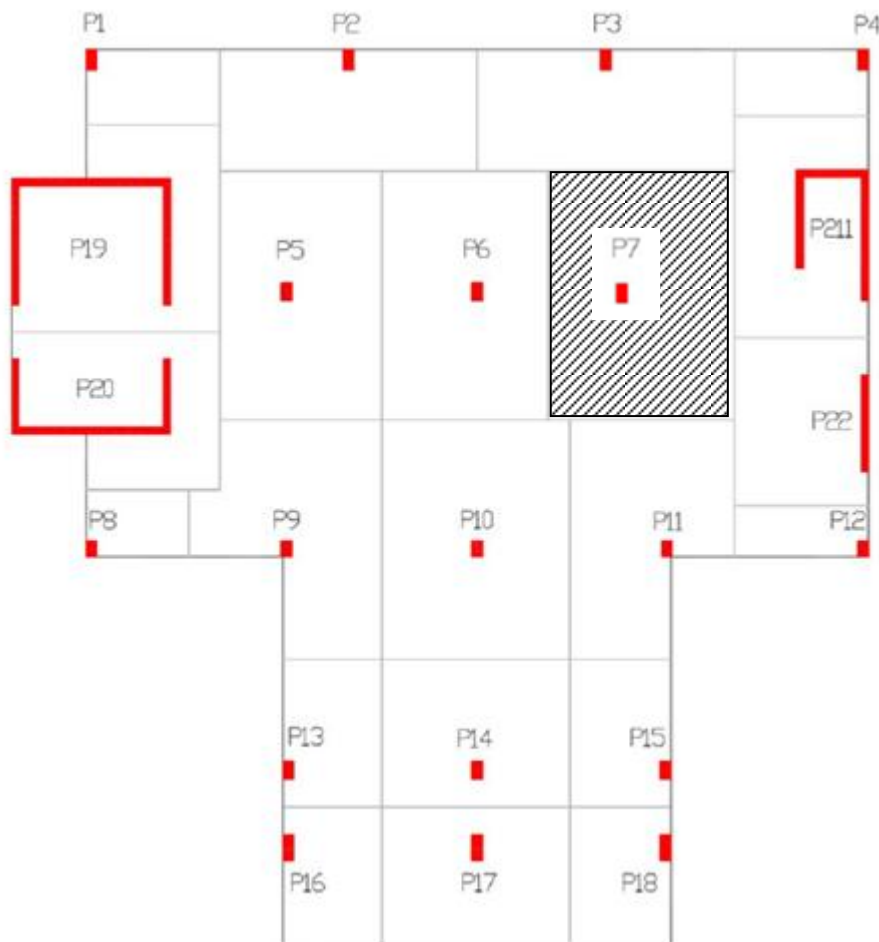


Fig. 6.2 – Área de influência do pilar P7

As ações a considerar no pré-dimensionamento do pilar são:

Cave

- Peso próprio da laje – $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos – 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $3,36 \times 2 \times 0,4 = 2,68 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em garagens: $2,5 \text{ kN/m}^2$
- Área de influência: $39,84 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{Cave} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,68) + 1,5 \times 2,5) \times 39,84 = 777,6 \text{ kN} \quad (6.10)$$

Habituação – rés-do-chão:

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2

- Área de influência: $39,84 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{R/C} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 39,84 = 728,35 \text{ kN} \quad (6.11)$$

Habitação – Piso 1 a 3:

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2
- Área de influência: $39,84 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{piso1a3} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 39,84 \times 3 = 2185,06 \text{ kN} \quad (6.12)$$

Habitação – Piso 4:

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2
- Área de influência: $39,84 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{piso4} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,68) + 1,5 \times 2) \times 39,84 = 728,36 \text{ kN} \quad (6.13)$$

Cobertura:

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis: 1 kN/m^2
- Área de influência: $39,84 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{cobertura} = (1,35 \times (7 + 4) + 1,5 \times 1) \times 39,84 = 651,38 \text{ kN} \quad (6.14)$$

O valor de cálculo do esforço normal atuante será:

$$N_{sd}^{total} = N_{sd}^{cave} + N_{sd}^{R/C} + N_{sd}^{piso1a3} + N_{sd}^{piso4} + N_{sd}^{cobertura} = 5070,75 \text{ kN} \quad (6.15)$$

Deste modo temos que:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} = 0,208 \text{ m}^2 \quad (6.16)$$

Visto que para este pilar existem limitações arquitetónicas, no piso tipo, no que diz respeito ao seu comprimento (direção Lyy), que terá de ser igual a 0,50m, temos:

$$A_c = largura \times comprimento \quad (6.17)$$

$$\Leftrightarrow largura = 0,208/0,50 = 0,416 \text{ m} \approx 0,40\text{m}$$

Assim, a secção do Pilar P7 considerada é de $0,40 \times 0,50 \text{ m}^2$

Por motivos de simplificação, a primeira dimensão referida nos pilares será sempre em relação ao eixo das abcissas (xx) e a segunda em relação ao eixo das ordenadas (yy).

6.2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P16

Visto que o edifício apresenta características diferentes consoante os pisos que se estão a analisar, este pilar terá então diferentes áreas de influência dependendo dos pisos em estudo. Este pilar encontra-se na zona em consola do edifício, portanto vai receber esforços da cave -1, do rés-do-chão, piso 1, piso 2 e da cobertura acessível (piso 3) acima destes dois últimos, sendo que a cobertura acessível se situa na zona do “avançado” do edifício.

- Cave:

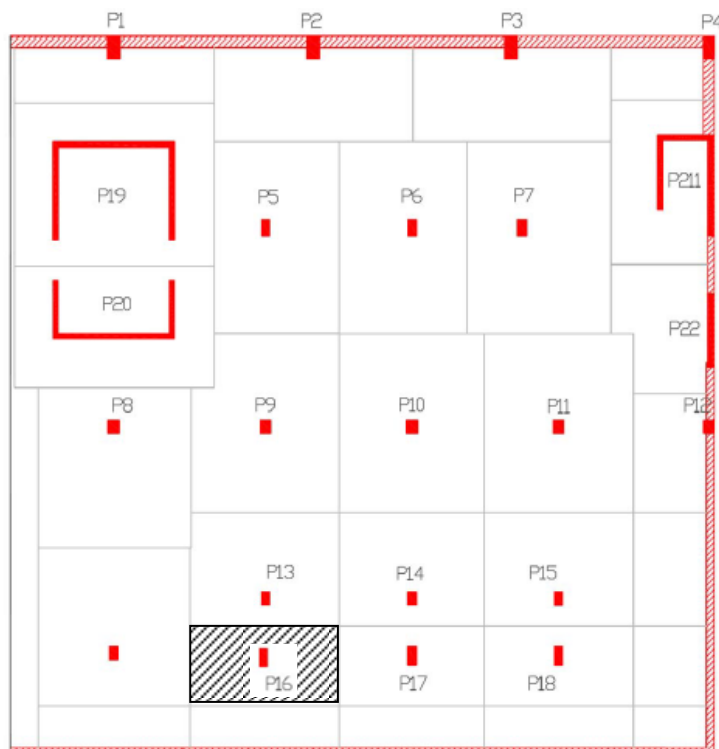


Fig. 6.3 – Área de influência do pilar P16 – cave

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $3,36 \times 2 \times 0,4 = 2,69 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em garagens: 4 kN/m^2
- Área de influência: $17,47 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{cave} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,69) + 1,5 \times 2,5) \times 17,47 = 341,22 \text{ kN} \quad (6.18)$$

- Habitação – rés-do-chão:

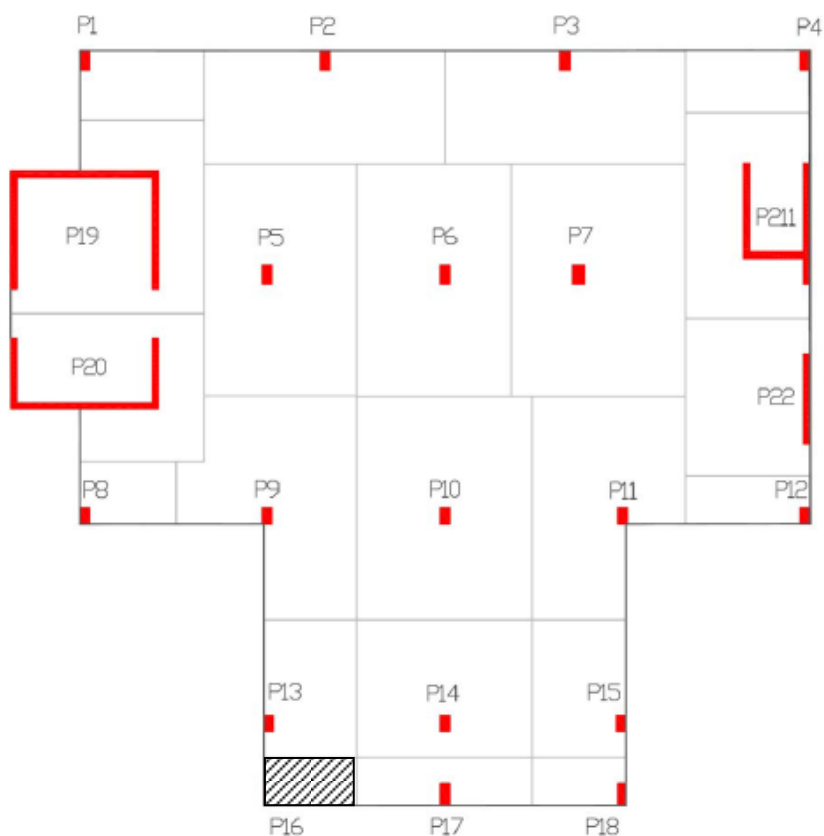


Fig. 6.4 - Área de influência do pilar P16 – Rés-do-chão

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2
- Área de influência: $5,24 \text{ m}^2$
- Peso próprio da parede de fachada: $2,5 \times 4 = 10 \text{ kN/m}$
- Desenvolvimento da parede de fachada: $1,77 \text{ m}$

$$N_{sd}^{cave} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 5,24 + 1,35 \times 10 \times 1,77 = 119,69 \text{ kN} \quad (6.19)$$

- Habitação – piso 1 a 2:

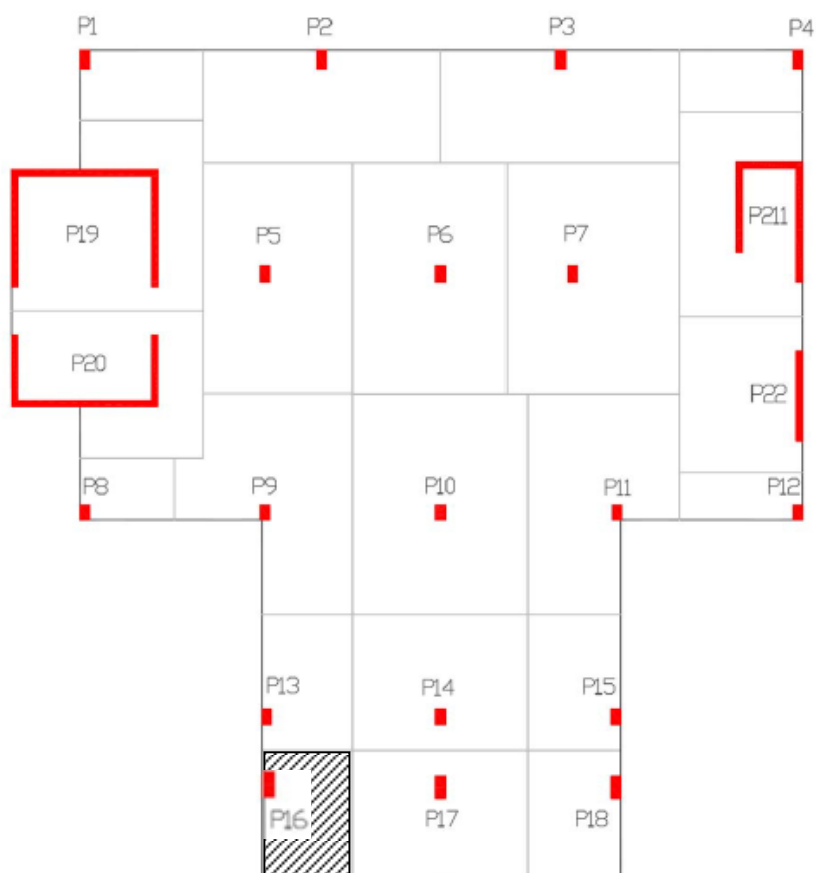


Fig. 6.5 – Área de influência do pilar P16 – Piso 1 a 2

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação: 2 kN/m^2
- Área de influência: $12,47 \text{ m}^2$
- Peso próprio da parede de fachada: $2,5 \times 4 = 10 \text{ kN/m}$
- Desenvolvimento da parede de fachada: $4,20 \text{ m}$

$$N_{sd}^{cave} = 2 \times [(1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 12,47 + 1,35 \times 10 \times 4,20] = 569,35 \text{ kN} \quad (6.20)$$

- Piso 3 – cobertura acessível

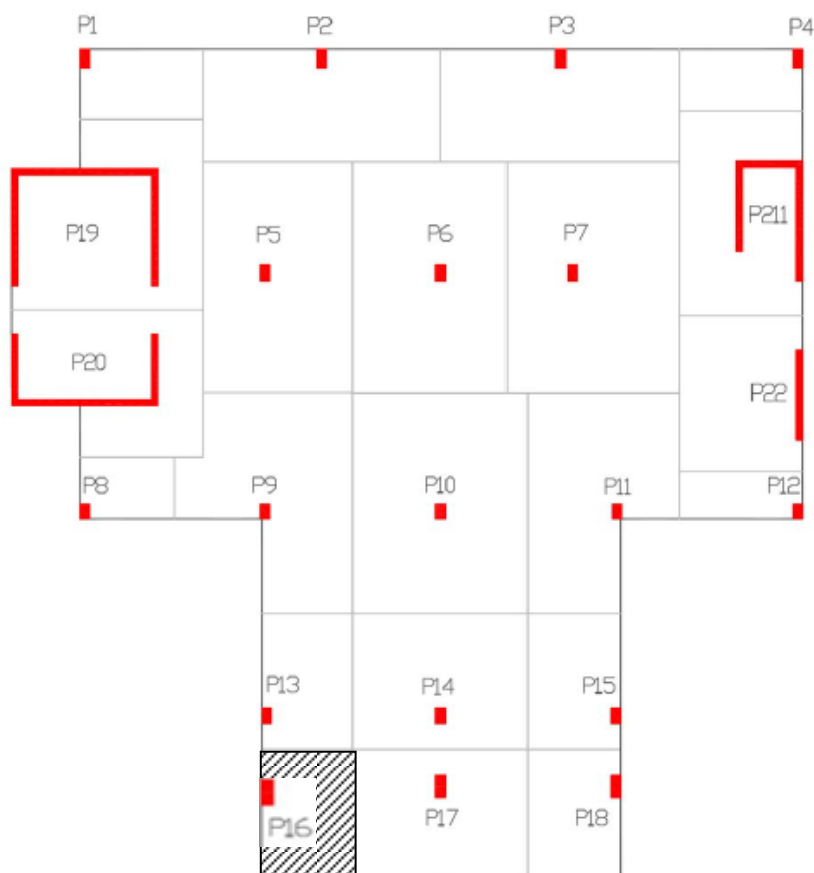


Fig.6.6 – Área de influência do pilar P16 – piso 3 (cobertura acessível)

- Peso próprio da laje: $0,28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos: 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas acessíveis: 2 kN/m^2
- Área de influência: $12,47 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{cobertura} = (1,35 \times (7 + 4) + 1,5 \times 2) \times 12,47 = 222,59 \text{ kN} \quad (6.21)$$

O valor de cálculo do esforço normal que irá atuar neste pilar será:

$$N_{sd}^{total} = N_{sd}^{cave} + N_{sd}^{R/C} + N_{sd}^{piso1a2} + N_{sd}^{cobertura} = 1252,85 \text{ kN} \quad (6.22)$$

Assim sendo,

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \Leftrightarrow A_c = \frac{1252,85}{24350} = 0,0515 \text{ m}^2 \quad (6.23)$$

Fixando a largura do pilar em 0,30m, temos:

$$A_c = \text{largura} \times \text{comprimento} \quad (6.24)$$

$$\Leftrightarrow \text{comprimento} = 0,0515 \times 0,30 = 0,171 \text{ m}$$

Contudo, devido a exigências construtivas, adota-se uma secção de $0,30 \times 0,30$ para o pilar P16.

6.2.3. SECÇÕES DOS PILARES

Na figura que se segue estão representadas as secções de todos os pilares da estrutura, obtidas através do pré-dimensionamento, do piso em análise neste trabalho.

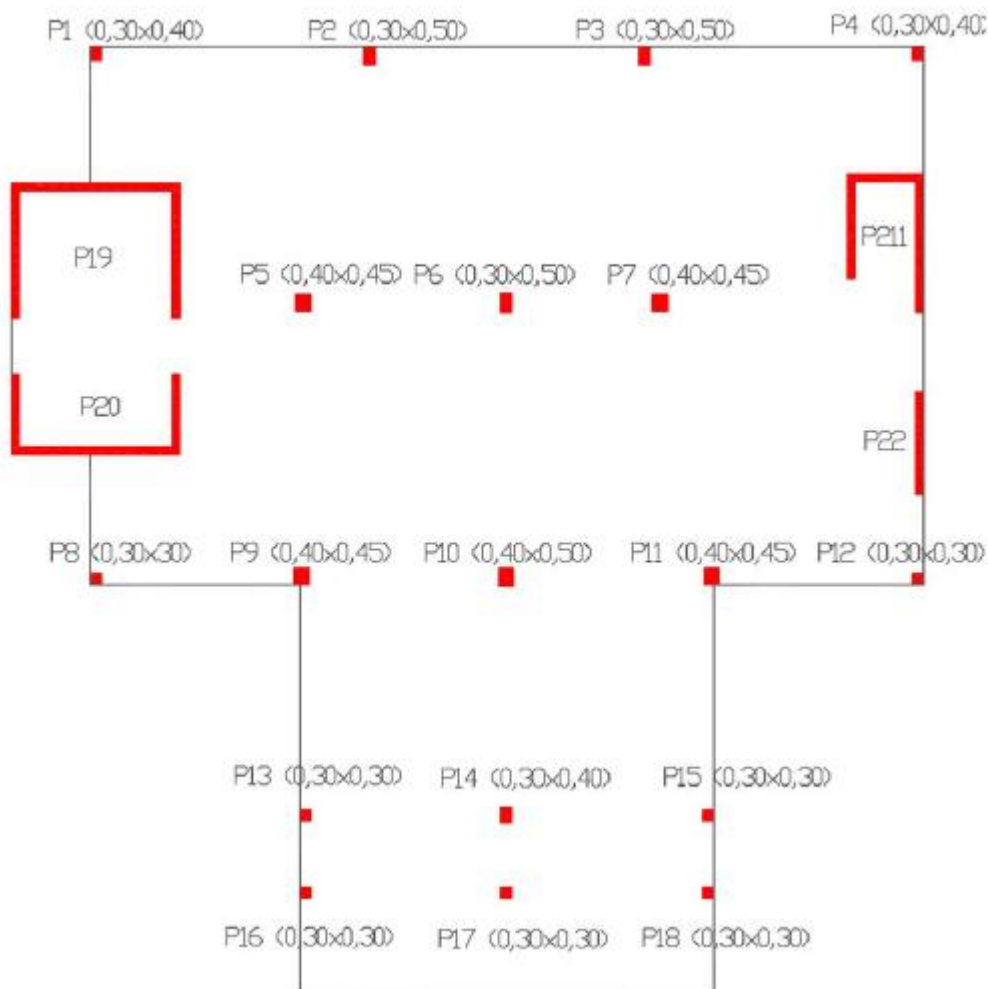


Fig. 6.7 – Secções dos Pilares

Este raciocínio de cálculo estende-se a todos os outros pilares da estrutura e os seus valores serão apresentados no anexo 2, assim como serão expostas neste anexo as plantas de todos os pisos e respectivas áreas de influência consideradas.

7

DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos estruturais deste edifício irá ser realizado de acordo com o Eurocódigo 2 e com recurso ao programa de cálculo automático Robot Strutral Analysis Professional 2010. Dada a natureza deste trabalho, apenas se irão dimensionar os pilares e a laje do piso tipo e do piso de cima, que apesar de serem iguais são os elementos que irão influenciar a análise das deformações que irá ser feita no capítulo seguinte. Esta análise irá ser realizada com recurso a um modelo tridimensional, calculado no programa acima mencionado, modelando-se a estrutura com os elementos estruturais que resultam do pré-dimensionamento realizado anteriormente. É ainda de referir que as ações naturais, sismos e vento não vão ser alvo de estudo no presente trabalho, uma vez que influenciam principalmente o dimensionamento dos elementos verticais.

7.1. MODELO DE CÁLCULO

O modelo estrutural inicial procura retratar da forma mais adequada a estrutura real, que será o piso tipo. Do pré-dimensionamento realizado anteriormente resultou uma laje fungiforme maciça de 0,28m de espessura e pilares de dimensões variadas, desde secções de $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$ a $0,4 \times 0,5 \text{ m}^2$.

Assim sendo, concluído o pré-dimensionamento, definiu-se o modelo estrutural a introduzir no programa de cálculo, respeitando as secções anteriormente obtidas.

7.1.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Neste modelo os pilares foram realizados com recurso a elementos de barra simples (RC colum, no Robot) que consiste num elemento de barra de dois nós, a que se atribui as características dimensionais definidas no pré-dimensionamento e as características do material definido, neste caso betão C30\37.

Visto que estes têm uma inércia considerável, na ligação pilar laje admitiu-se uma continuidade. Os pilares foram definidos com 3 metros acima e abaixo do piso.

Relativamente às paredes do modelo, estas foram definidas com o elemento finito do tipo Shell, de quatro nós, aos quais se atribui também a as características geométricas definidas pela arquitetura e as características do material escolhido para as mesmas.

Quanto à modelação das lajes, esta foi feita recorrendo a elementos do tipo Shell homogéneos, aos quais também foram atribuídos as dimensões definidas no pré-dimensionamento, assim como as características mecânicas do material escolhido, que foi também betão C30\37.

Na figura que se segue está uma imagem do modelo estrutural utilizado para o dimensionamento.

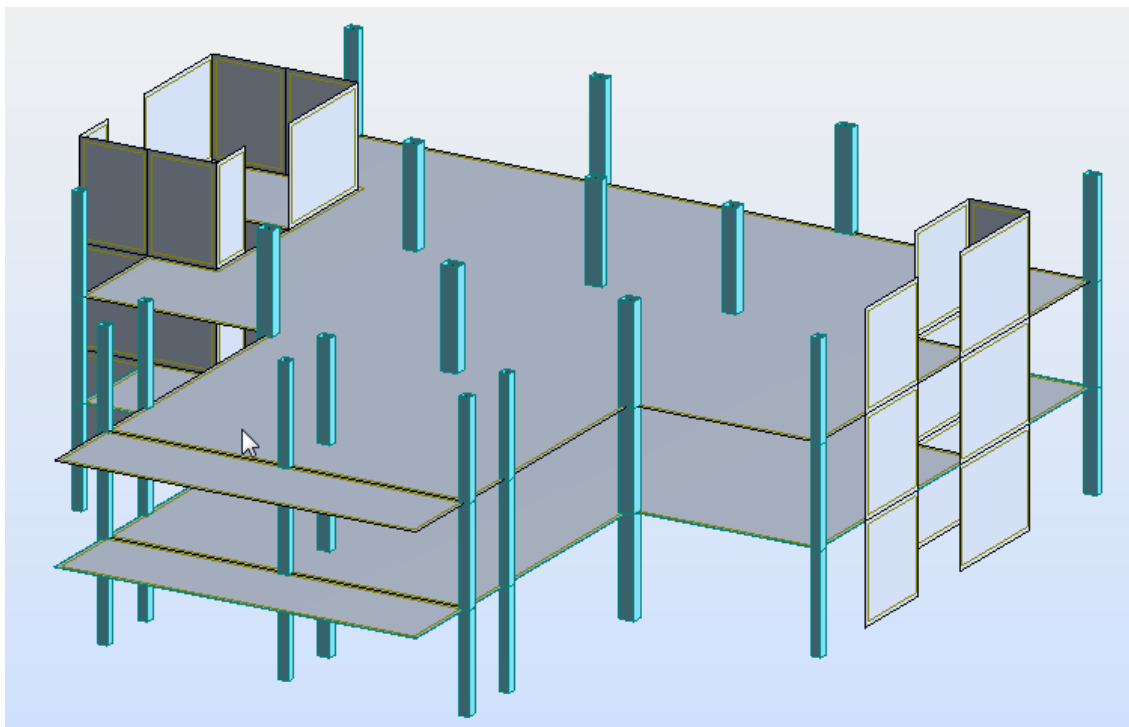


Fig. 7.1 – Vista 3D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot

Tal como já foi referido anteriormente, o modelo estrutural foi feito recorrendo ao programa de cálculo automático. Este programa tem como base de cálculo o método dos elementos finitos, que tal como foi dito anteriormente é o método de cálculo que iremos utilizar.

O método dos elementos finitos consiste em dividir um elemento contínuo em elementos mais pequenos, uma malha de elementos finitos, que mantém as mesmas propriedades do elemento estrutural antes de ser dividido. Este método procura reproduzir de um modo o mais fidedigno possível aquilo que acontece na realidade, e desta forma obter resultados mais rigorosos em o mais perto da realidade o possível.

Nem modelo, escolheu-se uma malha quadrada de aproximadamente 0,25m comprimento, e que se encontra representada na figura que se segue.

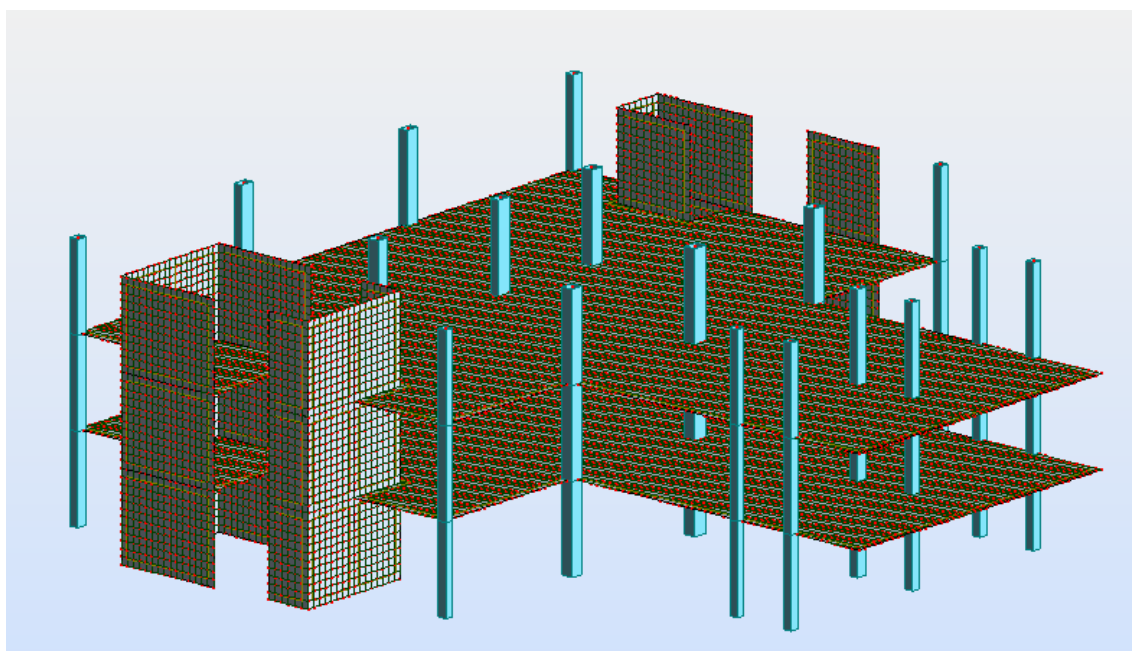


Fig. 7.2 – Vista 3D do modelo com a malha de elementos finitos

Finalmente, no que toca aos apoios da estrutura, cada nó do modelo irá possuir 6 graus de liberdade, rotação e translação nos sentidos x , y e z . Deste modo, de forma a reproduzir as condições de ligação/apoio dos diferentes elementos estruturais, foram consideradas as seguintes condições de apoio:

- Pilares:
 - Encastramento (extremidade inferior): restrição de 6 graus de liberdade do nó, os três deslocamentos lineares (U_x ; U_y e U_z) e as 3 rotações (R_x , R_y e R_z);
 - Encastramento deslizante (extremidade superior): restrição de 5 graus de liberdade do nó, os e deslocamentos lineares (U_x e U_y) e as 3 rotações (R_x , R_y e R_z), permitindo o deslocamento linear U_z ;
- Paredes resistentes:
 - Rótula (extremidade inferior): restrição de 3 graus de liberdade do nó, os 3 deslocamentos lineares (U_x , U_y e U_z), e permitindo as 3 rotações (R_x , R_y e R_z);
 - Duplo deslizante (extremidade superior): restrição de 2 graus de liberdade do nó, os deslocamentos lineares (U_x e U_z), permitindo o deslocamento linear U_y e as três rotações (R_x , R_y e R_z).

Na figura que se apresenta a seguir apresentam-se os apoios referidos em cima.

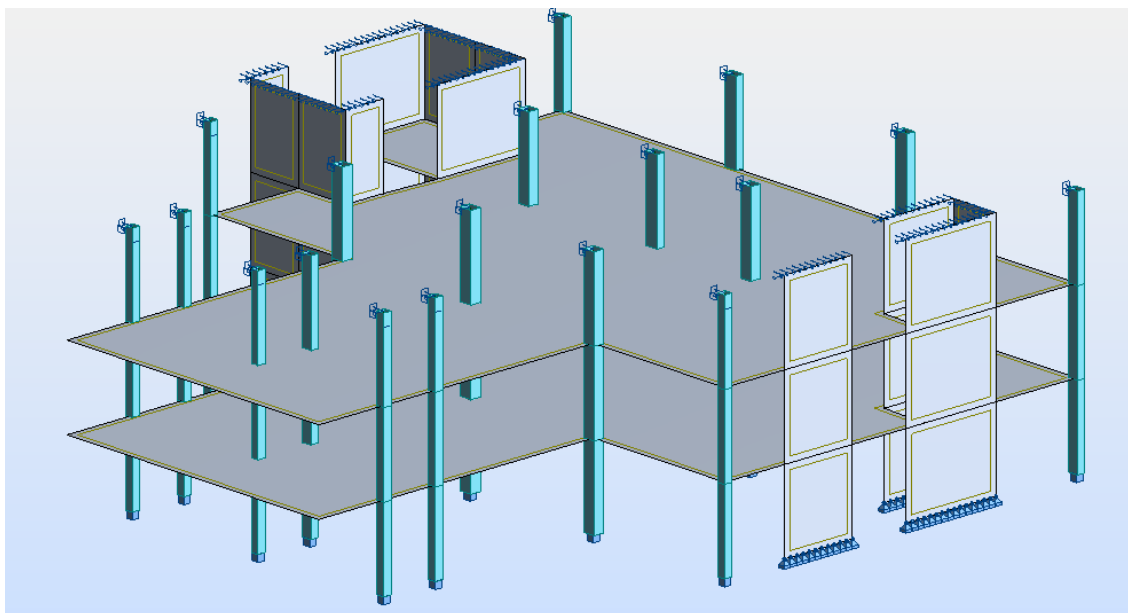


Fig. 7.3 – Vista 3D do modelo com as condições de apoio consideradas

7.1.2. AÇÕES

Após estar montado o modelo estrutural, foram introduzidas as ações verticais consideradas para o exemplo de estudo. Estas ações atuantes refletem as ações resultantes do piso em análise, caracterizadas no capítulo 5.

Assim sendo, para o dimensionamento da estrutura foram consideradas as seguintes cargas:

- Peso próprio da parede de fachada: $2 \times 1 \times 4 = 8kN/m$
- Peso próprio dos revestimentos: $2kN/m^2$
- Peso próprio das paredes divisórias: $2kN/m^2$
- Sobrecarga em habitação: $2kN/m^2$

O peso próprio da laje é calculado automaticamente pelo programa, pelo que não foi definido nenhum valor para essa Ação.

Para o dimensionamento recorreu-se às combinações fundamentais e, neste contexto, aos Estados limites últimos.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.1)$$

Isto é,

$$E_d = 1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,5 \times Sobrecarga \quad (7.2)$$

Em que,

PP – peso próprio da laje;

RCP – restante carga permanente (paredes de fachada + revestimentos + paredes divisórias)

Sobrecarga – Ação a considerar consoante o tipo de função do espaço, nesta caso habitação.

7.2. DISPOSIÇÕES DE PROJETO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

7.2.1. ARMADURAS

Nas estruturas de betão armado e pré-esforçado devem dispor-se, além das armaduras principais, determinadas a partir dos esforços obtidos para a estrutura e dimensionadas de acordo com o EC2, armaduras secundárias para que seja garantida a eficiência do funcionamento das principais armaduras. Estas armaduras previnem situações que, apesar do adequado dimensionamento, não são possíveis de simular devido à complexidade do seu comportamento real.

7.2.1.1. Recobrimento das armaduras

O recobrimento das armaduras é a distância entre a superfície da armadura que fica mais próxima da superfície de betão mais próxima e esta última. [9]

O recobrimento das armaduras deve possibilitar a execução de uma betonagem em boas condições, assegurando não só uma proteção adequada de modo a não ocorrer corrosão de armaduras mas também uma eficaz transmissão de forças entre as armaduras e o betão.

Em lajes, por se tratarem de elementos que normalmente não atingem dimensões muito elevadas, tendo portanto, de um modo geral, pequena espessura, podemos adotar recobrimentos inferiores aos que normalmente se utilizam em vigas. Podemos então adotar recobrimentos que andem na ordem dos 0,02 a 0,04 metros.

No Eurocódigo 2 estão definidos os recobrimentos nominais (C_{nom}), que devem ser respeitados. O recobrimento escolhido nunca deverá ser inferior a este C_{nom} .

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (7.3)$$

Em que:

C_{min} – recobrimento mínimo calculado de acordo com as indicações do Eurocódigo 2;

ΔC_{dev} – Margem de cálculo para as tolerâncias de cálculo de execução;

Neste dimensionamento irá ser adotado um recobrimento de 0,04 metros.

7.2.1.2. Distância entre armaduras

A distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação satisfatória e assegurar adequadas condições de aderência [9].

A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões não deverá ser inferior ao maior dos valores seguintes: K_1 vezes o diâmetro do varão, ($d_g + k_2$ mm), onde d_g é a dimensão máxima do agregado, ou 20mm. Os valores de k_1 e k_2 são definidos no anexo Nacional, mas os valores recomendados são, respetivamente, 1 mm e 5 mm.[9]

O Eurocódigo 2 impõe também limites para o espaçamento máximo entre as armaduras, sendo que este não poderá ser superior a $S_{máx,slabs}$. Os valores recomendados são: [9]

- Armaduras principais: $3h \leq 400$ mm;
- Armaduras de distribuição: $3,5h \leq 450$ mm.

Nas zonas que podemos encontrar cargas concentradas ou momentos máximos, os limites passam a ser:

- Armaduras principais: $2h \leq 250$ mm;
- Armaduras de distribuição: $3h \leq 400$ mm.

Onde h representa a espessura total da laje.

7.2.1.3. Armadura longitudinal – áreas máxima e mínima de armadura

Segundo o Eurocódigo 2 [9], a armadura mínima a utilizar deverá respeitar o limite de:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (7.4)$$

Mas nunca deverá ser inferior a:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (7.5)$$

Já relativamente ao limite superior, a armadura máxima a utilizar não deverá ser superior a:[9]

$$A_{s,máx} = 0,04 A_c \quad (7.6)$$

Em que:

A_c – área da secção de betão;

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado;

b_t – largura média da zona tracionada(no caso de lajes a análise é feita por metro);

d – altura útil da secção.

No entanto, se for exigido um controlo de fendilhação, será necessária uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a largura de fendas nas zonas em que se prevê a ocorrência de tensões de tração. Esta quantidade mínima de armadura é uma imposição do Eurocódigo 2 e é dada pela seguinte expressão:[9]

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.7)$$

Em que, [9]

$A_{s,min}$ – Área mínima das armaduras para betão armado na zona tracionada;

A_{ct} – Área de betão traccionado;

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

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas (pode ser considerado igual ao f_{ctm} , se se prever um fendilhação antes dos 28 dias);

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação;

k_c – coeficiente que tem em consideração a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da secção fendilhar e a variação do braço do binário. (para tração simples assume o valor de 1,0)

Deste modo devemos adotar como valor para armadura longitudinal mínima , o maior dos três valores resultante das expressões anteriormente indicadas.

Assim sendo, considerando:

- $h = 0,28\text{m}$ e $d = 0,24\text{m}$
- A500 e $f_{syd} = 434,78\text{ MPa}$
- C30/37 e $f_{cd} = 20\text{ Mpa}$

Desde modo, temos:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{2,9}{500} \times 1 \times 0,24 \cong 3,62\text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t = 0,0013 \times 1 \times 0,24 \cong 3,12\text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \Leftrightarrow A_{s,min} = 1 \times 1 \times \left(1 \times \frac{0,28}{2}\right) \times \frac{2,9}{500} \cong 8,12\text{ cm}^2/\text{m}$$

Podemos então assumir que a armadura mínima, $A_{s,min} = 8,12\text{ cm}^2/\text{m}$, para a área mínima de armadura longitudinal, para a laje, nas duas direções ortogonais. Esta área representa o somatório da secção de armadura superior com secção de armadura inferior.

7.3. LAJE FUNGIFORME MACIÇA

A solução de laje escolhida para este trabalho consiste numa laje fungiforme maciça de espessura constante. O pré-dimensionamento e dimensionamento da laje foram feitos segundo o Eurocódigo 2. Pretende-se durante o dimensionamento demonstrar que todos os requisitos do regulamento são cumpridos, nomeadamente armaduras mínimas e momentos reduzidos. Caso em alguma faixa da laje esses requisitos não sejam cumpridos será necessário adotar uma nova secção.

O dimensionamento da laje foi feito obtendo os momentos fletores através do programa de cálculo automático Robot Strutural Analysis Professional 2010. O dimensionamento foi feito com base nos valores obtidos através do programa

Na análise das imagens que representam os momentos fletores obtidos a partir do programa de cálculo automático, deve ter-se em atenção o facto de os sinais dos momentos serem contrários à convenção usada normalmente em Resistência dos Materiais.

Para o cálculo das armaduras das lajes foram usadas duas expressões que são aplicáveis sem margem de erro significativa para momentos reduzidos inferior a 0,30. As expressões referidas são as seguintes: [14]

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (7.8)$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (7.9)$$

7.3.1. ARMADURA INFERIOR

No cálculo da armadura inferior, foram adotados os seguintes critérios:

- Majoração dos momentos positivos em 15% para ter em consideração a possível alternância de sobrecargas que não foi contabilizada nas combinações de ações;
- Da análise dos diagramas dos momentos fletores conclui-se não ser rentável proceder à dispensa das armaduras inferiores.

De seguida apresenta-se um figura que representa o mapa do diagrama dos momentos fletores da laje segundo a direção “x”, no estados limites últimos. A variação é demonstrada com uma variação da intensidade de cor, sendo o mais escuro o maior momento e o mais claro o menor.

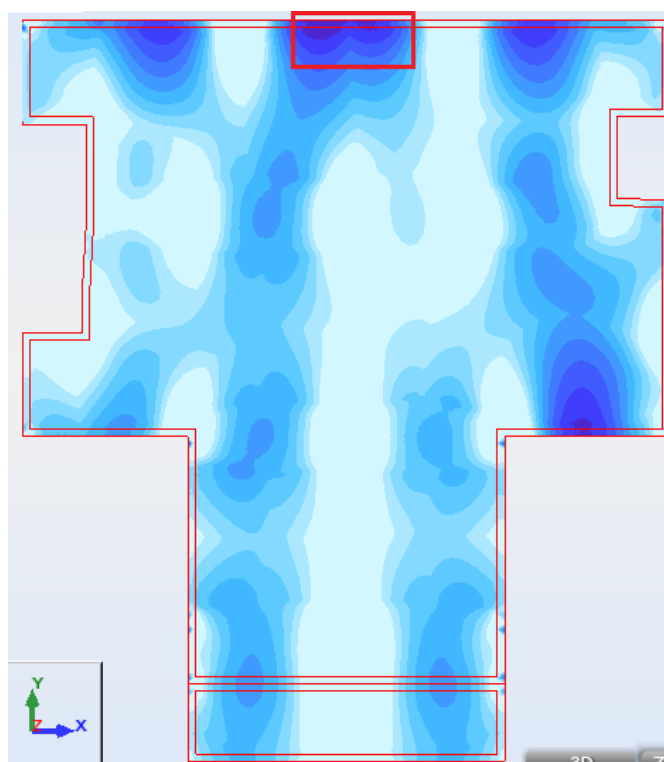


Fig. 7.4 – Mapa dos momentos fletores segundo “x”

O mapa dos momentos fletores permite-nos encontrar o maior momento fletor, segundo esta direção, e desta forma poderemos calcular, através das expressões referidas anteriormente, a armadura longitudinal inferior para a laje.

A figura que se segue apresenta a zona onde ocorre o valor máximo dos momentos fletores obtidos; tendo este o valor, segundo esta direção, de 65,32kNm.

| | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------|--------|--------|--------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| -38,76 | -47,32 | -53,59 | -57,98 | -60,80 | -65,32 | -61,62 | -59,74 | -56,88 | -60,00 | -58,17 | -56,73 | -54,10 | | |
| 44,13 | -52,15 | -57,81 | -61,54 | -63,64 | -64,34 | -63,80 | -62,14 | -59,45 | -55,79 | -56,67 | -58,34 | -59,02 | -58,65 | -57,09 |
| 41,55 | -49,20 | -54,67 | -58,31 | -60,40 | -61,13 | -60,66 | -59,09 | -56,52 | -53,02 | -53,41 | -54,92 | -55,49 | -55,04 | -53,45 |
| 39,92 | -47,13 | -52,32 | -55,78 | -57,75 | -58,41 | -57,90 | -56,34 | -53,80 | -50,36 | -50,34 | -51,80 | -52,34 | -51,90 | -50,37 |
| 38,38 | -45,18 | -50,08 | -53,35 | -55,19 | -55,76 | -55,21 | -53,63 | -51,12 | -47,74 | -47,27 | -48,67 | -49,19 | -48,77 | -47,31 |
| 37,02 | -43,36 | -47,96 | -51,02 | -52,71 | -53,19 | -52,57 | -50,98 | -48,48 | -45,17 | -44,20 | -45,53 | -46,04 | -45,65 | -44,28 |
| 35,90 | -41,74 | -46,00 | -48,81 | -50,33 | -50,68 | -49,99 | -48,36 | -45,87 | -42,62 | -41,12 | -42,39 | -42,89 | -42,55 | -41,27 |
| 35,08 | -40,36 | -44,21 | -46,74 | -48,04 | -48,24 | -47,45 | -45,77 | -43,29 | -40,09 | -38,02 | -39,24 | -39,75 | -39,46 | -38,30 |

Fig. 7.5 – Região mais gravosa dos momentos fletores da laje, direção “x”

Assim, considerando as expressões enunciadas em (7.8) e (7.9):

$$M_{sd} = 65,32 \times 1,15 = 75,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 f_{cf}} = \frac{75,12}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,065$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,065 \times (1 + 0,065) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 7,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Então,

$$\emptyset 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{7,64} \Leftrightarrow s \leq 0,15\text{m}$$

Assim sendo, adota-se uma armadura inferior na direção “x” de:

$$\emptyset 12 // 0,15 \Rightarrow A_{s,eff} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De seguida repetimos o mesmo processo realizado anteriormente mas agora para encontrar a armadura longitudinal positiva para a direção “y” nos estados limites últimos. Encontramos o seguinte mapa de momentos fletores.

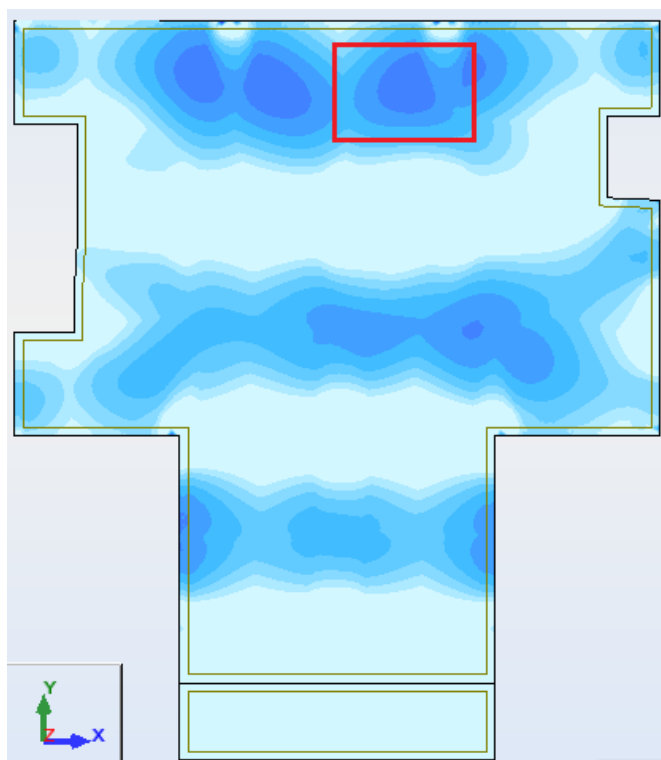


Fig. 7.6 – Mapa dos momentos fletores segundo "y"

Mais uma vez, como foi feito anteriormente, será calculada a armadura longitudinal na direção "y" para o momento fletor mais elevado. Como podemos observar na figura que se segue, esse momento fletor terá o valor de 65,29 kNm.

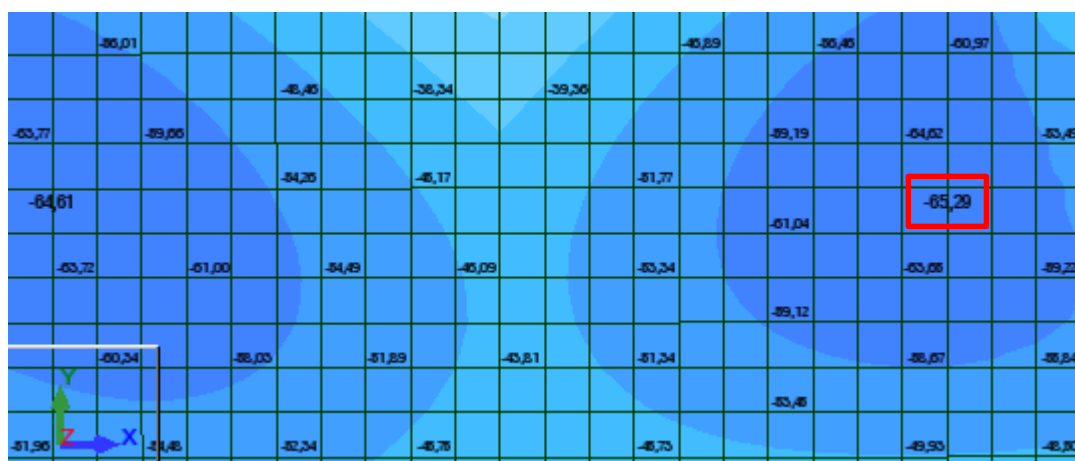


Fig. 7.7 – Região mais gravosa dos momentos fletores da laje, direção "y"

Posto isto, recorrendo novamente às expressões referidas em (7.8) e (7.9) pode calcular-se a armadura longitudinal a colocar nesta direção.

Teremos então:

$$M_{sd} = 65,29 \times 1,15 = 75,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 f_{cf}} = \frac{75,08}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,065$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,065 \times (1 + 0,065) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 7,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Então,

$$\emptyset 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{7,64} \Leftrightarrow s \leq 0,15 \text{ m}$$

Assim sendo, adota-se uma armadura inferior na direção “y” de:

$$\emptyset 12 // 0,15 \Rightarrow A_{s,eff} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.3.2. ARMADURA SUPERIOR

Para a armadura superior foram adotados os seguintes critérios:

- Definição de uma armadura mínima em toda a laje, nas duas direções ortogonais, reforçando a zona dos apoios;
- Adotar um afastamento da armadura longitudinal constante, de forma a facilitar a montagem da armadura em obra.

As figuras que se seguem apresentam o mapa dos momentos fletores obtidos no programa de cálculo automático, segundo as duas direções, “x” e “y”.

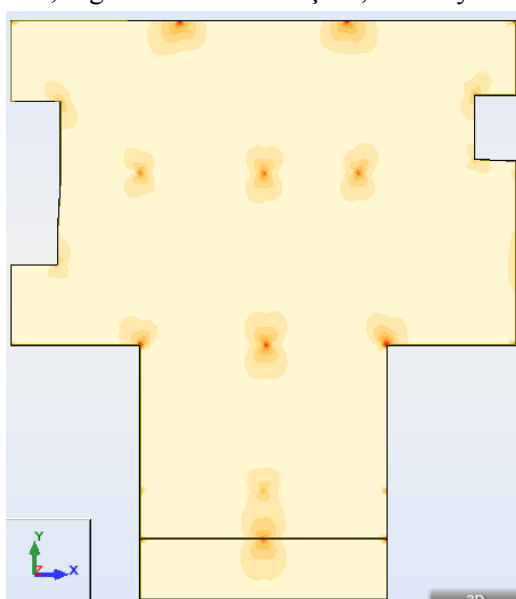


Fig. 7.8 – Mapa dos momentos fletores segundo “x”

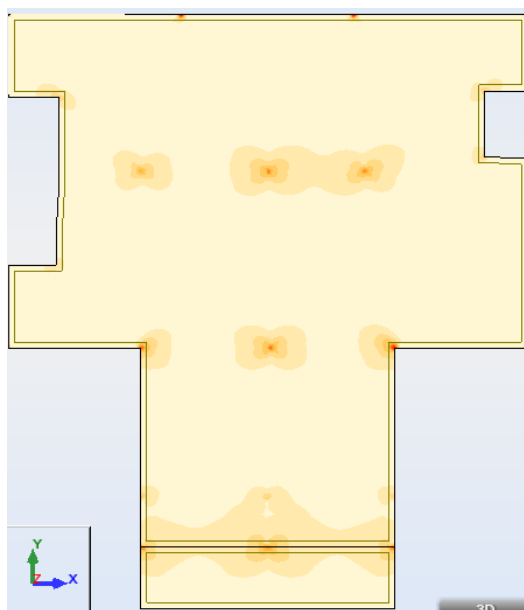


Fig. 7.9 – Mapa dos momentos fletores segundo “y”

Relativamente à armadura mínima a colocar em toda a laje da parte superior, será adotada o valor calculado no início deste capítulo em (7.4) e (7.5). esta armadura resulta de uma imposição do Eurocódigo 2 para a armadura mínima requerida para o controlo de fendilhação.

Visto que esta armadura mínima é determinada por secção do elemento estrutural e não por face, considera-se para a armadura mínima a colocar na face superior da laje o seguinte:

$$A_{s,min} = 8,12 \text{ cm}^2/\text{m} \div 2 \Rightarrow 4,06 \text{ cm}^2/\text{face}$$

De modo que se irá adotar uma armadura mínima de:

$$\emptyset 10//0,20 \Rightarrow A_{s,min,eff} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta armadura adicionada à armadura da face inferior, resultante do dimensionamento, será sempre superior ao mínimo determinado, para cada direção ortogonal.

No programa de cálculo obtêm-se valores dos momentos fletores para a face superior da laje exagerados, de modo que a consideração destes valores para o dimensionamento das armaduras levaria a um excessivo dimensionamento de armadura face à real distribuição de momentos fletores para esta face da laje.

Assim, no dimensionamento das armaduras superiores foi utilizada uma funcionalidade do Robot 2010, denominada “panel cuts”. A armadura obtida será distribuída pela totalidade da extensão, o “ l_{cut} ”, que é determinada para cada pilar a cerca de $\frac{1}{4}$ do vão para cada lado do eixo do respetivo pilar.

De seguida será demonstrado este processo de dimensionamento para o Pilar 6. Visto que nos restantes se aplica o mesmo método, os valores para cada uma das zonas dos restantes pilares, e as respetivas imagens retiradas do programa, encontram-se no anexo 3.

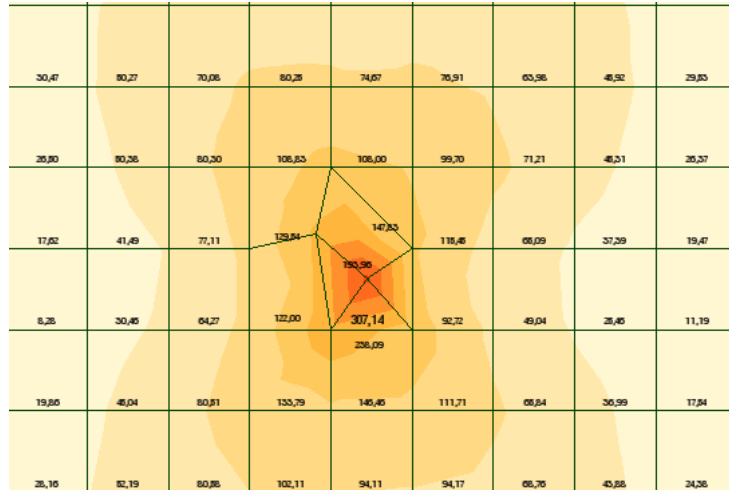


Fig. 7.10 – Mapa dos momentos fletores segundo a direção “x” na zona do pilar 6

Fazendo o corte neste pilar:

$$l_{cut} = \frac{7,68+6,84}{4} = 3,63, \text{ para cada lado do eixo do pilar.}$$

Obtêm-se então os seguintes valores máximo, mínimo e o valor do integral deste diagrama de momentos, onde se pode verificar que o corte atravessa a mancha de momentos mais gravosos.

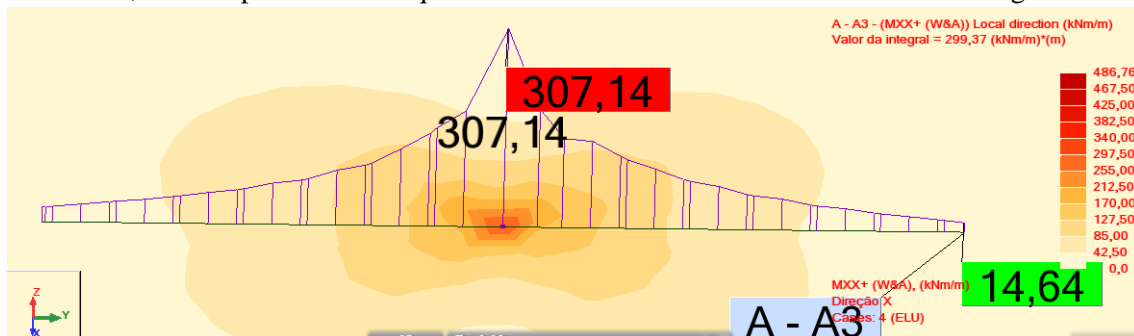


Fig. 7.11 – Corte segundo “x” com a diretriz “y”

Esta função, o “panel cut”, é realizada com a diretriz que tem a direção do vetor momento, neste caso, a direção “y”, fornecendo o valor do integral no momento negativo a considerar no dimensionamento para a direção “x”. Assim, temos que:

$$l_{cut} = 3,63 \text{ m} \Rightarrow \int M_x^- = 299,37 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$$

$$M_x/m = \frac{299,37}{3,63} = 82,47 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$$

Utilizando as novamente as expressões (7.8) e (7.9):

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 f_{cf}} = \frac{82,47}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0716$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0716 \times (1 + 0,0716) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 8,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Visto que,

$$A_{s,min} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \emptyset 10//0,20$$

$$A_{s,necessário} = 8,47 - 3,93 = 4,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim sendo, a armadura longitudinal necessária para reforçar o pilar P6 será:

$$\emptyset 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{4,54} \Leftrightarrow s \leq 0,25\text{m}$$

Assim sendo, adota-se uma armadura superior na direção “x” de:

$$\emptyset 12 // 0,25 \Rightarrow A_{s,eff} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De seguida, segundo a direção “y”, obtém-se o seguinte mapa de momentos fletores:

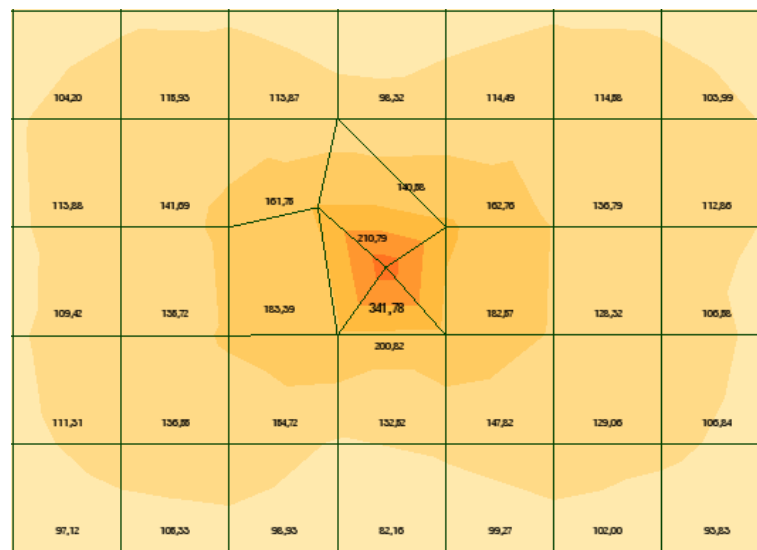


Fig. 7.12 – Mapa dos momentos fletores segundo a direção “y” na zona do pilar 6

Seguindo o processo que se realizou anteriormente, e realizando o respetivo corte, temos que:

$$l_{cut} = \frac{5,58+4,19}{4} = 2,44\text{m} \Rightarrow 1,22\text{m}, \text{ para cada lado do eixo do pilar.}$$

Obtemos os valores indicados na Fig. 7.10.

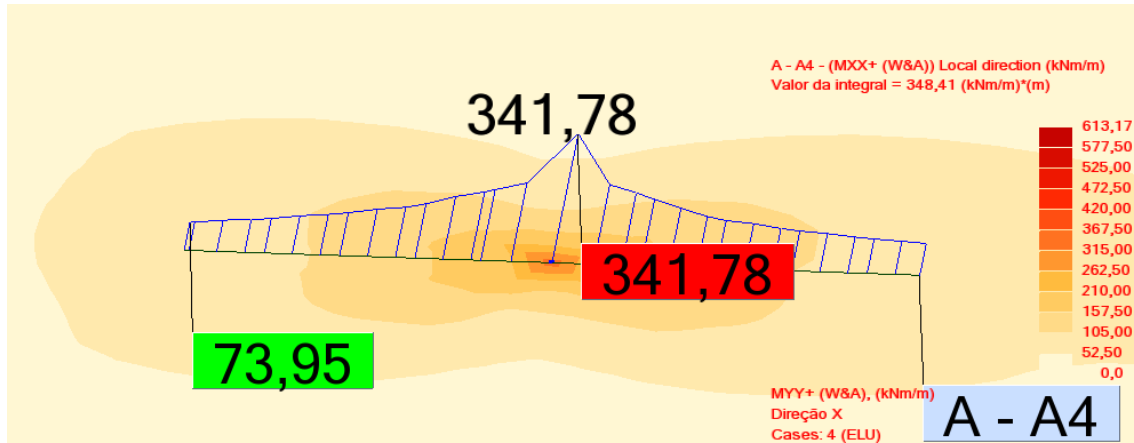


Fig. 7.13 – Corte segundo “y” com a diretriz “x”

Repetindo o procedimento realizado para a direção “x”, temos que, na direção “y”:

$$l_{cut} = 2,44 \text{ m} \Rightarrow \int M_x^- = 348,41 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$$

$$M_x/m = \frac{348,41}{2,44} = 144,57 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 f_{cf}} = \frac{144,57}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,125$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,125 \times (1 + 0,125) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 15,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Visto que,

$$A_{s,min} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \emptyset 10 // 0,20$$

$$A_{s,necessário} = 15,53 - 3,93 = 11,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim sendo, a armadura longitudinal necessária para reforçar o pilar P6 será:

$$\emptyset 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{11,6} \Leftrightarrow s \leq 0,175 \text{ m}$$

Assim sendo, adota-se uma armadura superior na direção “y” de:

$$\emptyset 16 // 0,175 \Rightarrow A_{s,eff} = 11,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.3.3. ARMADURA DE LAJE EM CONSOLA

O dimensionamento da armadura da laje em consola foi obtido encontrando-se o momento na zona onde esta se encontra encastrada, devido às cargas verticais a que esta se encontra submetida. Deste modo, considerou-se um esquema como o está representado na Fig. 7.14. para a determinação do momento da zona encastrada:

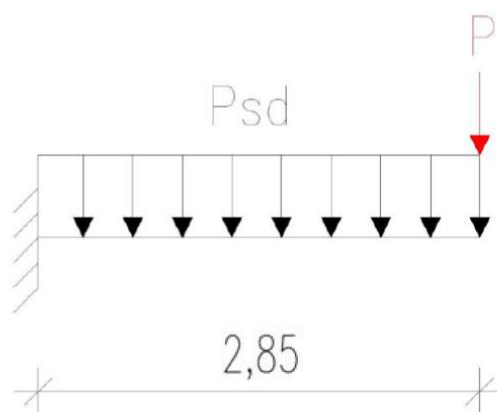


Fig. 7.14 – Representação das cargas atuantes na consola

Para determinar o momento na zona do encastramento considerou-se o seguinte:

- $l_{consola} = 2,85m$
- Peso próprio da laje: $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7 kN/m^2$
- Peso próprio dos revestimentos: $2 kN/m^2$
- Peso próprio das paredes divisórias: $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 kN/m^2$
- Sobrecarga em habitação: $2 kN/m^2$
- Peso próprio da parede de fachada: $2,5 \times 4 = 10 kN/m^2$

Assim sendo, temos:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2 = 18,28 kN/m$$

$$P = 1,35 \times 10 \times 1 = 13,5 kN$$

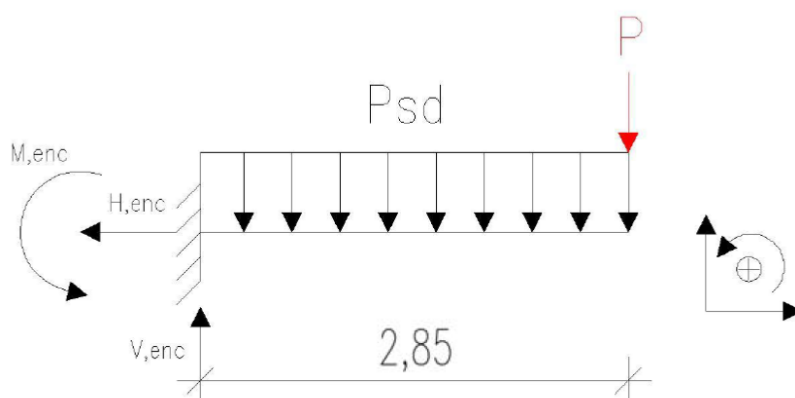


Fig. 7.15 – Representação das cargas atuantes na consola

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H, enc = 0 \text{ kN} \\ V, enc = 18,28 + 13,5 \\ M, enc = 18,28 \times 2,85 \times 1,425 + 13,5 \times 2,85 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H, enc = 0 \text{ kN} \\ V, enc = 65,39 \text{ kN} \\ M, enc = 112,71 \text{ kN} \cdot m \end{cases}$$

Deste modo temos:

$$M_{sd} = 112,71 \text{ kN} \cdot m$$

Logo,

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 f_{cf}} = \frac{112,71}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0978$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0978 \times (1 + 0,0978) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 11,63 \text{ cm}^2/m$$

Tendo em conta que $A_{s,min} = 3,93 \text{ cm}^2/m \Rightarrow \emptyset 10 // 0,20$ (já existente na laje em consola)

Portanto teremos $A_{s,necessário} = 11,63 - 3,93 = 7,70 \text{ cm}^2/m$

Assim sendo, a armadura longitudinal necessária para reforçar a laje em consola será:

$$\emptyset 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{7,70} \Leftrightarrow s \leq 0,26 \text{ m}$$

Adota-se uma armadura para a laje em consola de:

$$\emptyset 16 // 0,20 \Rightarrow A_{s,eff} = 10,05 \text{ cm}^2/m$$

O corte da laje em consola encontra-se no anexo 3, onde estão representadas as armaduras.

7.4 SOLUÇÕES PARA EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAÇÃO

No trabalho [10] são apresentadas algumas soluções como possíveis formas de evitar a ocorrência de fissuração em paredes de alvenaria, nas condições da estrutura em estudo no presente trabalho.

Estas soluções foram propostas para evitar que paredes em bordos de lajes maciças em consola acabem por fissurar, como ficou provado para paredes não estruturais de alvenaria, no estudo feito realizado em [10]. Essas paredes irão muito provavelmente estar sujeitas a deformações incompatíveis com a máxima deformação que conseguem suportar, estando portanto sujeitas a apresentar fissuração, tema que iremos abordar no próximo capítulo. São assim apresentadas algumas soluções que vão ser estudadas:

- Substituição das paredes laterais de alvenaria por paredes de betão armado

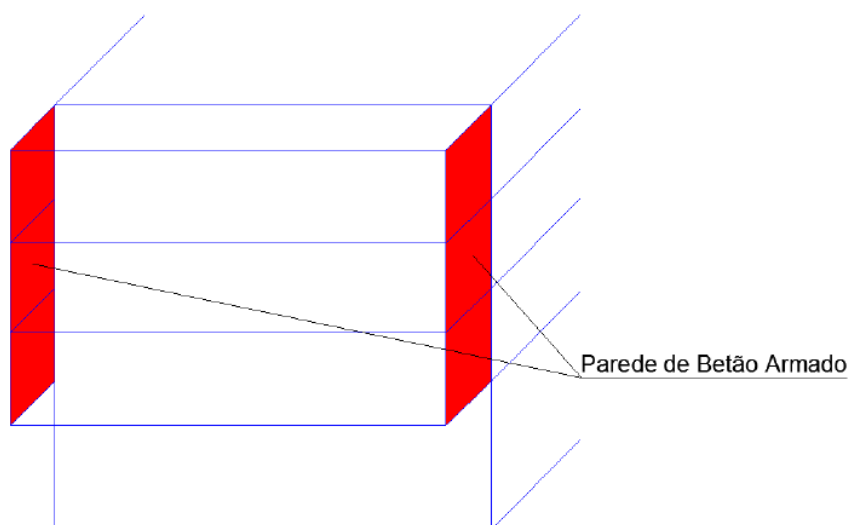


Fig. 7.16 – Solução com paredes de betão armado [10]

- Execução de uma viga rígida na parte superior do edifício, com um tirante nos extremos das lajes em consola.

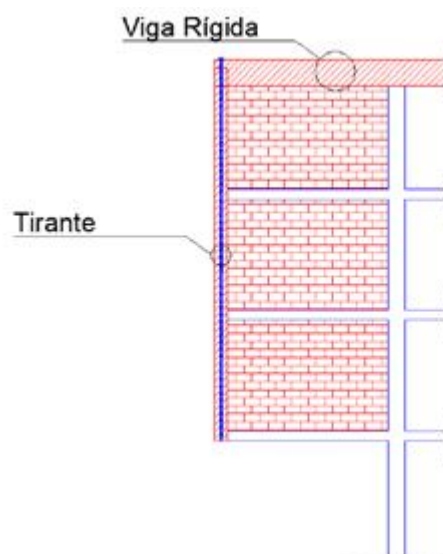


Fig. 7.17 – Solução com viga rígida na parte superior da estrutura [10]

- Colocação de um perfil metálico na diagonal na parede de alvenaria, de forma a limitar o deslocamento vertical do vértice inferior.

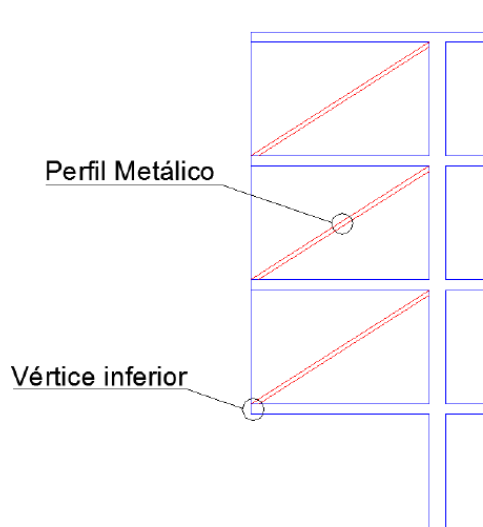


Fig. 7.18 – Solução com perfil metálico na diagonal da parede de alvenaria [10]

Todos os modelos que irão ser apresentados de seguida tiveram como base o modelo que foi estudado neste capítulo até ao momento, portanto, em cada um deles apenas será referido aquilo que se acrescentou ao modelo inicial para satisfazer as condições pretendidas, como geometria, dimensões e tipos de materiais escolhidos.

7.4.1. SOLUÇÃO COM PAREDE DE BETÃO ARMADO

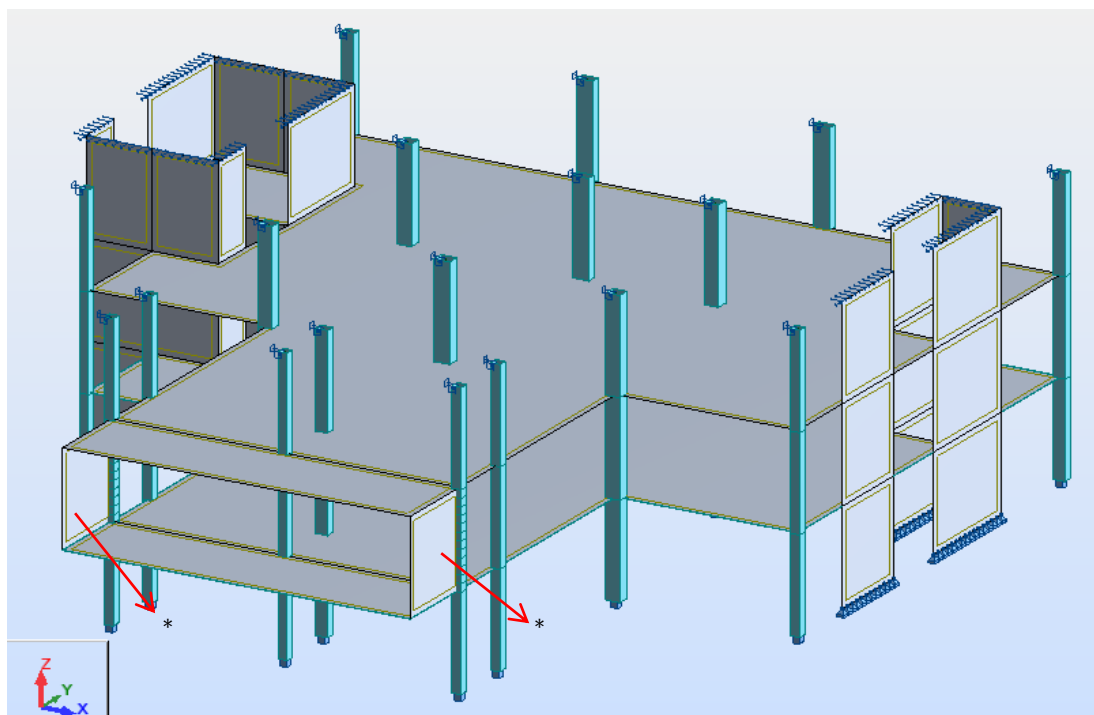


Fig. 7.19 – Modelo 3D que representa a solução de paredes de betão armado

* - Paredes em betão armado acrescentadas

Neste modelo, substitui-se no modelo do programa Robot Stutural Analysis Professional 2010, as paredes de fachada não estruturais por duas paredes, nas partes laterais da consola, em betão armado.

A diferença desta estrutura para o modelo inicial consiste na consideração de dois painéis de elementos finitos, do tipo shell, de quatro nós, aos quais se atribuiu as dimensões necessárias para ocuparem todo o espaço pretendido, com uma espessura de 0,20 metros e características mecânicas do betão C30/37.

7.4.2. SOLUÇÃO COM VIGA RÍGIDA NA PARTE SUPERIOR DO EDIFÍCIO

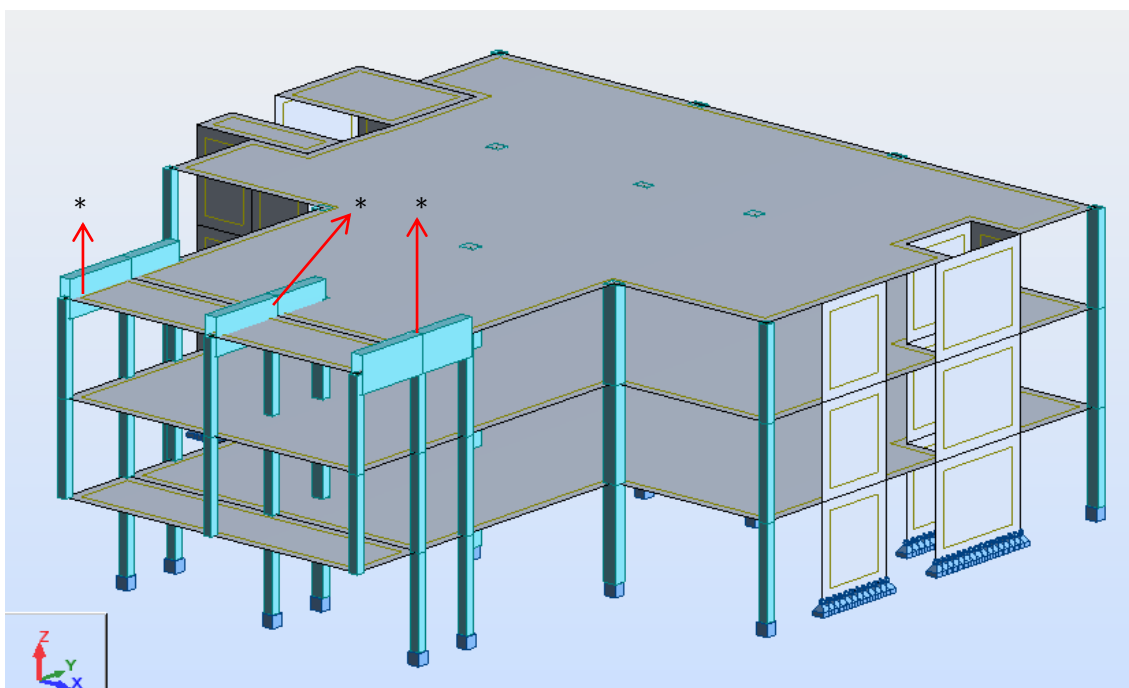


Fig. 7.20 - Modelo 3D com a que representa a solução com vigas rígidas na parte superior da zona em consola

* - Vigas de grande rigidez apoiados nos pilares assinalados

Nesta segunda solução, pretende-se estudar o funcionamento de uma viga rígida na parte superior da estrutura em consola, analisando as deformações daí resultantes.

A diferença deste modelo para o inicial consiste na colocação de mais um piso além do piso em análise, e na consideração de vigas de grande rigidez na cobertura do edifício, ligando depois o topo das lajes por tirantes suportadas por essas vigas.

A modelação das vigas foi realizada com recurso a elementos de barra simples, sendo as suas secções do tipo RC beam, as suas dimensões $40 \times 120 \text{ m}^2$, com dois nós e as características mecânicas do material escolhido para estas, C30/37

7.4.3. SOLUÇÃO COM APLICAÇÃO DO PERFIL METÁLICO NA DIAGONAL DA PAREDE

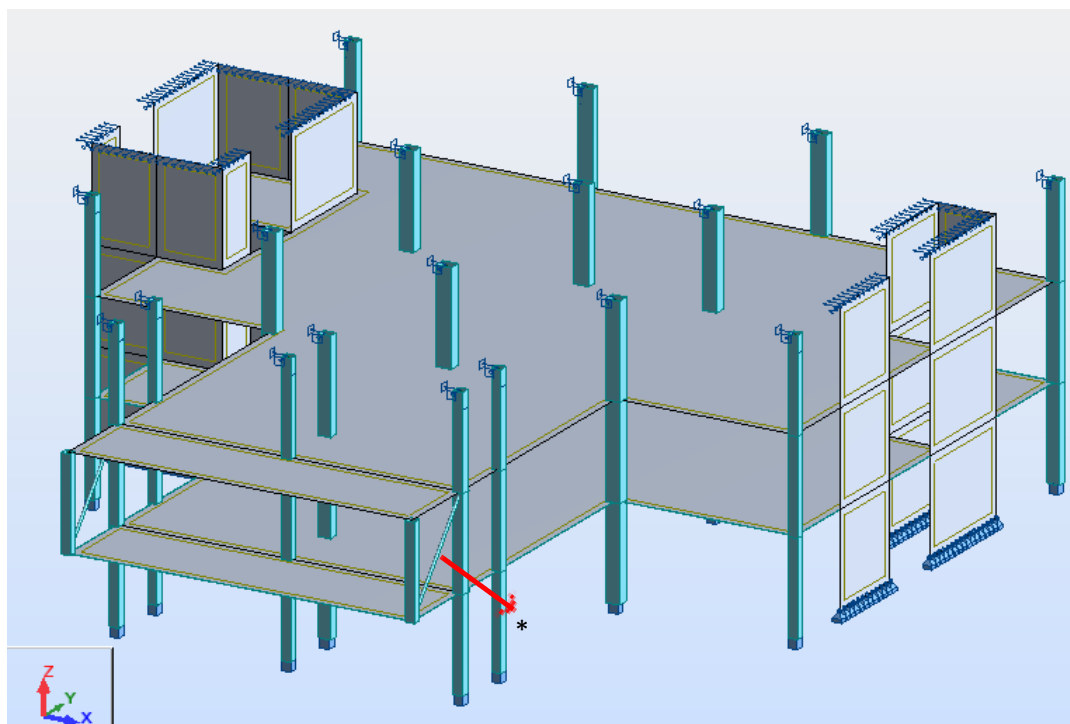


Fig. 7.21 - Modelo 3D com a que representa a solução com o perfil metálico na diagonal da parede

* - perfil metálico na diagonal da parede

Finalmente, nesta última solução, pretende-se que com a colocação de um perfil metálico na diagonal da parede, este impeça o deslocamento vertical do vértice inferior, como se pode ver na Fig. 7.16.

Para o efeito, alterou-se o modelo inicial de modo a funcionar do modo como está representado em cima. Colocou-se um perfil metálico, com uma secção TRON 101×3.6, em aço, que liga a parte superior do pilar no início da consola à parte inferior de um pilar no extremo da consola. Este último pilar, foi também uma alteração ao modelo inicial, e tem as mesmas dimensões e características mecânicas do pilar no outro extremo da consola.

8

DEFORMAÇÃO

Este trabalho tem, como já foi referido, o objetivo de estudar a deformabilidade de estruturas em consola e qual a sua influência na fissuração de alvenarias de fachada.

Deste modo irá ser feito um estudo da deformação da laje em consola de cada um dos modelos propostos para resolver este tipo de patologias, tendo por base o modelo estrutural dimensionado no capítulo anterior, mas com as respetivas alterações, apresentadas no capítulo anterior.

Visto que os cálculos necessários para a determinação das deformações em elementos de betão armado, considerando combinações de ações, a fluência e a retração do betão são bastante elaborados, será adotado um método mais simples de cálculo que permita calcular as deformações a longo prazo, o Método Bilinear, que será explicado no decorrer deste capítulo.

Finalmente, a deformação elástica será obtida através do programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, para cada um dos modelos propostos como solução.

8.1. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

Neste subcapítulo, o Eurocódigo 2, refere exatamente que a deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto. Deverão então ser estabelecidos para as deformações valores limites apropriados, tendo em conta a natureza da estrutura, os acabamentos, das divisórias e acessórios, e a função da estrutura. As deformações das estruturas não deverão exceder os valores compatíveis de outros elementos ligados à estrutura, tais como, divisórias, envidraçados, revestimentos, redes ou acabamentos. Em certos casos poderá ser necessário limitar as deformações de modo a garantir o correto funcionamento de máquinas ou aparelhos suportados pela estrutura, ou de modo a evitar a acumulação de águas pluviais em coberturas planas.

Deste modo o aspeto e as condições de utilização da estrutura poderão ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase permanentes for superior a $v\grave{a}o/250$. A flecha é calculada em relação aos apoios. Poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações, mas, em geral, qualquer contra-flecha não deverá ser superior ao valor anteriormente referido.

As flechas suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura deverão ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite $v\grave{a}o/500$ é normalmente adequado para as

ações quase-permanentes. Poderão ser adotados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes. [9]

Os estado limite de deformação poderá ser verificado [9]:

- Limitando a relação vão/altura, ou;
- Comparando uma flecha calculada com um valor limite.

8.1.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODERÁ SER DISPENSADO

Normalmente não é essencial o cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos recorrentes são suficientes as regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, para evitar, em situações normais, problemas de deformação. As verificações mais rigorosas são necessárias para os elementos que não respeitam esses limites ou nos casos em que seja convenientes outros limites que não os considerados nos métodos simplificados.

Partindo do princípio que as vigas e as lajes de betão armado são dimensionadas de forma a satisfazerem os limites vão/altura especificados, poderá admitir-se que a respetiva flecha não excede os limites estabelecidos.[9]

Os valores limites são dados pelas seguintes expressões, já usadas no capítulo referente ao pré-dimensionamento: [9]

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (8.1)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (8.2)$$

Em que:

l/d – valor limite da relação vão altura;

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

ρ_0 – taxa de armaduras de referência = $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ – taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consola) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo;

ρ' - taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consola) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo;

f_{ck} – em Mpa.

Deste modo, considerando o tipo de estrutura em análise, a laje em consola, e respeitando os seguintes parâmetros:

$k = 0,4$ – valor presente na tabela 7.4.N do EC2, relativo a lajes em consola;

$f_{ck} = 300 \text{MPa}$;

$\rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} = 0,0055$;

$\rho = \frac{A_s(\emptyset 16//0,20 + \emptyset 10//0,20)}{b \times d} = \frac{10,05 + 3,95}{100 \times 24} = 0,0058$;

$$\rho' = \frac{A_s(\emptyset 10//0,125)}{b \times d} = \frac{6,32}{100 \times 24} = 0,00263$$

$$l_{consola} = 2,85$$

Cálculo do limite vão\altura:

$$\frac{l}{d} = 0,4[11 + 1,5 \times \sqrt{30} \times \frac{0,0055}{0,0058 - 0,00263} + \frac{1}{12} \times \sqrt{30} \times \sqrt{\frac{0,00263}{0,0055}}] = 10,23$$

Tendo em consideração os valores adotados na realidade:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} = \frac{2,85}{0,24} = 11,87$$

Desta forma, segundo o Eurocódigo 2, será necessário proceder-se ao cálculo explícito da flecha.

8.2. FLECHA ELÁSTICA

De modo a calcular a deformação elástica, será então necessário utilizar uma nova combinação, relativa aos estados limites de serviço. Esta combinação, posteriormente inserida no programa de cálculo, tem o objetivo de analisar a deformação do elemento estrutural em causa, ou seja, as lajes em consola.

Uma vez que se está a analisar a deformação de lajes de betão armado, a combinação escolhida foi a combinação quase-permanente, relativa aos estados limites de serviço. Definida por:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.3)$$

Considerando $\psi_{2,i} = 0,3$

Após definida a combinação a utilizar, foi calculada a deformação do modelo estrutural com vista a determinar o ponto de flecha máxima. As imagens apresentadas de seguida demonstram os resultados obtidos, onde os valores que vão ser analisados são relativos às zonas da laje em consola.

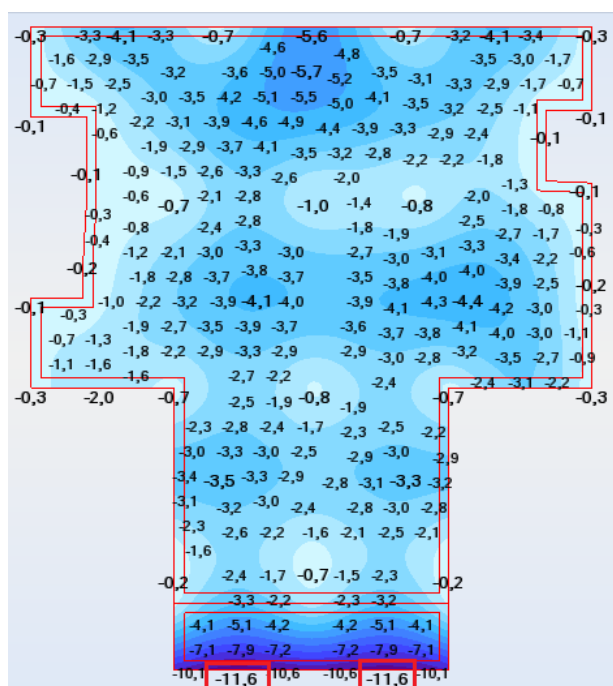


Fig.8.1 – Planta do modelo estrutural inicial do Robot, com as deformações

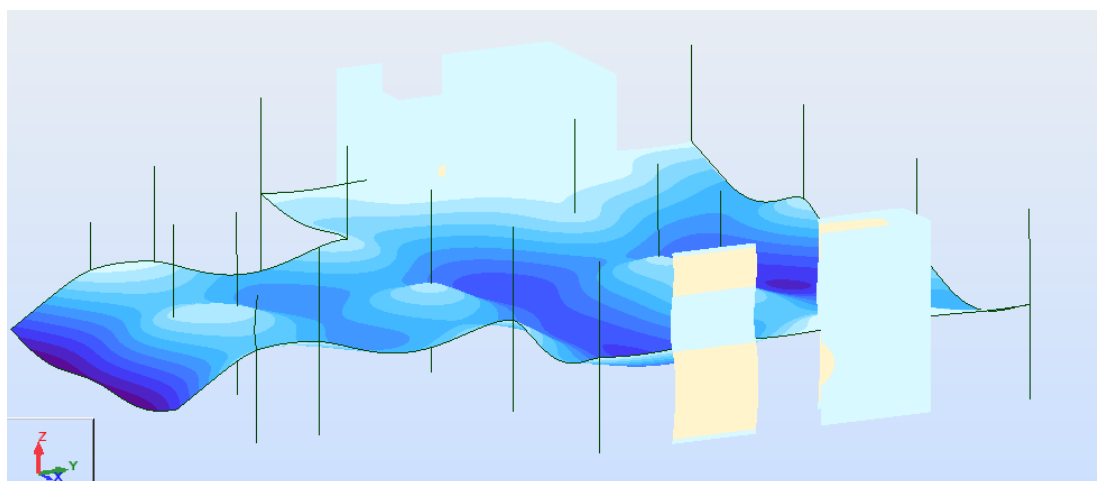


Fig 8.2 – Modelo estrutural do Robot com as deformações

Como se poderá observar pela Fig.8.1, a flecha elástica a_c , assume o valor de 11,6 mm, na extremidade da laje em consola. Será a partir daqui que se irão obter as flechas a partir do Método Bilinear.

8.3. FLECHA A LONGO PRAZO

8.3.1. MÉTODO BILINEAR

O método bilinear é um método simplificado que está limitado ao cálculo de flechas. É baseado na constatação que, no estado limite de serviço (ELS), a relação momento - flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear, que de alguma forma representa uma lei ponderada das relações momento-curvatura.[11]

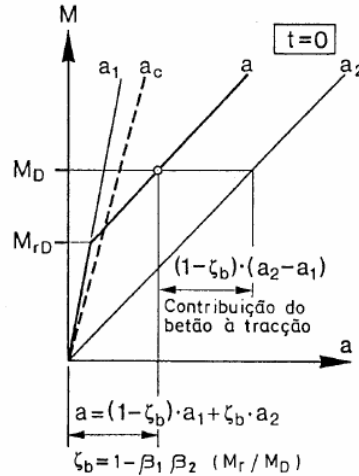


Fig 8.3 – relação bilinear momento-flecha [11]

Este método consiste no cálculo, a partir da flecha de base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez EI_c apenas do betão – obida a partir do programa Robot Structural Analysis Professional 2010) os valores extremos a_1 e a_2 da flecha nos estados I e II₀ (Fig 8.3). O cálculo destes extremos, a_1 e a_2 é feito considerando unicamente as características da secção determinante, levando a que as armaduras e a solicitação ao longo do elemento sejam desprezadas.[11]

A flecha provável esté definida entre dois extremos e é determinada por uma interpolação, usando-se para o efeito o coeficiente de repartição ξ .

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_r^2}{M_2} = 0 \text{ para } M < M_r \quad (8.4)$$

No entanto são consideradas as seguintes simplificações:

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

$$M_r = M_{rD} \quad (8.5)$$

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

$$M = \sqrt{M_{rD} \cdot M_D} \quad (8.6)$$

Temos entao que, o coeficiente de repartição ξ_b , para o método bilinear é assim:

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} = 0 \text{ para } M_D < M_{rD} \quad (8.7)$$

Em que:

M_D – momento flector total, sob a combinação das acções consideradas, na secção determinante;

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

β_1 - coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões:

- $\beta_1 = 1$, para varões de alta aderência;
- $\beta_1 = 0,5$, para varões lisos;

β_2 - coeficiente que considera a duração ou repetição de cargas:

- $\beta_2 = 1$, para uma única carga de curta duração;
- $\beta_2 = 0,5$, para cargas que actuam em permanência ou para vários ciclos de cargas repetidas.

As flechas extremas (a_1 e a_2) para os estados I e II₀ são determinadas a partir da flecha base a_c , como já foi referido, (considerando o betão no estado I e desprezando a armadura) multiplicando-as por coeficientes de correcção k , de forma a ter em conta o que se segue, para os respectivos estados I e II₀: [11]

- Efeito da armadura (coeficientes k_{s1} e k_{s2} , para os estados I e II₀, ou k_A^I e K_A^{II});
- Efeito da fluência (coeficientes $k_{\psi 1}$ e $k_{\psi 2}$ ou k_{ψ}^I e k_{ψ}^{II});
- Efeito da retracção (coeficientes k_{cs1} e k_{cs2} ou k_{cs}^I e k_{cs}^{II}).

Deste modo, para proceder ao cálculo da flecha prvével será necessário encontrar o valor dos dos parâmetros que serão de seguida explicados.

8.3.1.1. Flecha a_c – valor de base

A flecha a_c é a flecha de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e sem ter em conta a armadura ($EI = E_c I_c$). Representa o valor base que irá permitir exprimir os dois valores extremos a_I e a_{II_0} (a_1 e a_2) da flecha a . [11] Como já foi referido, no presente trabalho, este valor foi obtido através do programa de cálculo automático Robot, encontrando-se atrás definido.

8.3.1.2. Flecha a_I - estado I

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

Deste modo, considerando o efeito da armadura, obtemos uma flecha $a_I < a_c$. A introdução do efeito das armaduras pode obter-se com ajuda do coeficiente de correcção k_A^I e o valor de base a_c ;

Temos que, para $t=0$:

$$a_I^{t=0} = k_A^I \cdot a_c \quad (8.8)$$

Para obter a flecha no tempo t pretendido, teremos que introduzir o coeficiente K_{ψ}^I (para a fluência) e o coeficiente $\alpha_s k_s^I$ (para a retracção) e obtemos:

$$a_I^t = a_I^{t=0} + a_{IG}^{t=0} \cdot k_{\psi}^I \psi + \alpha_s k_s^I \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot l^2 / d \quad (8.9)$$

Caso se considere apenas a parcela das cargas permanentes:

$$a_{IG}^t = k_A^I \times (1 + K_\psi^I \cdot \psi) \times a_{cG} \quad (8.10)$$

Em que:

$a_1 (= a_1)$ – flecha no estado I;

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

a_{IG} – flecha a_1 devido às cargas permanentes;

k_A^I – coeficiente de correção tendo em consideração o efeito das armaduras;

k_ψ^I – coeficiente de correção tendo em consideração o efeito da fluência

k_s^I – coeficiente de correção que tem em conta o efeito da retração

α_s – coeficiente que depende do sistema estático e da distribuição longitudinal das armaduras, com valores próximos de:

- $\alpha_s = \frac{1}{16}$, para viga duplamente encastrada;
- $\alpha_s = \frac{1}{8}$, para viga simplesmente apoiada;
- $\alpha_s = \frac{1}{2}$, para consolas.

ε_{cs} – retração específica

ψ – coeficiente de fluência [11]

Os coeficientes referidos serão obtidos graficamente através de ábacos representados no decorrer do presente capítulo.

8.3.1.3. Flecha a_{II_0} - Estado II_0

Ao desprezarmos o betão traccionado entre fendas, obtém-se uma flecha $a_{II_0} < a_c$, considerando-se esta como extremo superior da flecha provável a.

Considerando-se a flecha de base a_c , e um coeficiente de correção k_A^{II} , obtém-se para $t=0$: [11]

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \cdot a_c \text{ - Secção rectangular;}$$

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \frac{b_i}{b} \cdot a_c \text{ - Secção em T}$$

Para o tempo t e introduzindo-se os coeficientes de correção k_ψ^{II} (efeito de fluência) e α_s e k_s^{II} (efeito da retração):

$$a_{II_0}^t = a_{II_0}^{t=0} + a_{II_{0G}}^{t=0} \cdot k_\psi^{II} \psi + \alpha_s k_s^{II} \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot \frac{l^2}{d} \quad (8.11)$$

Para uma secção rectangular e considerando-se apenas as cargas permanentes:

$$a_{II_{0G}}^t = k_A^{II} \cdot (1 + k_\psi^{II}) a_{cG} \quad (8.12)$$

Em que:

a_{II_0} - flecha no estado II_0 ;

$a_{II_{0G}}$ - flecha a_{II_0} devida às cargas permanentes;

k_A^{II} – Coeficiente correção tendo em consideração o efeito das armaduras;

k_ψ^{II} - Coeficiente correção tendo em consideração o efeito da fluência;

k_S^{II} - Coeficiente de correção tendo em consideração o efeito da retração [11].

Os coeficientes referidos serão obtidos graficamente através de ábacos representados no decorrer do presente capítulo.

8.3.1.4. Flecha provável – a

Fazendo uma aproximação bilinear, a relação que determina a flecha provável a, é a que se segue:

$$a = a_I \text{ se } M < M_r$$

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \text{ se } M > M_r \quad (8.13)$$

Tendo M e M_r definidos na secção determinante D (M_D , M_{rD}) e ξ e M_r definidos de acordo com a figura que se segue.

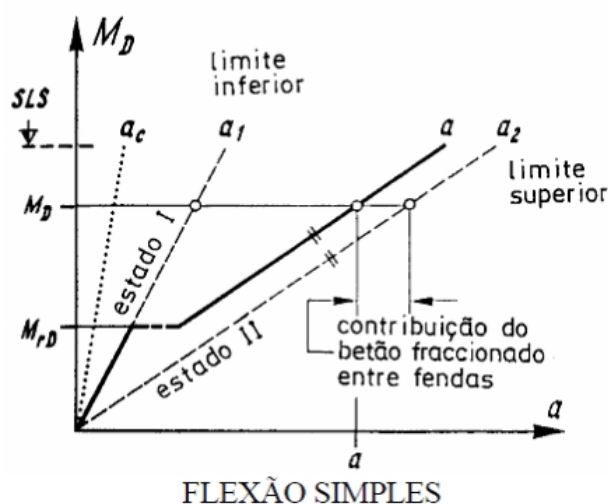


Fig.8.4 - Definição dos valores ξ , M_r e M_0 [11]

Considerando-se como foi definido anteriormente:

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \frac{M_{rD}}{M_D} = 0 \text{ para } M_D < M_{rD} \quad (8.14)$$

8.3.2. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL PARA A LAJE DO CASO EM ESTUDO

O cálculo da flecha provável para o caso em estudo será feito para o piso-tipo. Visto que os elementos não estruturais em estudo, as alvenarias de fachada, terem a sua deformação condicionada pela deformação dos elementos de suporte, o cálculo da flecha terá de ser na laje de piso.

8.3.2.1. Coeficiente de Fluência

Para obtermos o coeficiente de fluência devemos seguir o reacioncínio explicado no Anexo B, do Eurocódigo 2. Posteriormente poderemos proceder ao cálculo dos coeficientes k_A^I , k_{ψ}^{II} , k_A^{II} e k_{ψ}^{II} .

Podemos então referir que o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$ pode ser calculado a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (8.15)$$

Em que:

φ_0 – coeficiente de fluência e pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (8.16)$$

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

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (8.17)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (8.18)$$

RH é a humidade relativa do meio ambiente, em %.

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

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (8.19)$$

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:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (8.20)$$

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

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (8.21)$$

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 poderá ser estimado da seguinte forma:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (8.22)$$

Em que:

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 di carregamento, em dias;

β_0 – coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). Poderá ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ Mpa} \quad (8.23)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ Mpa} \quad (8.24)$$

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

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \quad (8.25)$$

Assim, tendo em consideração as expressões acima apresentadas, passar-se-á ao cálculo do coeficiente

de fluência, para o caso em estudo no presente trabalho.

Tendo em consideração os seguintes parâmetros:

- Betão C30/37 – de acordo com o quadro 3.1 do Eurocódigo 2 $f_{cm} = 38 \text{ Mpa}$;
- $h(\text{laje}) = 0,28\text{m}$;
- $RH = 80\%$;
- $t = 18250\text{dias}$ (50 anos, tempo de vida útil considerado);
- $t = 28\text{dias}$;

temos que:

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

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,7} \approx 0,944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,2} \approx 0,984$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times (1,0 \times 0,28)}{(1 + 1)} \approx 0,28 \text{ m} = 280 \text{ mm}$$

Logo,

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - 0,8}{0,1 \cdot \sqrt[3]{280}} \cdot 0,944\right] \cdot 0,984 \approx 1,268$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} \approx 2,725$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = \frac{1}{(0,1 + 280^{0,20})} \approx 0,488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,268 \times 2,725 \times 0,488 \approx 1,686$$

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

$$\beta_H = 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} \approx 0,960$$

$$\beta_H = 1,5(1 + (0,012 \times 80)^{18}) \times 280 + 250 \times 0,960 = 861,43 \leq 1500 \times 0,960 \approx 1440$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 28}{861,43 + 18250 - 28} \right]^{0,3} \approx 0,986$$

Deste modo teremos que, o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, será:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,686 \times 0,986 \approx 1,663$$

8.3.2.2. Coeficientes de correção $k_A^I, k_\psi^I, k_A^{II}$ e k_ψ^{II}

Estes coeficientes serão obtidos a partir da análise de ábacos, que serão apresentados ao longo deste capítulo, mas antes será necessário definir alguns parâmetros necessários para essa análise.

- $\frac{d}{h} \left\{ \begin{array}{l} d = 0,24 \\ h = 0,28 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{h} = 0,857 \approx 0,90$
- $\frac{d'}{h} \left\{ \begin{array}{l} d' = 0,04 \\ h = 0,28 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d'}{h} = 0,142 \Rightarrow 0 \leq \frac{d'}{h} \leq 0,20$
- $\chi \cdot \varphi \left\{ \begin{array}{l} \chi = 0,8 \\ \varphi = 2,8 \end{array} \right. \Rightarrow \chi \cdot \varphi = 2,31$
- $\alpha \cdot \rho \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{33} = 6,06 \\ \rho = \frac{A_s(\emptyset 16//0,20 + \emptyset 10//0,20)}{b \times d} = \frac{13,98 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00583 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \cdot \rho = 0,035$
- $\frac{\rho'}{\rho} = \left\{ \begin{array}{l} \rho' = \frac{A_s(\emptyset 10//0,125)}{b \times d} = \frac{6,32 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00263 \\ \rho = \frac{A_s(\emptyset 16//0,20 + \emptyset 10//0,20)}{b \times d} = \frac{13,98 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00583 \end{array} \right. \rightarrow \frac{\rho'}{\rho} = 0,45$

Em que:

d – altura útil da secção;

d – distância entre a armadura de compressão à face;

ρ – percentagem de armadura de tração;

ρ' – percentagem de armadura de compressão;

α – coeficiente de homogeneização;

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado;

E_c – Módulo de elasticidade do betão ;

χ – coeficiente de envelhecimento;

φ – coeficiente de fluência.

De seguida estão apresentados os ábacos onde através das relações d/h , d'/h , ρ/ρ' , e $\alpha \cdot \rho$ podemos obter os valores dos coeficientes de correção k_A^I e k_A^{II} . Estes ábacos estão representados nas figuras 8.5 e 8.7, respetivamente.

Já relativamente aos coeficientes de correção k_{ψ}^I e k_{ψ}^{II} , estes serão determinados a partir das relações de d/h , d'/h , ρ/ρ' , $\alpha \cdot \rho$ e $\chi \cdot \varphi$. Estão apresentados nas figuras 8.6 e 8.8, respetivamente.

Através do ábaco da figura 8.5 chegamos ao valor de 0,92 para o coeficiente de correção k_A^I .

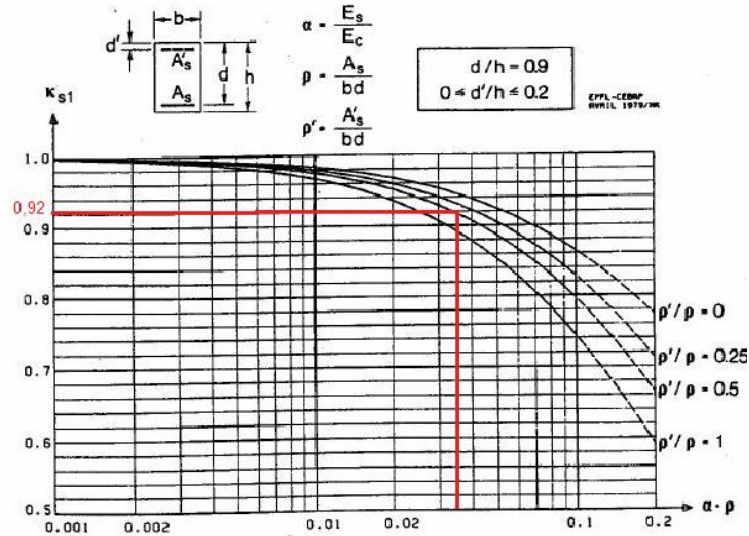


Fig.8.5 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \rightarrow k_A^I$ [11]

Visto não existir ábaco para $\chi \cdot \varphi = 2,31$, o valor de k_{ψ}^I será obtido através da interpolação dos ábacos que serão apresentados de seguida, para as relações $\chi \cdot \varphi = 2,0$ e $\chi \cdot \varphi = 3,0$.

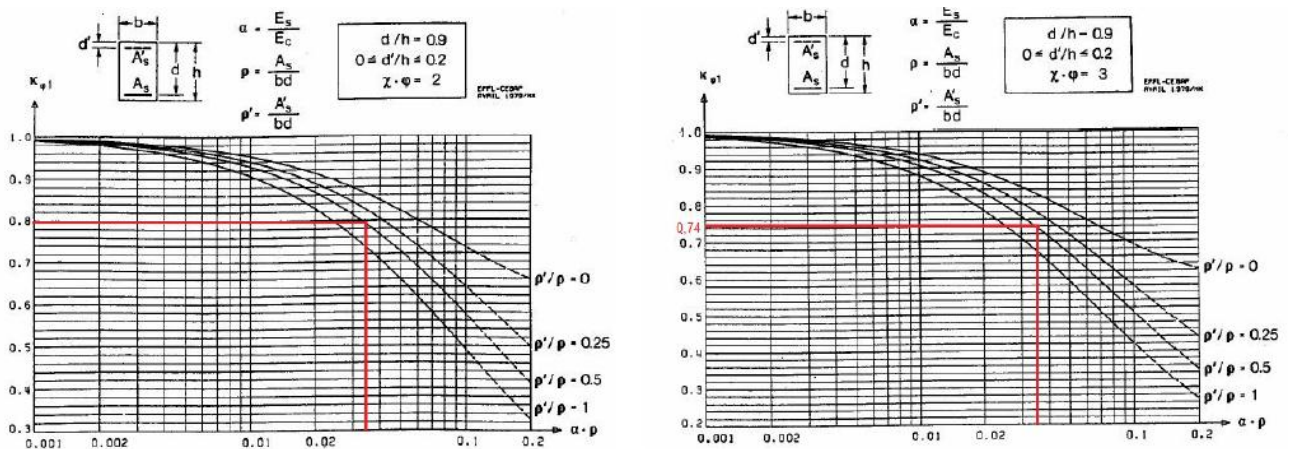


Fig.8.6 – Ábaco do coeficiente $k_{\phi1} \rightarrow k_{\psi}^I$ [11]

Interpolando estes dois valores, temos que: $k_{\psi}^I = 0,78$.

Para a determinação do coeficiente de correção k_A^{II} , será utilizado o ábaco apresentado de seguida. Obtém-se o valor de $k_A^{II} = 4,9$.

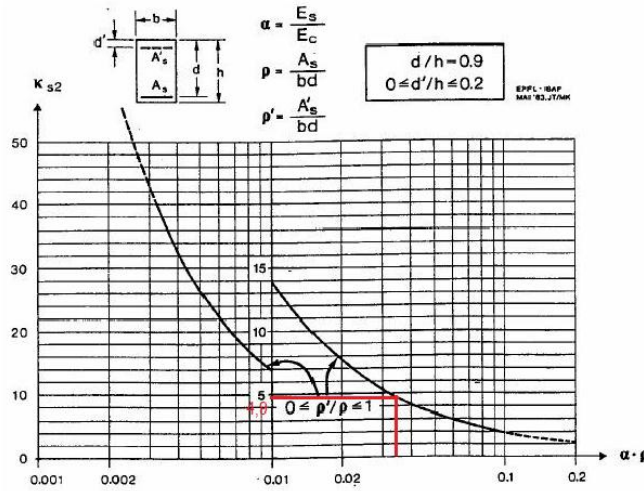


Fig.8.7 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \rightarrow k_A^{II}$ [11]

Para a determinação do coeficiente de correção k_{ψ}^{II} , serão considerados os ábacos da figura 8.8.

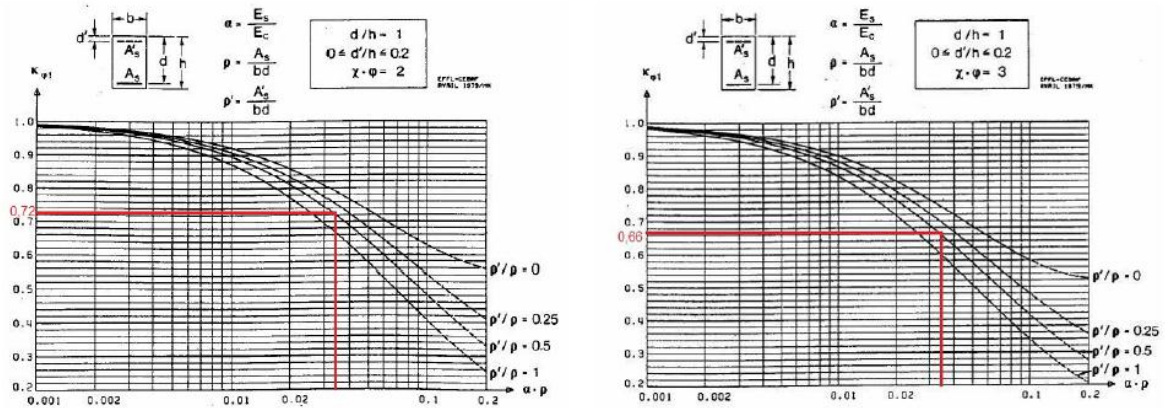


Fig.8.8 – Ábaco do coeficiente $k_2 \rightarrow k_{\psi}^{II}$ [11]

Deste modo, interpolando os valores obtidos nos ábacos, obtém-se $k_{\psi}^{II} = 0,70$. Tal como na situação de k_{ψ}^I não existem ábacos para o valor de $\chi \cdot \varphi = 2,31$, será novamente necessário recorrer à interpolação dos ábacos correspondentes às relações $\chi \cdot \varphi = 2,0$ e $\chi \cdot \varphi = 3,0$ para conseguir chegar ao resultado de k_{ψ}^{II} .

8.3.2.3. Coeficiente de repartição

Para determinarmos o coeficiente de repartição ξ , será ainda calcular o momento de fendilhação na secção determinante M_{rD} , tal como o momento fletor máximo M_D , resultante da combinação quase permanente de ações para os estados limites de utilização.

O momento de fendilhação da secção determinante M_{rD} , será calculado da seguinte forma:

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} \quad (8.26)$$

Em que:

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, que toma o valor de 2,9 MPa para o betão C30/37.

Deste modo teremos então:

$$M_{rD} = \frac{1,0 \times 0,28^2}{6} \times 2,9 \times 10^3 = 37,89 kN \cdot m$$

O momento fletor máximo M_D a considerar será obtido, para cada uma das situações, através do programa de cálculo automático Robot Structural Analysis Professional 2010, para os estados limites de utilização em que será considerado o valor máximo do momento negativo existente nos diagramas de momentos, ao nível do encastramento.

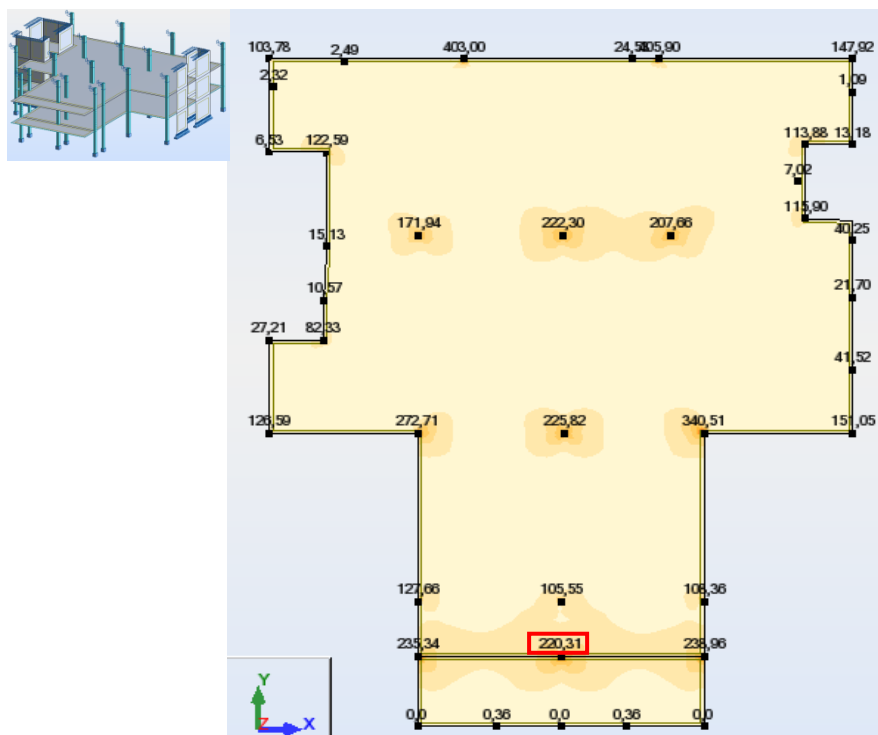


Fig.8.9 – Mapa de momentos flectores negativos segundo a direção "y" para o modelo inicial.

Como se pode verificar na figura 8.10, a secção marcada a vermelho será a secção determinante, pois é a secção, da parte que diz respeito à zona em consola, que apresenta o maior momento negativo. Contudo, para determinar o momento fletor máximo M_D , procedeu-se do mesmo modo que no dimensionamento da armadura para a laje em consola no capítulo anterior, apenas com a diferença que este momento será agora para os estados limites de utilização. Deste modo, teremos então:

$$M_{sd,consola} = 112,71 \text{ kN} \cdot \text{m/m (ELU)}$$

$$p_s = 7 + 2 + 2,32 + 0,3 \times 2 = 11,92 \text{ kN}$$

$$P_s = 10 \times 1 = 10 \text{ kN}$$

$$M_s = 11,92 \times \frac{2,85^2}{2} + 10 \times 2,85 = 76,9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

O momento no estado limite de serviço será então igual a $76,9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ e será com este o valor do máximo momento na secção determinante que se irá utilizar no método bilinear.

Após se obter o todos os parâmetros necessários e os momentos de fendilhação M_{rD} e o momento fletor máximo M_D , para a secção determinante, é então possível proceder ao cálculo do coeficiente de repartição ξ .

Deste modo, tem-se que:

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

Para $t=0$:

$$\xi = 1 - 1 \cdot 1 \cdot \frac{37,89}{76,9} = 0,507$$

Para $t=t$:

$$\xi = 1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \frac{37,89}{76,9} = 0,754$$

8.3.2.4. Determinação da flecha a_I e a_{II_0}

Flecha no estado I:

- Para $t=0$, $a_I = K_A^I \times a_c = 0,92 \times 11,6 = 10,764 \text{ mm}$
- Para $t=t$, $a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_c = 0,92 \times (1 + 0,78 \times 1,663) \times 11,6 = 24,52 \text{ mm}$

Flecha no estado II_0 :

- Para $t=0$, $a_{II} = K_A^{II} \times a_c = 4,9 \times 11,6 = 56,84 \text{ mm}$
- Para $t=t$, $a_{II} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_c = 4,9 \times (1 + 0,7 \times 1,663) \times 11,6 = 123,01 \text{ mm}$

8.3.2.5. Determinação da flecha provável, a

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M > M_r$$

Para $t=0$:

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,507) \times 10,764 + 0,507 \times 56,84 = 34,12 \text{ mm}$$

Para $t=t$:

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,754) \times 24,52 + 0,754 \times 123,01 = 98,75 \text{ mm}$$

De seguida, devido ao objectivo deste trabalho, o estudo da deformabilidade de estruturas em consola e sua influência na fissuração de alvenarias de fachada, será necessário retirar o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio da estrutura, pois a influência deste já terá ocorrido aquando da construção da parede de fachada, com as soluções propostas como alternativa de resolução das patologias que podem ocorrer.

Assim sendo, recorre-se uma vez mais ao programa Robot para se obter o mapa dos valores das deformações relativas ao peso próprio, subtraindo-se ao valor de flecha provável a longo prazo obtida através do método bilinear, de forma a obter-se a flecha real a que as paredes irão estar submetidas.

A figura que se segue representa a planta do modelo estrutural no Robot, com as deformações da flecha elástica devido ao peso próprio da estrutura.

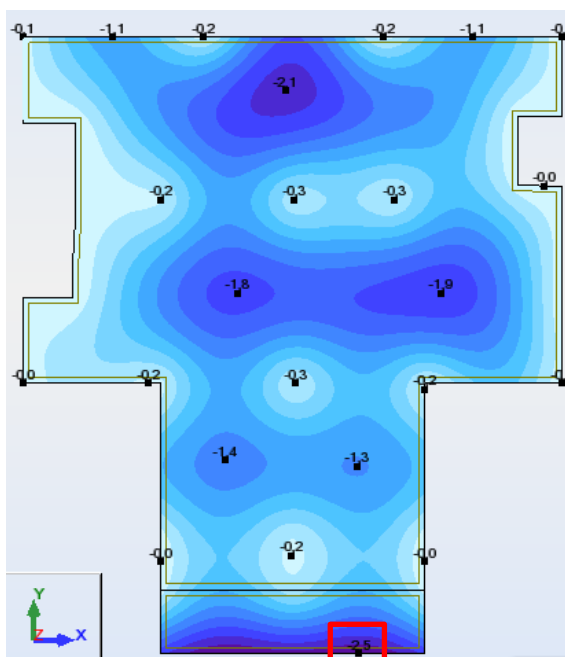


Fig.8.11 – Mapa dos valores das doformações relativas ao peso próprio (em mm)

Deste modo teremos que:

$$a - a_{pp} = 98,75 - 2,5 = 96,15 \text{ mm}$$

Iremos então considerar que o valor da flecha a longo prazo será 96,15 mm.

De forma a analisar a deformação extermindade da consola nos vários casos que irão ser analisados de seguida, será considerada uma simplificação que se obtém através da relação entre a flecha provável (flecha a longo prazo), determinada a partir do método bilinear, e a flecha elástica, que se obtém através do programa de cálculo Robot 2010, para a secção considerada determinante. Teremos então:

- Para t=0:

$$\frac{\text{flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = \frac{34,12}{11,6} = 2,94 \quad (8.27)$$

- Para t=t:

$$\frac{\text{Flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = \frac{96,15}{11,6} = 8,3 \quad (8.28)$$

De seguida proceder-se-á uma análise comparativa entre cada um dos modelos propostos como solução para os problemas de fissuração de alvenarias de fachada de elementos em consola. Para tal será utilizada a uma simplificação de modo a não haver demasiada repetição de cálculos realizados até agora, pois para tal seria necessário repetir o processo realizado até agora para cada um dos modelos, fugindo esse trabalho ao objectivo de estudo.

Considerando-se os valores das flechas elásticas do extremo da consola em cada situação, como se pode verificar nas figuras que se seguem, e multiplicando-se esse valor pelo valor obtido na relação encontrada anteriormente, entre a flecha elástica e a flecha provável, obtem-se os valores de flecha provável apresentados nos quadros 8.543. De forma a não tornar esta análise demasiado extensa ir-se-á apenas apresentar os dois casos mais gravosos em cada um dos exemplos.

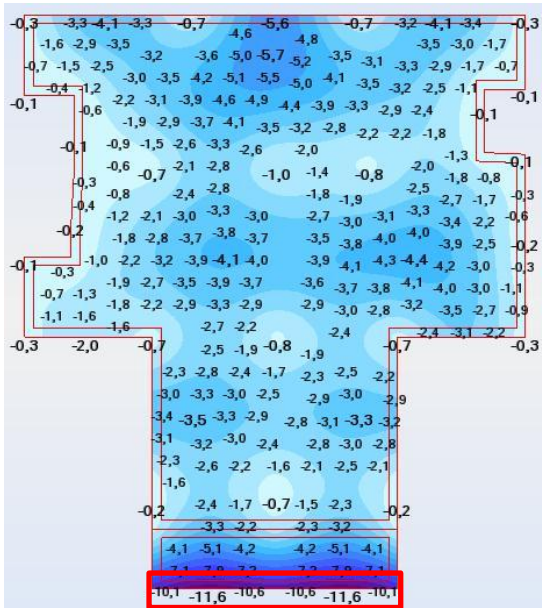


Fig. 8.12 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo inicial

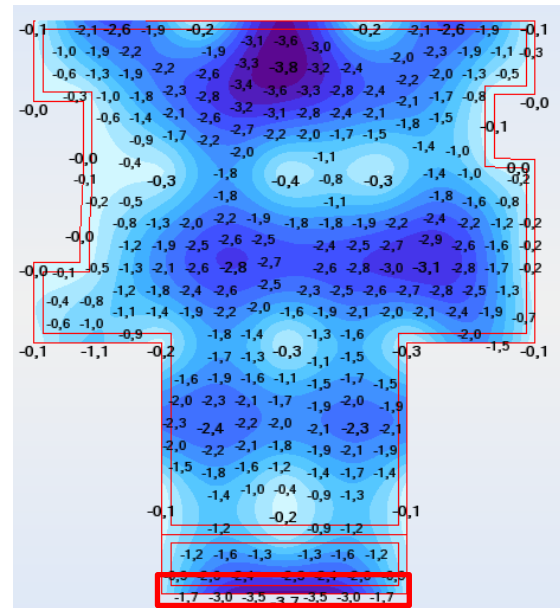


Fig 8.13 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo com parede de betão

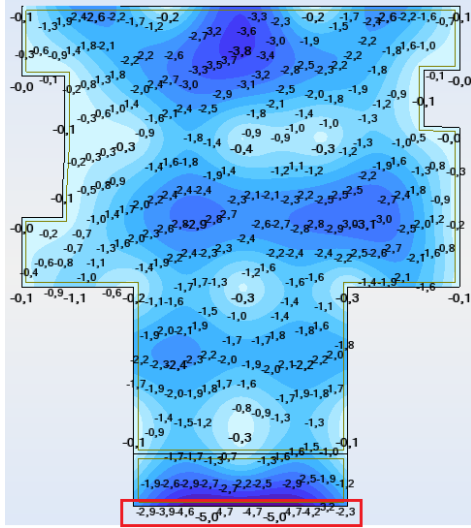


Fig. 8.14 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo com perfil metálico

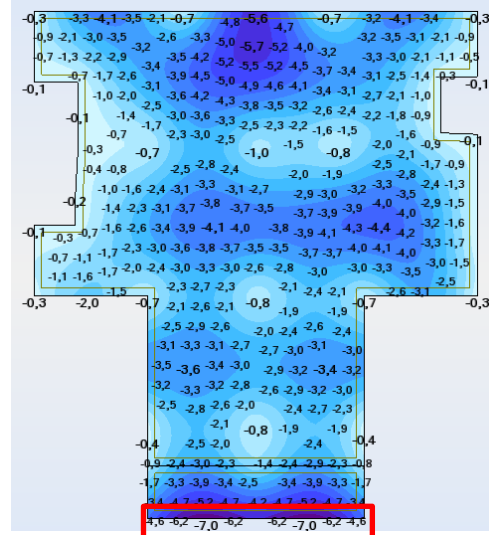


Fig. 8.15 – Valores das deformações na extremidade da consola, modelo com viga rígida

Teremos então, consoante a situação, as seguintes deformações:

Quadro 8.1 – Deformações dos extremos das lajes em consola

| Modelo em estudo | Valor da deformação (mm) |
|------------------|--------------------------|
| Inicial | 11,6 |
| | 10,5 |
| Parede de betão | 3,0 |
| | 3,7 |
| Perfil metálico | 5,0 |
| | 4,7 |
| Viga rígida | 6,2 |
| | 7,0 |

Quadro 8.2 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para t=0

| Modelo em estudo | Flecha elástica (mm) | Flecha provável, t=0 (mm) |
|------------------|----------------------|---------------------------|
| Inicial | 11,6 | 34,10 |
| | 10,5 | 30,87 |
| Parede de betão | 3,0 | 8,82 |
| | 3,7 | 10,88 |
| Perfil metálico | 5,0 | 14,70 |
| | 4,7 | 13,82 |
| Viga rígida | 6,2 | 18,23 |
| | 7,0 | 20,58 |

Quadro 8.3 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=t$

| Modelo em estudo | Flecha elástica (mm) | Flecha provável, $t=t$ (mm) |
|------------------|----------------------|-----------------------------|
| Inicial | 11,6 | 96,28 |
| | 10,5 | 87,5 |
| Parede de betão | 3,0 | 24,90 |
| | 3,7 | 30,71 |
| Perfil metálico | 5,0 | 41,50 |
| | 4,7 | 39,01 |
| Viga rígida | 6,2 | 51,46 |
| | 7,0 | 58,10 |

Será de extrema importância referir que estes valores, apesar de aproximados, e de nos indicarem como poderá funcionar a laje em consola em cada uma das situações em análise, nunca estarão completamente de acordo com aquilo que na realidade acontece. A deformação esperada poderá ser significativamente inferior nestes pontos, tendo estes valores devido à simplificação considerada. Esta deformação nunca será linear como aqui é considerada, o que irá certamente provocar mais desajustes nos deslocamentos da laje e consequência disso poderão ocorrer mais problemas na parede que irá estar apoiada na extremidade da laje.

8.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.4.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO

Segundo o Eurocódigo 2 “As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite $vão/500$ é normalmente adequando...”, tal como já tinha sido referido no decorrer deste trabalho.

O Eurocódigo 2 tem limite ainda mais apertado que a anterior legislação, o REBAP, que limita a deformação da laje a uma flecha igual a $vão/400$ do vão, para combinações frequentes de acções.

Uma vez que o vão da estrutura, sendo o elemento em estudo deste trabalho a laje em consola, será $L = 2 \times L_{consola}$.

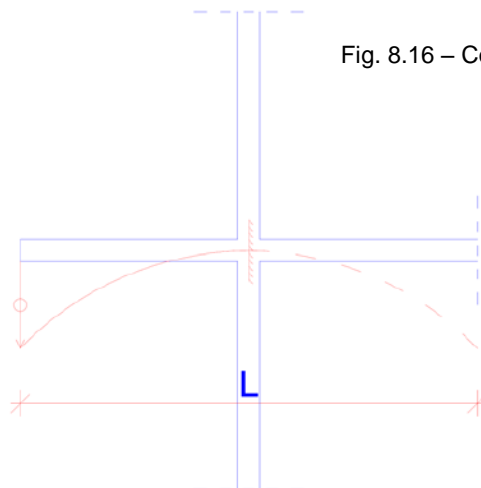


Fig. 8.16 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação

Considerando o EC2, tem-se que:

$$Flecha\ máxima = \frac{2,85 \times 2}{500} = 0,0114 = 11,4\ mm \quad (8.29)$$

E a título de curiosidade, segundo o REBAP:

$$Flecha\ máxima = \frac{2,85 \times 2}{400} = 0,01425 = 14,25\ mm \quad (8.30)$$

8.4.2. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS DE ALVENARIA

Relativamente aos limites para a deformação das paredes de alvenaria, considerou-se no capítulo 2 que a relação $L/1000$ seria a que melhor se adapta à realidade da construção portuguesa. Deste modo, considerando-se $L = 2 \times L_{\text{consola}} = 5,70\text{m}$, temos que:

$$Flecha\ máxima = \frac{5,70}{1000} = 0,0057 = 5,7\ mm$$

Sendo este valor para as fachadas laterais. Já para a fachada da frente do edifício teremos o seguinte valor para a flecha máxima.

$$Flecha\ máxima = \frac{11,06}{1000} = 0,01106 = 11,06\ mm$$

8.4.3. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS

Fazendo uma rápida análise aos resultados obtidos anteriormente, verifica-se, como já ficou provado em [10], que existe uma discrepância entre o valor limite de deformação do elemento de suporte, a deformação da laje fungiforme, e o valor limite para a deformação das paredes de alvenaria exteriores, sendo esta situação mais grave na parede lateral do que na parede frontal.

Deste modo, verifica-se que existe uma incompatibilidade entre os valores limite da deformação das paredes de fachada e os valores da deformação da flecha elástica. Os valores para a flecha instantânea são já ligeiramente superiores aos valores regulamentares mas o grande desfasamento para com as flechas a longo prazo é indicativo de que a possibilidade da ocorrência de patologias é bastante elevada.

Assim, as paredes de alvenaria, quando executadas no bordo de lajes em consola, estão sujeitas a esforços e deformações incompatíveis com o máximo que conseguem suportar, verificando-se, a longo prazo, fissurações bastante graves.

Fazendo uma comparação de todos os valores obtidos nas diferentes soluções verifica-se que a solução com as paredes de betão perpendiculares ao plano da fachada será a que melhor se adequa a este tipo de problemas. Apesar de a longo prazo não ser certo que resolve este problema, irá reduzir com certeza os efeitos causados por este tipo de solução construtiva. De seguida será feito um cálculo mais preciso para as flechas desta solução, com um valor de flecha elástica de 3,0 mm.

8.5. ANÁLISE DA SOLUÇÃO COM PAREDES DE BETÃO

8.5.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR À SOLUÇÃO COM PAREDES DE BETÃO

8.5.1.1. Coeficiente de repartição

O coeficiente de repartição ξ , será igual ao que se calculou anteriormente, sendo então:

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

Para $t=0$:

$$\xi = 1 - 1 \cdot 1 \cdot \frac{37,89}{76,9} = 0,507$$

Para $t=t$:

$$\xi = 1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \frac{37,89}{76,9} = 0,754$$

8.5.1.2. Determinação da flecha a_I e a_{II_0}

Sendo a flecha elástica neste caso igual a 3,0 mm.

Flecha no estado I:

- Para $t=0$, $a_I = K_A^I \times a_c = 0,92 \times 3,0 = 2,76 \text{ mm}$
- Para $t=t$, $a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_c = 0,92 \times (1 + 0,78 \times 1,663) \times 3,0 = 6,34 \text{ mm}$

Flecha no estado II₀:

- Para $t=0$, $a_{II} = K_A^{II} \times a_c = 4,9 \times 3,0 = 14,7 \text{ mm}$
- Para $t=t$, $a_{II} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_c = 4,9 \times (1 + 0,7 \times 1,663) \times 3,0 = 33,77 \text{ mm}$

8.5.1.3. Determinação da flecha provável, a

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M > M_r$$

Para $t=0$:

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,507) \times 2,76 + 0,507 \times 14,7 = 8,81 \text{ mm}$$

Para $t=t$:

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,754) \times 24,52 + 0,754 \times 123,01 = 27,02 \text{ mm}$$

De seguida, retirando o valor da deformabilidade devida ao peso próprio teremos que:

$$a - a_{pp} = 27,02 - 2,5 = 24,52 \text{ mm}$$

Iremos então considerar que o valor da flecha a longo prazo será 24,52 mm.

De forma a analisar a deformação extermindade da consola será considerada novamente a simplificação que se obtém através da relação entre a flecha provável (flecha a longo prazo), determinada a partir do método bilinear, e a flecha elástica, que se obtém através do programa de cálculo Robot 2010, para a secção considerada determinante. Teremos então:

- Para t=0:

$$\frac{\text{Flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = \frac{8,81}{3,0} = 2,94 \quad (8.31)$$

- Para t=t:

$$\frac{\text{Flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = \frac{24,52}{3,0} = 8,17 \quad (8.32)$$

Considerando-se novamente os valores das flechas elásticas para os pontos assinalados na figura seguinte, e multiplicando estes pelo valor obtido na relação linear considerada, obtiveram-se os valores para a flecha provável apresentados nos quadros que se segue.

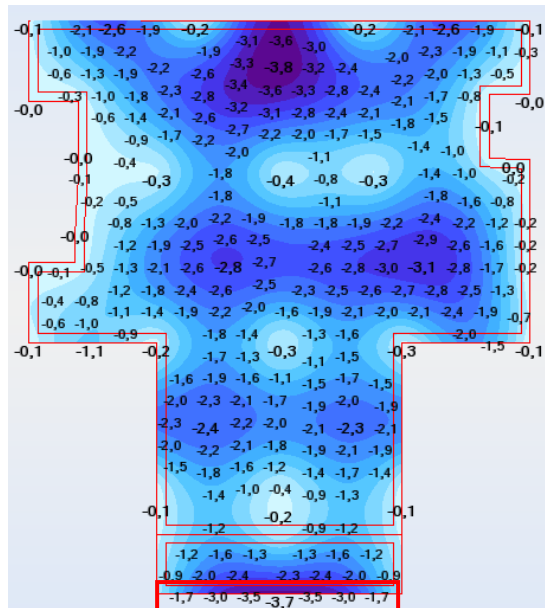


Fig. 8.17 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação, no modelo com as paredes de betão

Quadro 8.4 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para o modelo com paredes de betão

| Flecha elástica (mm) | Flecha provável, t=0 (mm) | Flecha provável, t=t (mm) |
|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1,7 | 5,0 | 14,0 |
| 3,0 | 8,82 | 24,51 |
| 3,5 | 10,29 | 28,60 |
| 3,7 | 10,89 | 30,23 |

8.5.2. CRÍTICA SOBRE RESULTADOS DA NOVA SOLUÇÃO

Finalmente, analisando os valores determinados para a flecha provável para $t=0$ e $t=t$, verifica-se que estes valores são efetivamente melhores que qualquer um dos obtidos para os outros modelos. Apesar de ainda estarem elevados tendo em consideração os valores limite para as deformações de flechas, esta solução irá reduzir o risco da ocorrência de fissuras em alvenarias de fachada executadas no bordo de lajes em consola. Este cálculo mais criterioso não demonstrou, como se pretendia, a total resolução do problema com esta solução mas de qualquer forma vem reforçar o raciocínio anterior.

9

CONCLUSÃO

O presente trabalho tinha como principal objetivo o estudo da deformabilidade de lajes em consola e sua influência na fissuração de alvenarias de fachada, sendo que para tal se iria prosseguir um trabalho já referenciado em [10].

Nesse sentido procedeu-se à análise do mesmo edifício estudado em [10] para se enquadrar o trabalho nas mesmas condições que o anterior estudo.

De acordo com o Eurocódigo 2, a prevenção da fissuração das paredes, por deformação excessiva do suporte, é feita limitando-se a relação entre a flecha e o vão. Neste regulamento é estabelecido um limite de deformação, suscetível de provocar danos em partes adjacentes à estrutura, a relação vão/500, considerando-se para este efeito as ações quase permanentes.

Deste modo, dado que todo o dimensionamento da estrutura foi feito de acordo com o Eurocódigo 2 seria de esperar que este pressuposto fosse cumprido. Com este trabalho, após o cálculo das flechas através do método bilinear, demonstra-se que mesmo com as alterações referidas tal não se torna inteiramente verdade.

Após a escolha da melhor solução para resolver as patologias, os resultados continuam um pouco aquém do esperado, mas de qualquer modo propõem-se soluções que reduzem significativamente a probabilidade de ocorrência de fissuração.

Pode verificar-se no capítulo 8 que, considerando-se um vão de 5,70 m, o valor da flecha máxima regulamentar admissível, para a laje maciça em consola, seria de 11,40 mm. Este facto não se verifica mesmo após as alterações no modelo estrutural, com a adição das duas paredes de betão, onde se verifica que o valor da flecha máxima esperada é, na pior das situações, de 30,23 mm. Ainda neste capítulo verifica-se que o valor da deformação das paredes de alvenaria é completamente incompatível com este valor de deformação de laje maciça em consola. Perante a diversidade de limites indicados por vários autores, o adotou-se o limite de $L/1000$, de onde resultará um valor de 5,07 mm para a flecha máxima das paredes laterais da consola e de 11,06 mm para a parte frontal da parede executada no bordo da consola.

Com a realização deste trabalho pode conclui-se que, mesmo com alterações estruturais tendentes ao reforço da rigidez das zonas em consola com diferentes alternativas, os regulamentos existentes não cobrem com suficientes exigências estas situações, pelo que a possibilidade de ocorrência de fissuração nas paredes de alvenaria das zonas em consola continua a existir, mesmo que se cumpram as exigências regulamentares.

Será assim aconselhável que o Projectista estude estes casos com exigências mais restritivas do que as regulamentares, no que respeita aos limites de deformação.

Verifica-se que a melhor solução para este tipo de problemas é a colocação de paredes de betão em planos perpendiculares às das fachadas das alvenarias executadas no bordo de consolas, pois os valores das suas deformações descem consideravelmente, reduzindo a probabilidade de deformação

Esta solução, embora não configure a resolução do problema, afigura-se como sendo a melhor opção entre as três estudadas e será assim a que mais facilmente minimizará o problema estudado. Deste modo, apesar de serem ligeiramente aumentados os custos de execução dos edifícios com soluções arquitectónicas deste tipo, serão certamente minimizados os custos de manutenção dos mesmos e serão atenuadas as fricções entre os diversos intervenientes (Donos de Obra, Empreiteiros, Fiscalizações e Projectistas). Assim, a adopção destas medidas deverá ser encarada como um investimento e não como uma despesa extra pelos promotores das edificações.

Bibliografia:

- [1] Silva, J.M., Abrantes, V.. *Patologia em Paredes de Alvenaria: Causa e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria, 2007.
- [2] Freitas, Vasco Peixoto. *Isolamento Térmico de Fachadas pelo Exterior – ETICS*. Maxit, Porto, 2002.
- [3] Silva, J.A. Raimundo Mendes da. *Alvenarias não estruturais – Patologias e Estratégias de reabilitação*. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [4] Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação atual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [5] Filipe, Rui Jorge Cepa. *Influência da execução de paredes exteriores não estruturais em alvenaria, na extremidade de lajes em consola, no dimensionamento de lajes de betão armado*, Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2009.
- [6] Martins, J.G., *Betão Armado – Lajes Fungiformes*, Série de Estruturas, Universidade Fernando Pessoa, 1ª Edição, Porto, 2003.
- [7] – Costa, J.P., *Influência da deformabilidade de alvenarias interiores na conceção estrutural de um edifício*, Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, 2009.
- [8] – Eurocódigo 0: “Bases para o projeto de estruturas”, Norma Europeia EN 1990:2009.
- [9] – Eurocódigo 2: “Projeto de estruturas de betão – parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004. Abril/2004
- [10] Abreu, Vera. *Estudo da deformabilidade de alvenarias de fachada executadas no bordo de zonas em consola de lajes maciças*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2011.
- [11] – Figueiras, J.A.. *Verificação aos Estados Limites de utilização*. FEUP, DECCivil 1997.
- [12] – Marchão, C., Appleton, J.. Apontamentos de Estruturas de Betão armado e pré-esforçado II, Instituto Superior Técnico, ano letivo 2006/2007.
- [13] – Transparências aulas teóricas, Estruturas de Betão 2, ano letivo 2011/2012, FEUP.
- [14] – Figueiras, J.A.. Apontamentos de Estruturas de Betão 2 – *Lajes Maciças*, FEUP, ano letivo 2003/2004.
- [15] – Pereira, Manuel F.P.. *Anomalias em paredes de alvenaria sem função estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.

ANEXO 1

PLANTAS DE ARQUITETURA

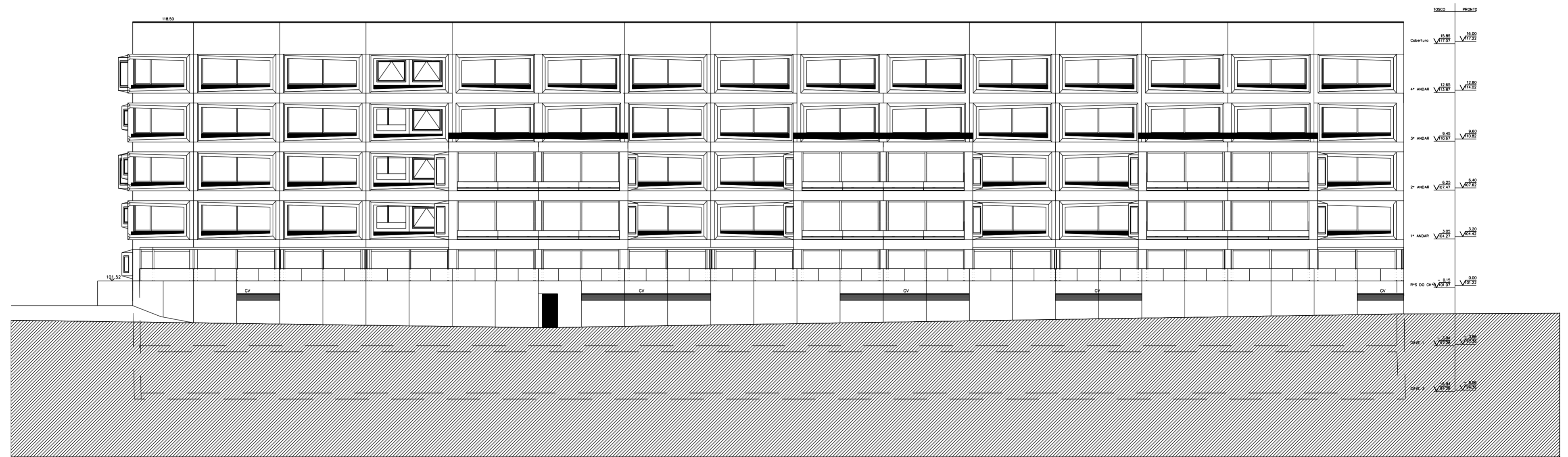
A.1.1. ALÇADO POENTE

A.1.2. ALÇADO NASCENTE

A.1.3. ALÇADO NORTE

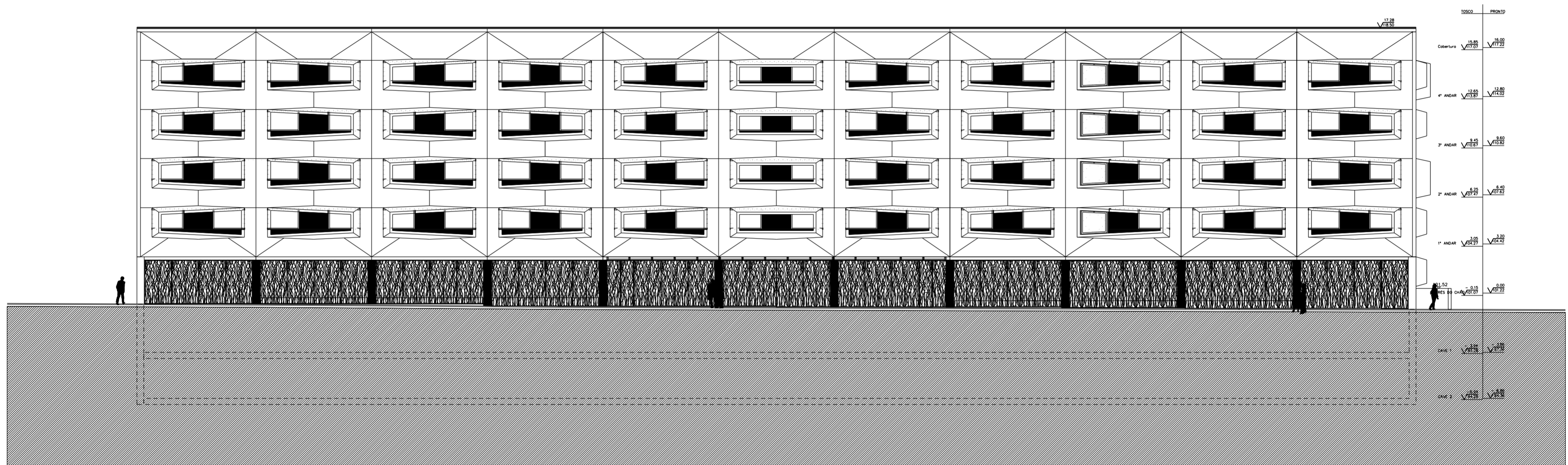
A.1.4. PLANTA DO PISO EM ANÁLISE

A.1.5. PLANTA DO PISO TIPO



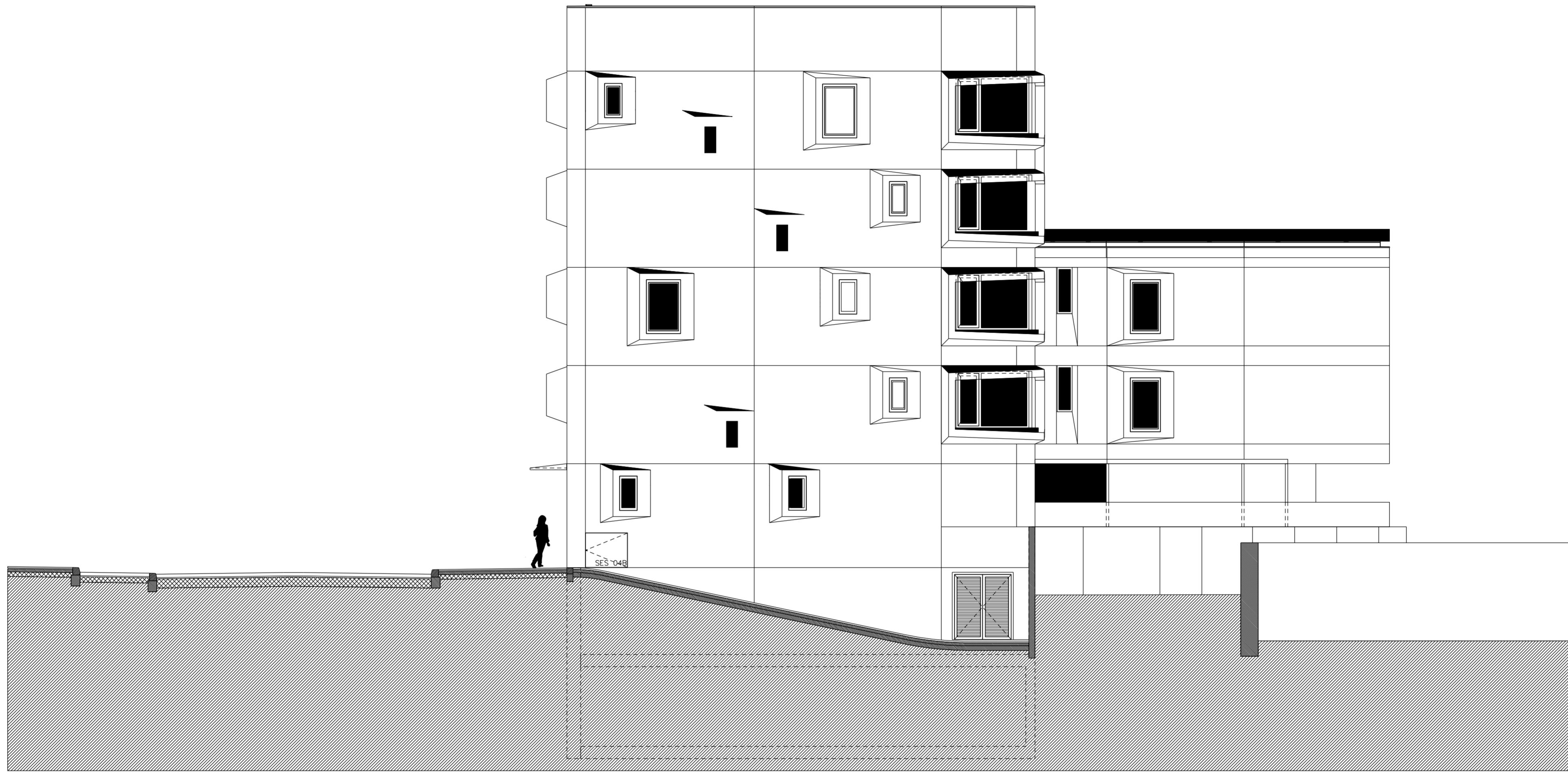
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|-----------------------------|--------------------|---------------------|
| PROJECTO DE ARQUITECTURA | Alçado Poente | |
| Desenho nº: 1 | Escala: 1:100 | |
| Elaborado por: Marco Coelho | Aluno nº 080501118 | Data: Junho de 2012 |



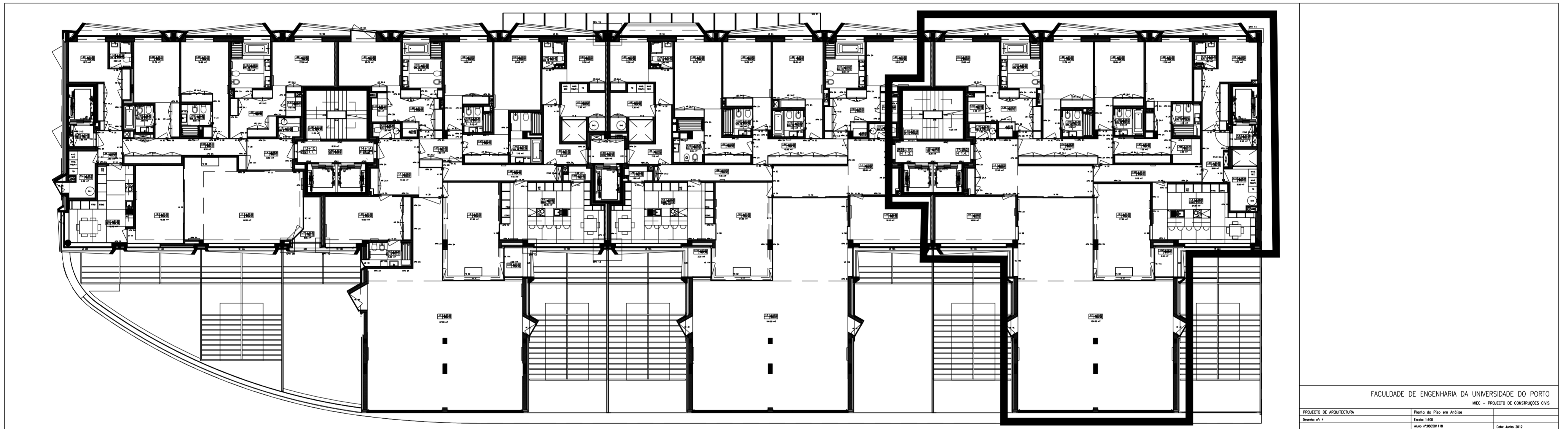
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|--------------------------|-----------------|---------------------|
| PROJECTO DE ARQUITECTURA | Alçada Nascente | |
| Desenho nº: 2 | Escala: SE | |
| | | Data: Junho de 2012 |



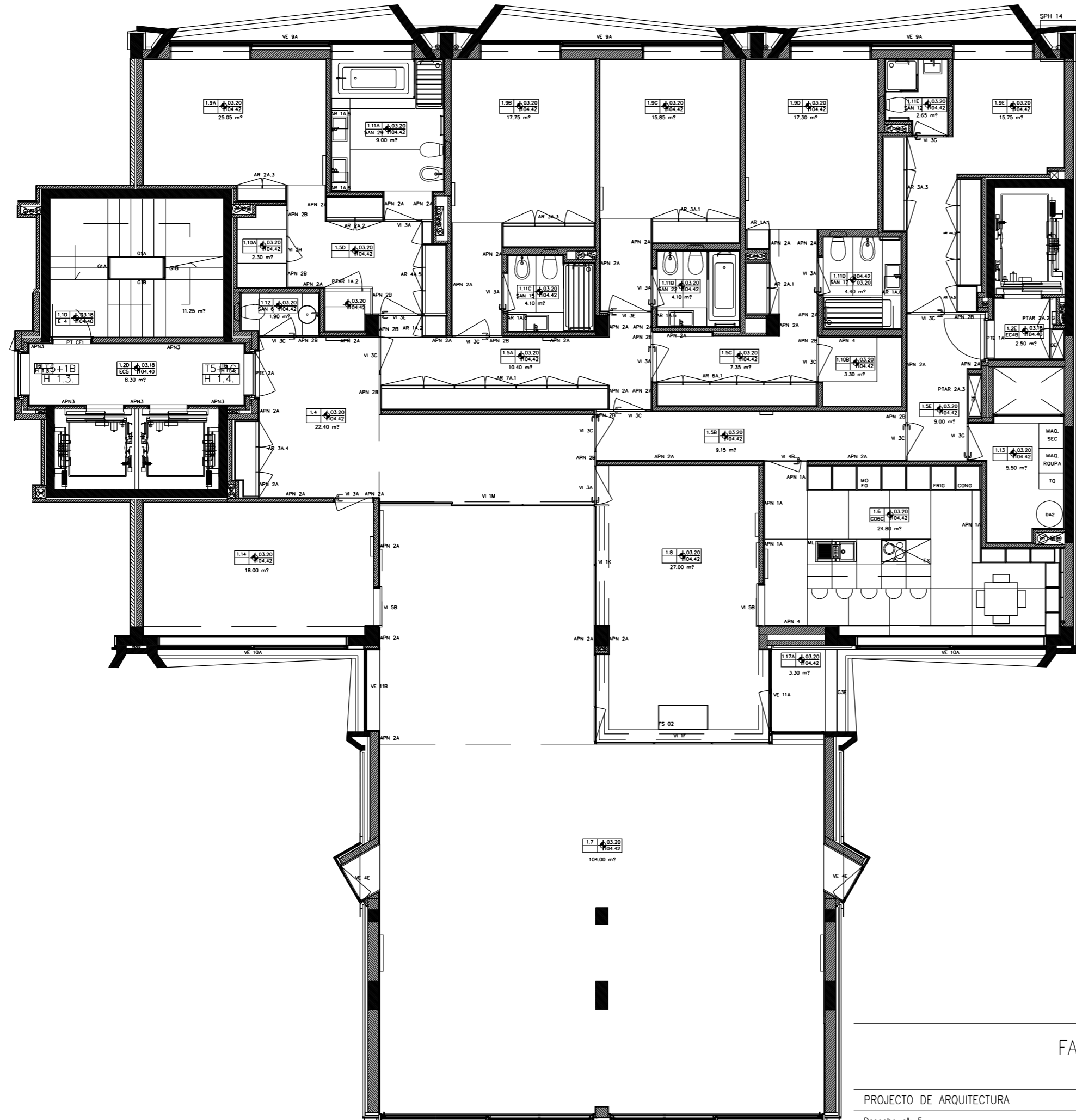
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|--------------------------|--------------|---------------------|
| PROJECTO DE ARQUITECTURA | Alçado Norte | |
| Desenho nº: 3 | Escala: 5E | |
| | | Data: Junho de 2012 |



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|--------------------------|---------------------------|------------------|
| PROJECTO DE ARQUITECTURA | Planta do Piso em Análise | |
| Desenho nº: 4 | Escala: 1:100 | |
| | Nº de Auto: 17/00001116 | Data: Junho 2012 |



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

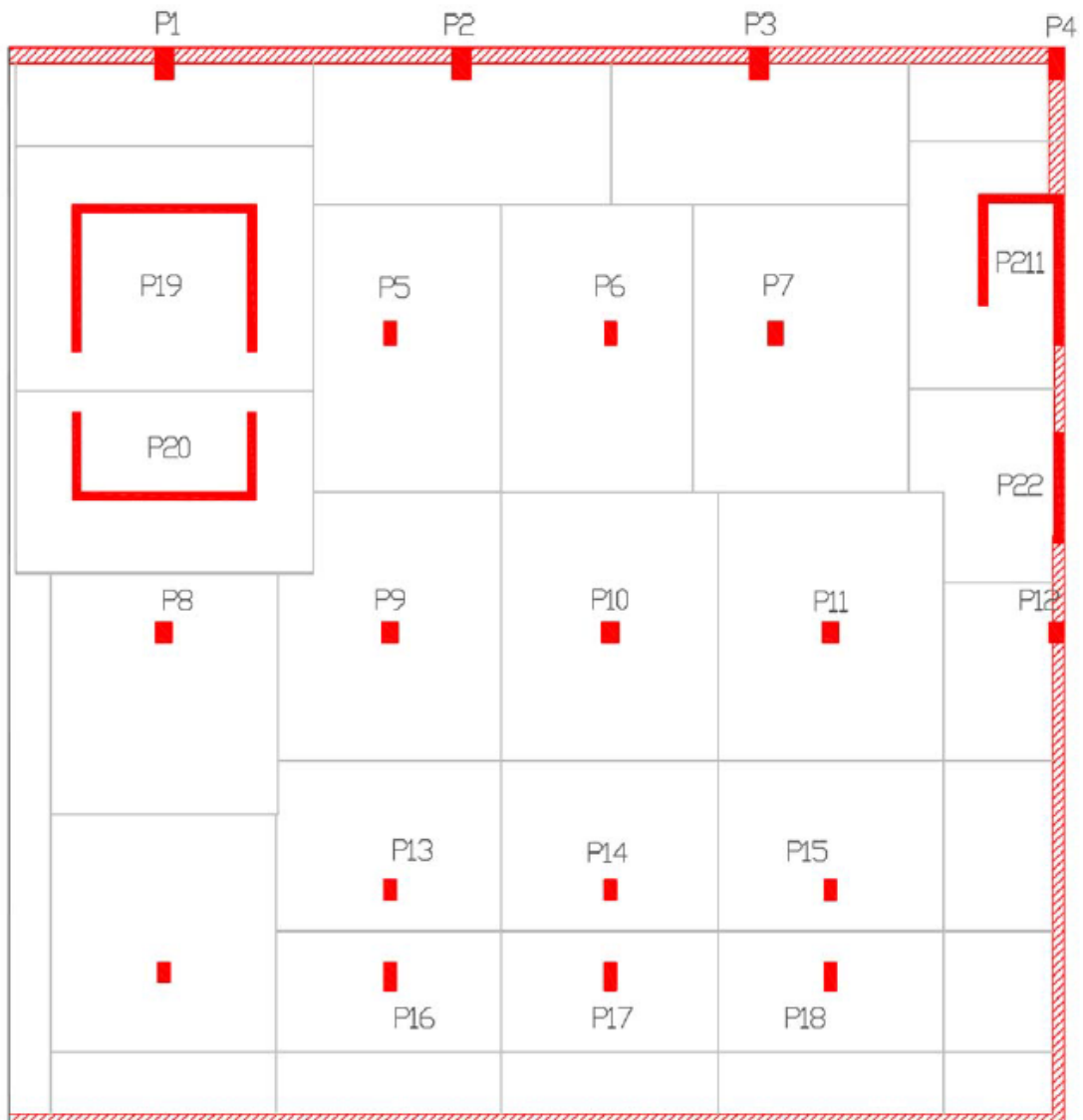
| | | |
|-----------------------------|---------------------|---------------------|
| PROJECTO DE ARQUITECTURA | Planta do Piso Tipo | |
| Desenho n°: 5 | Escala: 1:100 | |
| Elaborado por: Marco Coelho | | Data: Junho de 2012 |

ANEXO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

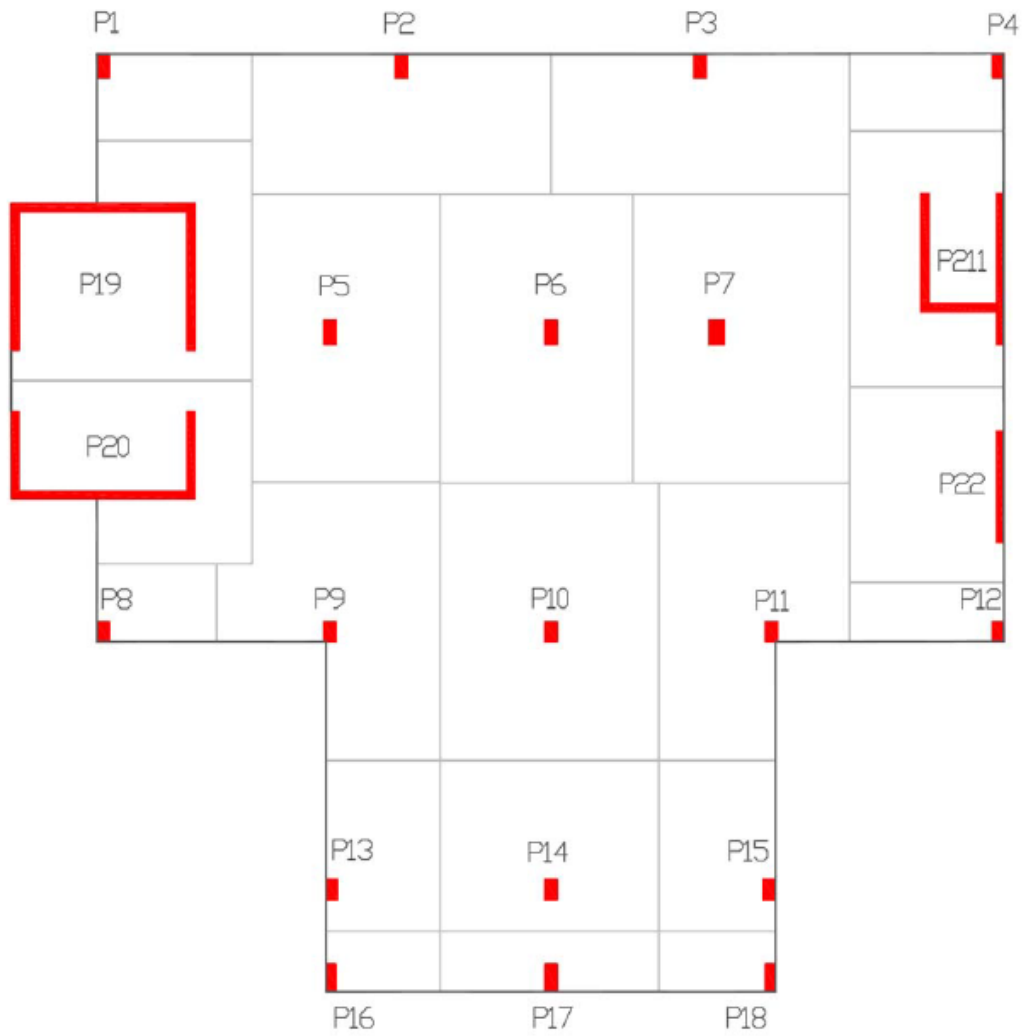
- A.2.1. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE**
- A.2.2. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉS-DO-CHÃO**
- A.2.3. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 1 AO PISO 3**
- A.2.4. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 4**
- A.2.5. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA**
- A.2.6. TABELAS DE PRÉ DIMENSIONAMENTO OS PILARES**
- A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

A.2.1. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE



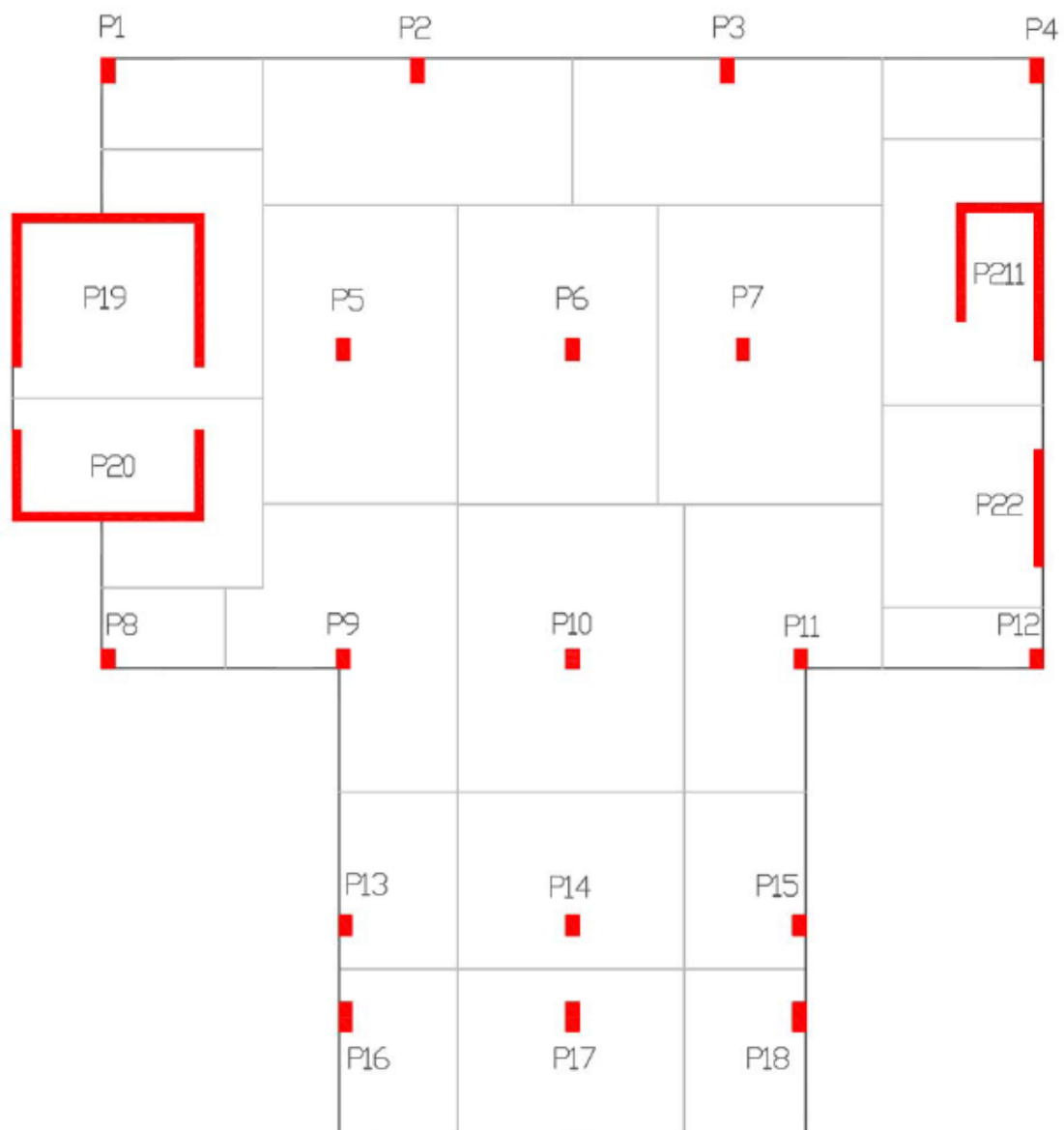
| Pilar | Área (m ²) |
|-------|------------------------|
| P1 | - |
| P2 | - |
| P3 | - |
| P4 | - |
| P5 | 34,59 |
| P6 | 35,43 |
| P7 | 39,84 |
| P8 | 35,07 |
| P9 | 36,57 |
| P10 | 37,38 |
| P11 | 38,73 |
| P12 | - |
| P13 | 24,40 |
| P14 | 23,69 |
| P15 | 24,55 |
| P16 | 17,47 |
| P17 | 16,85 |
| P18 | 17,47 |
| P19 | 46,78 |
| P20 | 26,61 |
| P21 | 18,18 |
| P22 | - |

A.2.2. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉS-DO-CHÃO



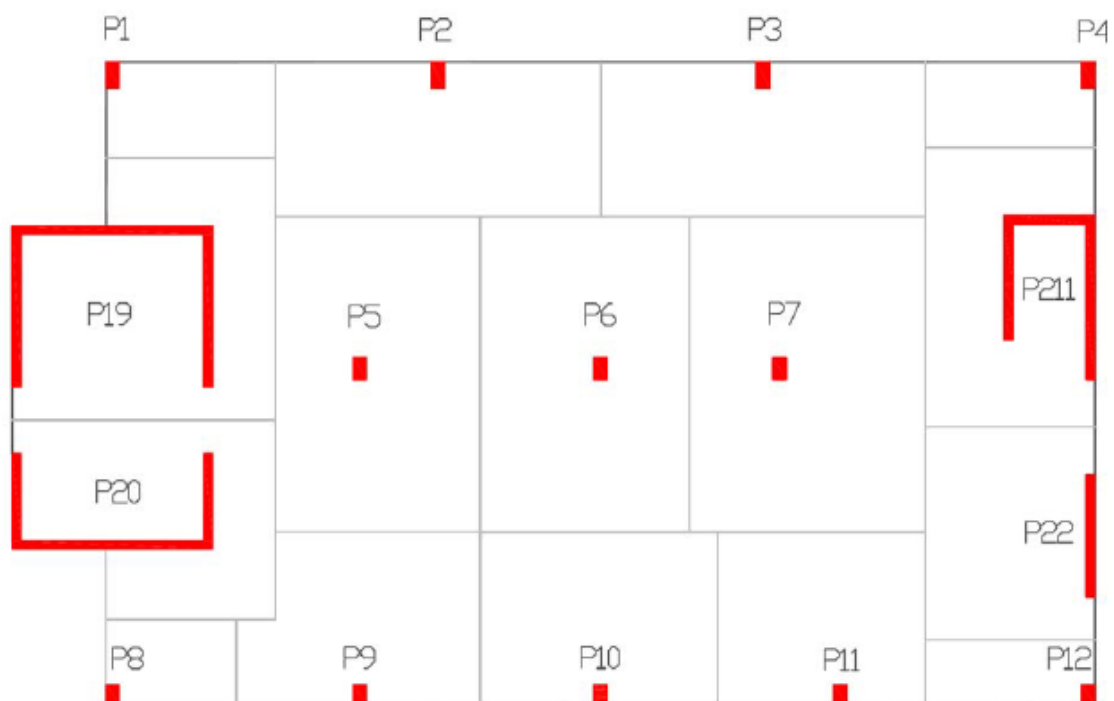
| Pilar | Área (m ²) |
|-------|------------------------|
| P1 | 8,56 |
| P2 | 26,73 |
| P3 | 26,85 |
| P4 | 7,54 |
| P5 | 34,59 |
| P6 | 35,43 |
| P7 | 39,84 |
| P8 | 5,92 |
| P9 | 29,48 |
| P10 | 38,63 |
| P11 | 28,38 |
| P12 | 5,85 |
| P13 | 12,82 |
| P14 | 23,8 |
| P15 | 12,82 |
| P16 | 5,24 |
| P17 | 9,71 |
| P18 | 5,24 |
| P19 | 33,49 |
| P20 | 15,72 |
| P21 | 22,37 |
| P22 | 17,58 |

A.2.3. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 1 AO PISO 3



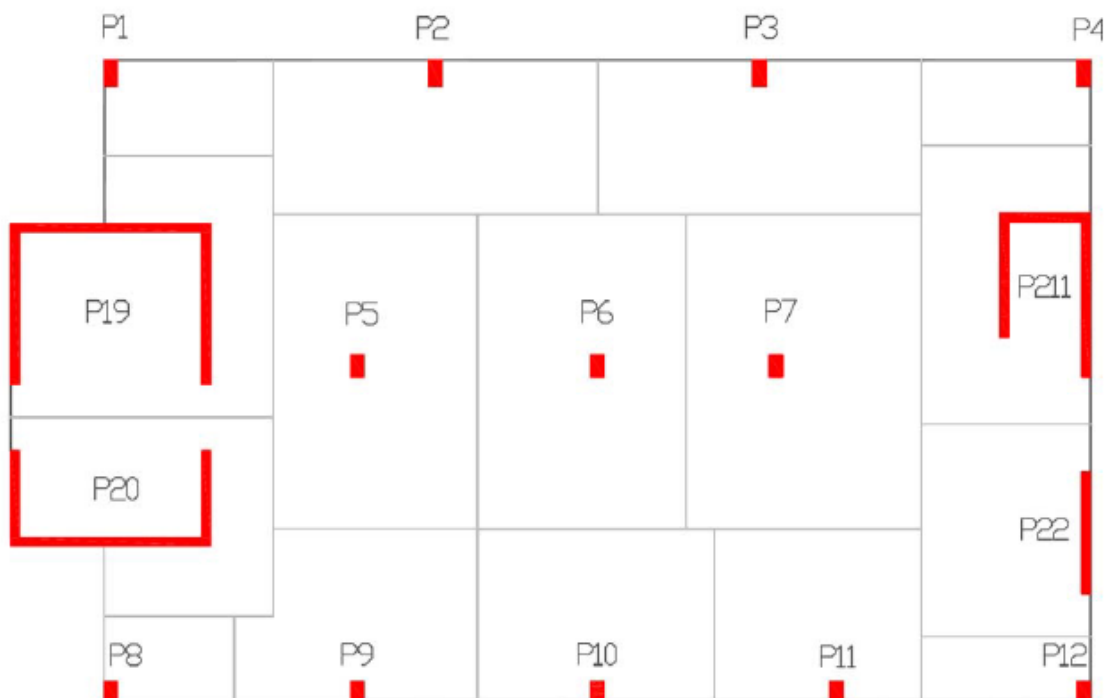
| Pilar | Área (m ²) |
|-------|------------------------|
| P1 | 8,56 |
| P2 | 26,73 |
| P3 | 26,85 |
| P4 | 7,54 |
| P5 | 34,59 |
| P6 | 35,43 |
| P7 | 39,84 |
| P8 | 5,92 |
| P9 | 29,48 |
| P10 | 38,63 |
| P11 | 28,38 |
| P12 | 5,85 |
| P13 | 12,82 |
| P14 | 23,8 |
| P15 | 12,82 |
| P16 | 12,16 |
| P17 | 23,15 |
| P18 | 12,47 |
| P19 | 33,49 |
| P20 | 15,72 |
| P21 | 22,37 |
| P22 | 17,58 |

A.2.4. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 4



| Pilar | Área (m ²) |
|-------|------------------------|
| P1 | 8,56 |
| P2 | 26,73 |
| P3 | 26,85 |
| P4 | 7,54 |
| P5 | 34,59 |
| P6 | 35,43 |
| P7 | 39,84 |
| P8 | 5,93 |
| P9 | 20,82 |
| P10 | 22,07 |
| P11 | 19,32 |
| P12 | 5,83 |
| P19 | 33,49 |
| P20 | 15,72 |
| P21 | 22,37 |
| P22 | 17,58 |

A.2.5. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA

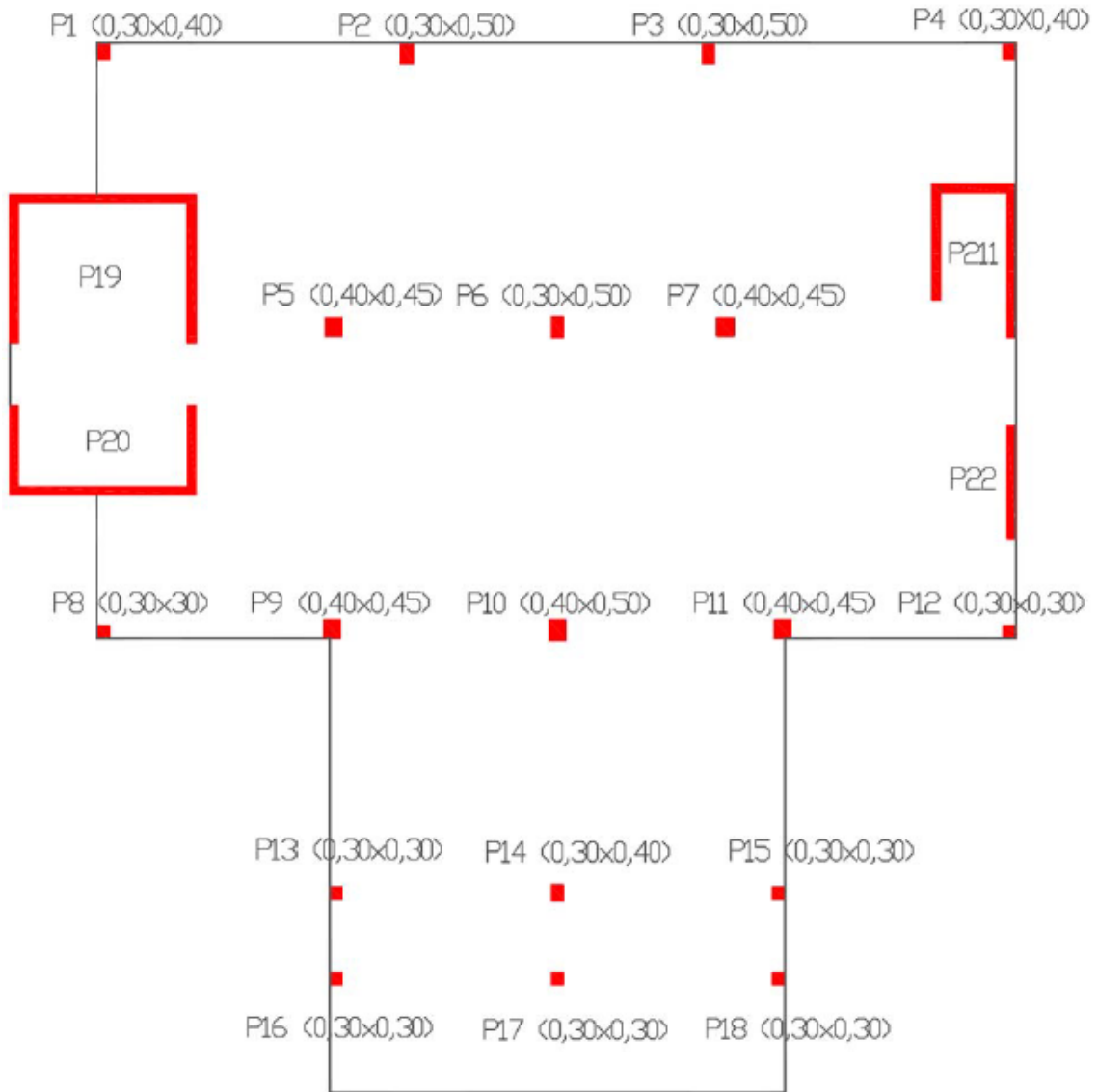


| Pilar | Área (m ²) |
|-------|------------------------|
| P1 | 8,56 |
| P2 | 26,73 |
| P3 | 26,85 |
| P4 | 7,54 |
| P5 | 34,59 |
| P6 | 35,43 |
| P7 | 39,84 |
| P8 | 5,93 |
| P9 | 20,82 |
| P10 | 22,07 |
| P11 | 19,32 |
| P12 | 5,83 |
| P19 | 33,49 |
| P20 | 15,72 |
| P21 | 22,37 |
| P22 | 17,58 |

| Pilar | Laje - Cave | | Laje - Rés-do-chão | | | Laje - piso 1 a 3 | | | Laje - piso 4 | | | Laje - Cobertura | | TOTAL | | | | | | | | |
|-------|-------------|----------|--------------------|-------|---------|-------------------|---------|----------|---------------|------|---------|------------------|---------|----------|---------|-------|---------|-------|---------|---------|-----------------|---------------------|
| | MS | Área inf | Carga 1 | Laje | Carga 2 | Linf | Carga 3 | Área inf | Carga 2 | Linf | Carga 3 | Área inf | Carga 4 | Área inf | Carga 2 | Linf | Carga 3 | Área | Carga 5 | KN | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Parede exterior | Cobertura acessível |
| P1 | - | | | 8,56 | 18,28 | 3,92 | 13,50 | 8,56 | 18,28 | 3,92 | 13,50 | | 8,56 | 18,28 | 3,92 | 13,50 | 8,56 | 16,35 | | 1187,03 | | |
| P2 | - | | | 26,73 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | 26,73 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | | 26,73 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | 26,73 | 16,35 | | 3394,10 | | |
| P3 | - | | | 26,85 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | 26,85 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | | 26,85 | 18,28 | 7,61 | 13,50 | 26,85 | 16,35 | | 3407,03 | | |
| P4 | - | | | 7,54 | 18,28 | 5,86 | 13,50 | 7,54 | 18,28 | 5,86 | 13,50 | | 7,54 | 18,28 | 5,86 | 13,50 | 7,54 | 16,35 | | 1208,06 | | |
| P5 | 34,59 | 19,52 | | 34,59 | 18,28 | | | 34,59 | 18,28 | | | | 34,59 | 18,28 | | | 34,59 | 16,35 | | 4402,55 | | |
| P6 | 35,43 | 19,52 | | 35,43 | 18,28 | | | 35,43 | 18,28 | | | | 35,43 | 18,28 | | | 35,43 | 16,35 | | 4509,46 | | |
| P7 | 39,84 | 19,52 | | 39,84 | 18,28 | | | 39,84 | 18,28 | | | | 39,84 | 18,28 | | | 39,84 | 16,35 | | 5070,76 | | |
| P8 | 35,07 | 19,52 | | 5,92 | 18,28 | 3,01 | 13,50 | 5,92 | 18,28 | 3,01 | 13,50 | | 5,92 | 18,28 | 3,01 | 13,50 | 5,93 | 16,35 | | 1525,77 | | |
| P9 | 36,57 | 19,52 | | 29,48 | 18,28 | 5,71 | 13,50 | 29,48 | 18,28 | 5,71 | 13,50 | | 20,82 | 18,28 | 5,65 | 13,50 | 20,82 | 16,35 | | 3975,24 | | |
| P10 | 37,38 | 19,52 | | 38,63 | 18,28 | | | 38,63 | 18,28 | | | | 22,07 | 18,28 | 5,50 | 13,50 | 22,07 | 16,35 | | 4393,10 | | |
| P11 | 38,73 | 19,52 | | 28,38 | 18,28 | 4,80 | 13,50 | 28,38 | 18,28 | 4,80 | 13,50 | | 19,32 | 18,28 | 3,00 | 13,50 | 19,32 | 16,35 | | 3800,10 | | |
| P12 | - | | | 5,85 | 18,28 | 5,41 | 13,50 | 5,85 | 18,28 | 5,41 | 13,50 | | 5,83 | 18,28 | 5,41 | 13,50 | 5,83 | 16,35 | | 994,88 | | |
| P13 | 24,40 | 19,52 | | 12,82 | 18,28 | 4,32 | 13,50 | 12,82 | 18,28 | 4,32 | 13,50 | | | | | | | | | | 1583,16 | |
| P14 | 23,69 | 19,52 | | 23,80 | 18,28 | | | 23,80 | 18,28 | | | | | | | | | | | | 2192,55 | |
| P15 | 24,55 | 19,52 | | 12,82 | 18,28 | 4,32 | 13,50 | 12,82 | 18,28 | 4,32 | 13,50 | | | | | | | | | | 1586,09 | |
| P16 | 17,47 | 19,52 | | 5,24 | 18,28 | 1,77 | 13,50 | 12,16 | 18,28 | 4,20 | 13,50 | | | | | | | | | | 1235,75 | |
| P17 | 16,85 | 19,52 | | 9,71 | 18,28 | | | 23,15 | 18,28 | | | | | | | | | | | | | 1766,08 |
| P18 | 17,47 | 19,52 | | 5,24 | 18,28 | 1,77 | 13,50 | 12,47 | 18,28 | 4,20 | 13,50 | | | | | | | | | | | 1252,61 |
| P19 | 46,78 | 19,52 | | 33,49 | 18,28 | | | 33,49 | 18,28 | | | | 33,49 | 18,28 | | | | | | | | 4521,93 |
| P20 | 26,61 | 19,52 | | 15,72 | 18,28 | | | 15,72 | 18,28 | | | | 15,72 | 18,28 | | | | | | | | 2213,36 |
| P21 | 18,18 | 19,52 | | 22,37 | 18,28 | 2,67 | 13,50 | 22,37 | 18,28 | 2,67 | 13,50 | | 22,37 | 18,28 | | | | | | | | 2909,61 |
| P22 | - | | | 17,58 | 18,28 | 2,28 | 13,50 | 17,58 | 18,28 | 2,28 | 13,50 | | 17,58 | 18,28 | | | | | | | | 2017,54 |

| Pilar | Ac (cm ²) | Larg (cm) | Comp (cm) | Dimensões (Lxx x Lyy) (cm ²) | Ac final (cm ²) |
|-------|-----------------------|-----------|-----------|--|-----------------------------|
| P1 | 487,48 | 30 | 16,25 | 30x40 | 1200 |
| P2 | 1393,88 | 30 | 46,46 | 30x50 | 1500 |
| P3 | 1399,19 | 30 | 46,64 | 30x50 | 1500 |
| P4 | 496,12 | 30 | 16,54 | 30x40 | 1200 |
| P5 | 1808,03 | 30 | 60,27 | 40x50 | 2000 |
| P6 | 1851,93 | 30 | 61,73 | 30x50 | 1500 |
| P7 | 2082,45 | 30 | 69,41 | 40x50 | 2000 |
| P8 | 626,60 | 30 | 20,89 | 30x30 | 900 |
| P9 | 1632,54 | 30 | 54,42 | 30x45 | 1800 |
| P10 | 1804,15 | 30 | 60,14 | 40x50 | 2000 |
| P11 | 1560,61 | 30 | 52,02 | 40x45 | 1800 |
| P12 | 408,57 | 30 | 13,62 | 30x30 | 900 |
| P13 | 650,17 | 30 | 21,67 | 30x30 | 900 |
| P14 | 900,43 | 30 | 30,01 | 30x40 | 1200 |
| P15 | 651,37 | 30 | 21,71 | 30x30 | 900 |
| P16 | 507,49 | 30 | 16,92 | 30x30 | 900 |
| P17 | 725,29 | 30 | 24,18 | 30x30 | 900 |
| P18 | 514,42 | 30 | 17,15 | 30x30 | 900 |
| P19 | 1857,06 | 20 | 92,85 | 20x370+425x20+20x370 | 23300 |
| P20 | 908,98 | 20 | 45,45 | 20x220+425x20+20x220 | 17300 |
| P21 | 1194,91 | 20 | 59,75 | 20x290+170x20+20x380 | 16800 |
| P22 | 828,56 | 20 | 41,43 | 20x280 | 5600 |

A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO



ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO

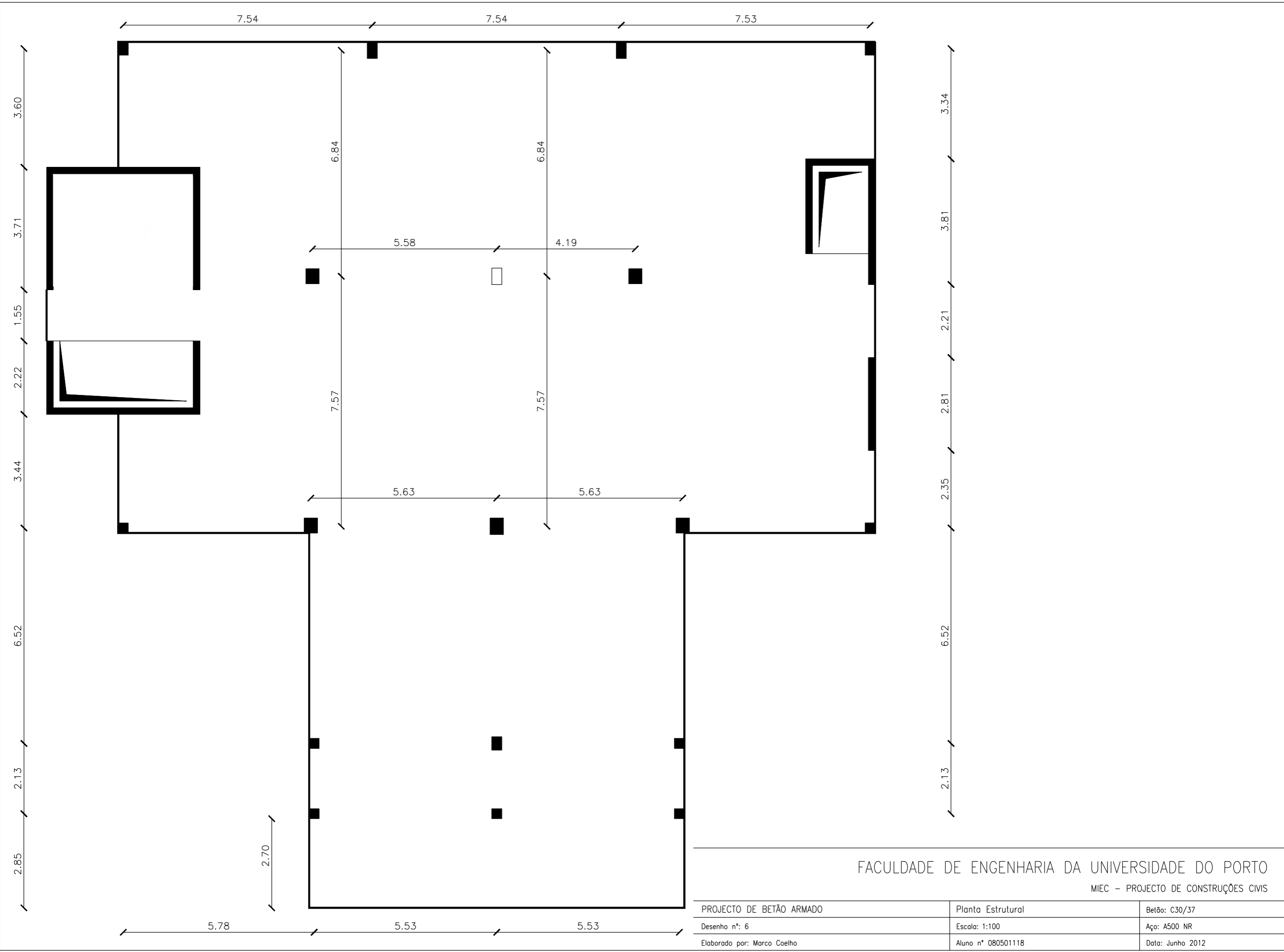
A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO

A.3.2. LAJE – ARMADURA INFERIOR

A.3.3. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

A.3.4. CORTE DA LAJE EM CONSOLA

A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO

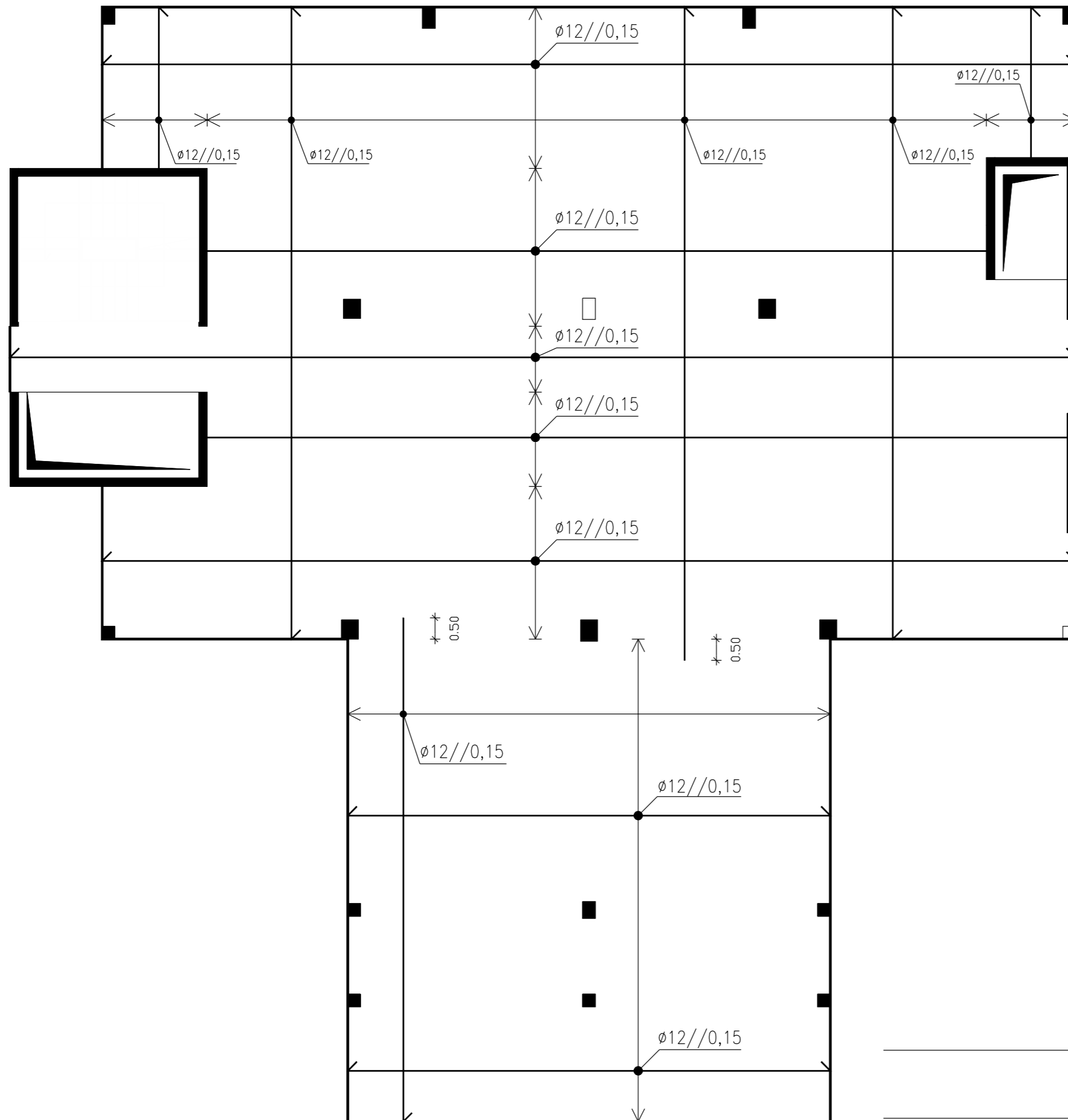


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC – PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|-----------------------------|--------------------|------------------|
| PROJECTO DE BETÃO ARMADO | Planta Estrutural | Betão: C30/37 |
| Desenho nº: 6 | Escala: 1:100 | Aço: A500 NR |
| Elaborado por: Marco Coelho | Aluno nº 080501118 | Data: Junho 2012 |

A.3.2. LAJE – ARMADURA INFERIOR



Planta do Piso Tipo – Armadura Inferior
(ESC. 1:100)

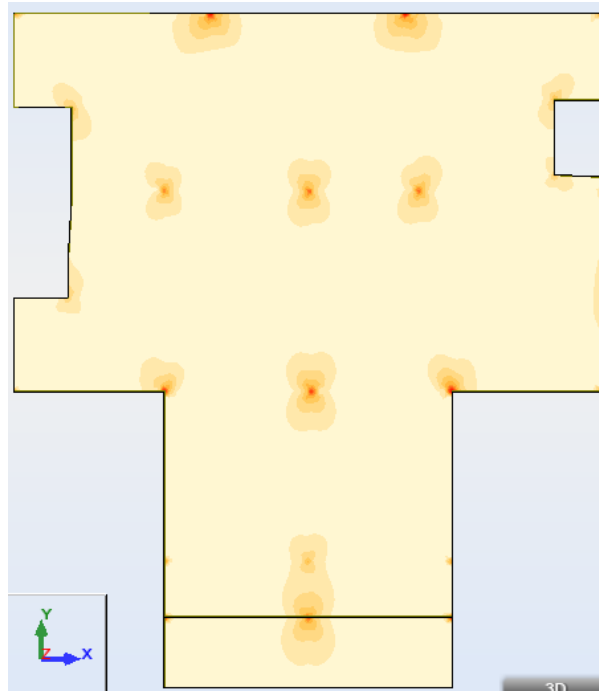
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC – PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|-----------------------------|---|------------------|
| PROJECTO DE BETÃO ARMADO | Planta do Piso Tipo – Armadura Inferior | Betão: C30/37 |
| Desenho nº: 7 | Escala: 1:100 | Aço: A500 NR |
| Elaborado por: Marco Coelho | Aluno nº 080501118 | Data: Junho 2012 |

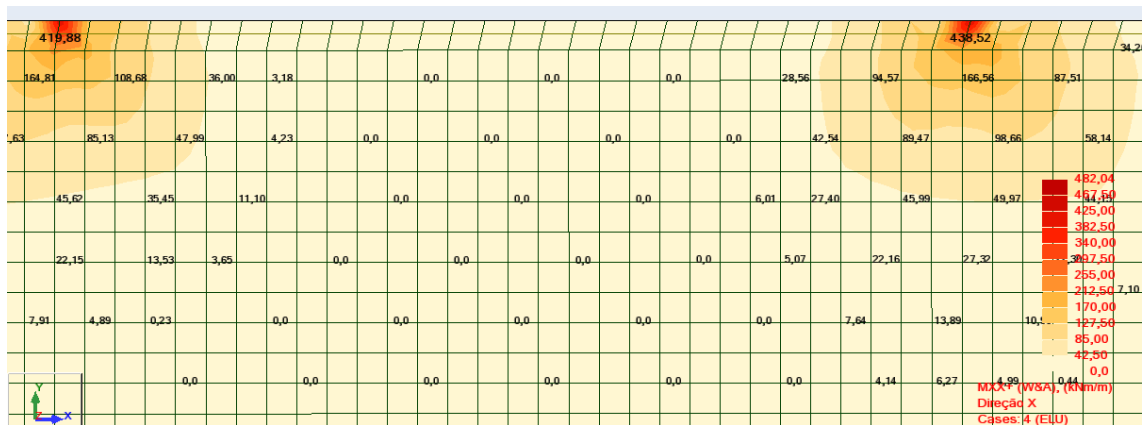
A.3.3. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

Em vez de se realizar o cálculo individualizado para cada uma das zonas de pilares apresentame de seguida as imagens necessárias para esse cálculo, obtidas a partir do programa Robot 2010, seguindo-se um tabela resumo com todos os valores dos cálculos efetuados, seguindo a metodologia que foi indicada no capítulo 7.3.2.

Na direção segundo x:

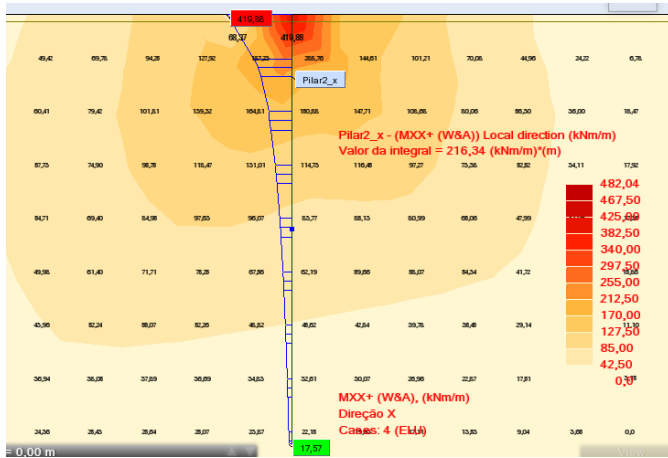


Pilar 2 e 3:

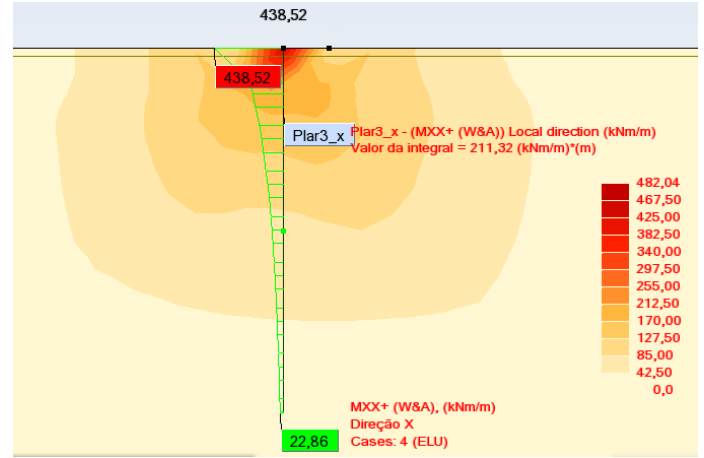


Os respectivos cortes:

Pilar P2:



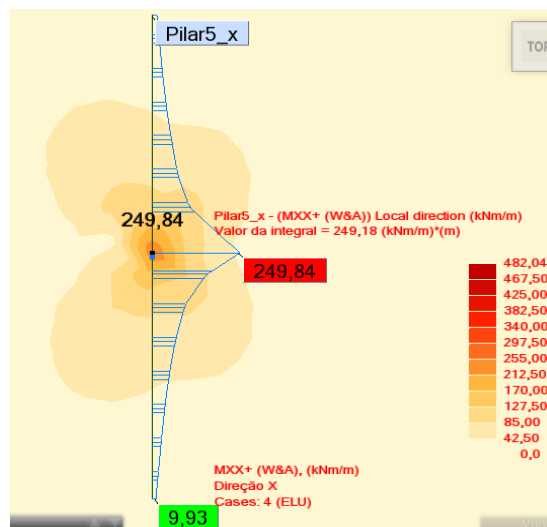
Pilar P3:



Pilar P5:

| | | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| 21,77 | 25,86 | 30,94 | 35,90 | 38,87 | 37,70 | 31,36 | 28,65 | 25,46 | 17,90 | 8,05 |
| 20,59 | 26,27 | 33,82 | 42,39 | 49,23 | 50,65 | 43,18 | 41,14 | 35,10 | 23,51 | 10,31 |
| 17,38 | 24,12 | 33,73 | 46,52 | 60,42 | 66,10 | 60,08 | 57,58 | 45,14 | 27,23 | 10,40 |
| 12,26 | 19,13 | 29,53 | 44,81 | 68,90 | 92,97 | 80,76 | 76,76 | 50,99 | 26,37 | 7,18 |
| 5,83 | 11,88 | 21,33 | 35,76 | 59,87 | 116,16 | 155,75 | 86,14 | 46,36 | 19,52 | 0,74 |
| 0,0 | 3,90 | 11,77 | 23,96 | 43,14 | 31,10 | 249,84 | 86,20 | 39,85 | 14,60 | 0,0 |
| 4,93 | 11,44 | 21,53 | 36,95 | 65,36 | 106,46 | 107,10 | 91,23 | 51,83 | 24,26 | 5,06 |
| 10,76 | 18,09 | 28,85 | 44,27 | 65,00 | 78,82 | 73,95 | 72,38 | 52,03 | 29,07 | 10,29 |
| 15,22 | 22,35 | 31,96 | 43,82 | 55,08 | 59,67 | 51,80 | 53,05 | 43,25 | 27,64 | 11,92 |

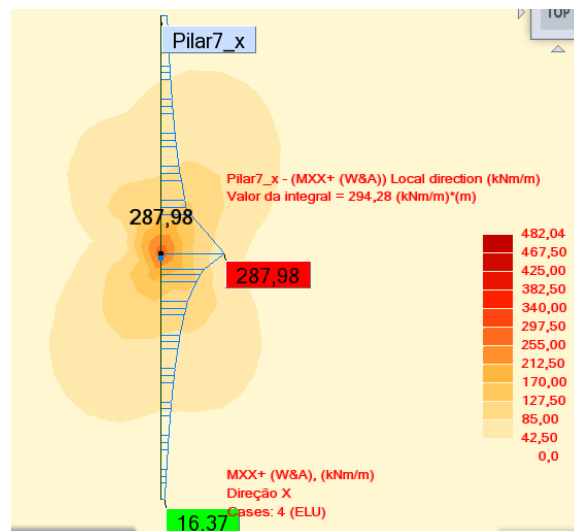
O respectivo corte:



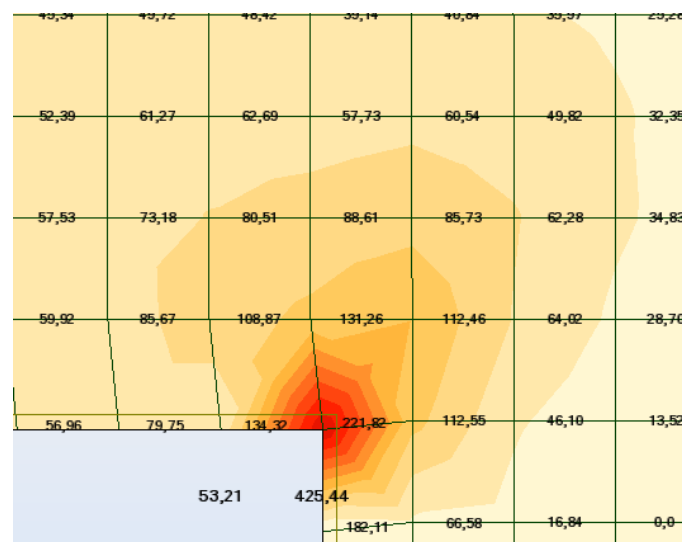
Pilar P7:

| | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 18,62 | 26,81 | 31,93 | 39,54 | 47,23 | 49,42 | 45,64 | 37,43 | 27,11 |
| 22,90 | 34,96 | 44,02 | 49,32 | 60,42 | 62,70 | 55,93 | 43,54 | 29,77 |
| 24,89 | 41,78 | 58,24 | 64,62 | 78,04 | 79,84 | 66,04 | 47,07 | 29,53 |
| 22,86 | 43,25 | 70,98 | 93,94 | 107,34 | 99,41 | 71,18 | 45,25 | 25,23 |
| 16,42 | 36,54 | 66,06 | 138,07 | 180,88 | 106,50 | 64,57 | 36,52 | 16,98 |
| 19,18 | 36,37 | 65,60 | 287,98 | 91,41 | 47,85 | 23,57 | 6,86 | |
| 28,10 | 49,29 | 85,76 | 128,28 | 125,62 | 100,51 | 55,41 | 25,60 | 5,13 |
| 34,36 | 55,26 | 81,07 | 97,98 | 88,44 | 84,57 | 59,76 | 33,89 | 13,37 |
| 35,83 | 52,20 | 67,13 | 73,03 | 64,68 | 65,64 | 53,34 | 35,25 | 17,68 |

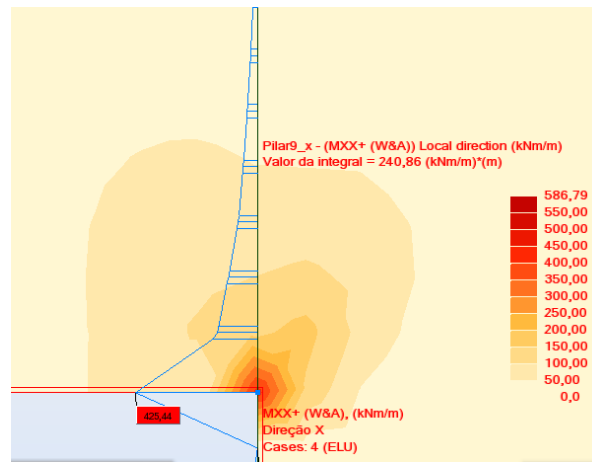
O respetivo corte,



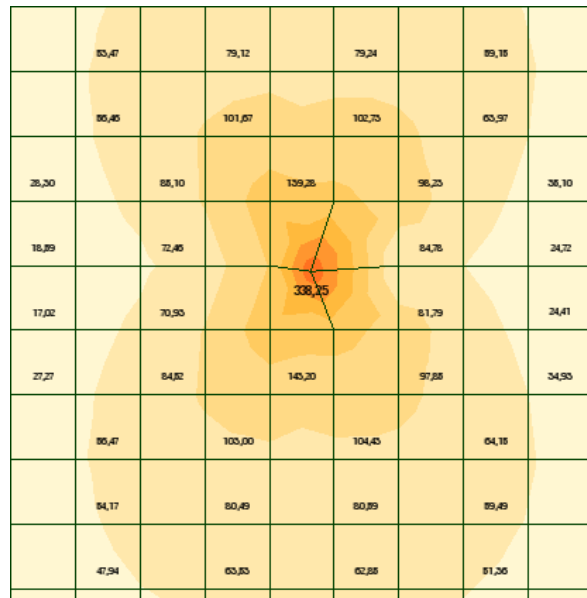
Pilar P9:



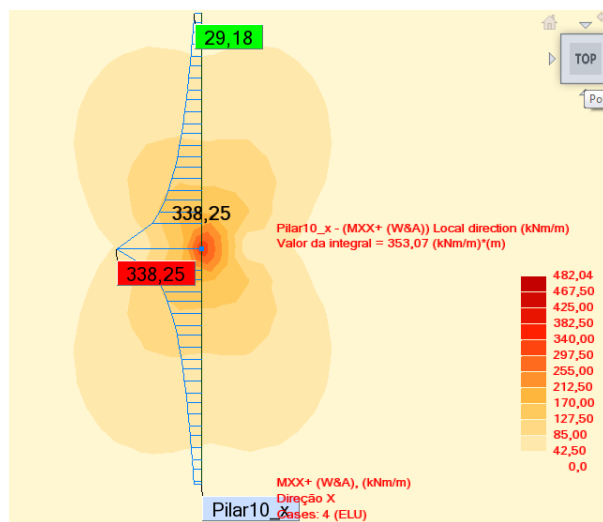
Respetivo corte:



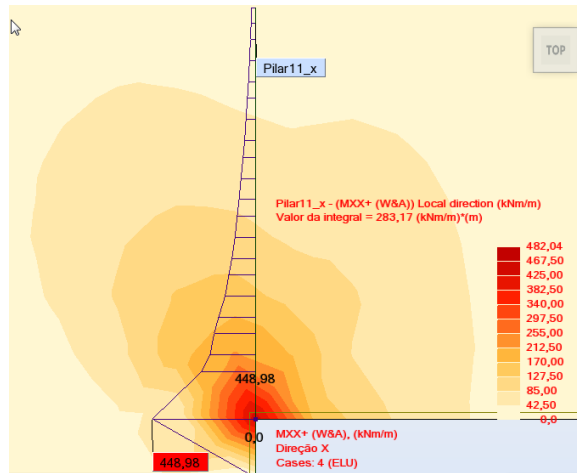
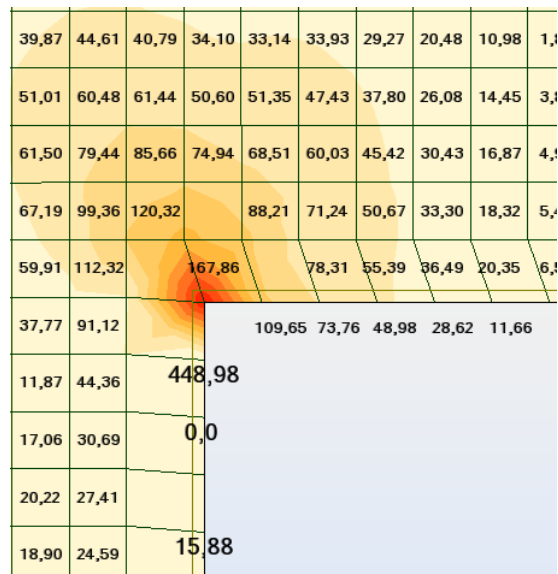
Pilar P10:



Considerando o corte para o Pilar P10 temos:

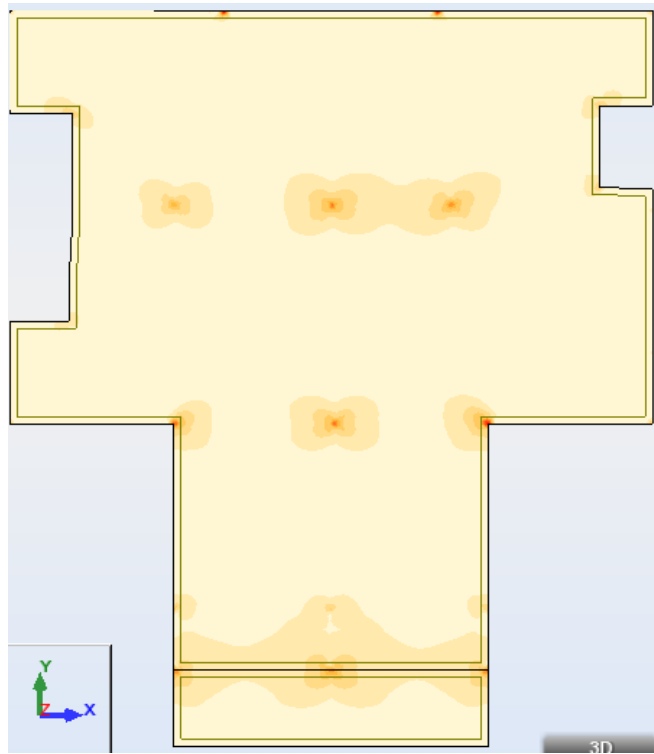


Por fim, o Pilar P11 e o respectivo corte:

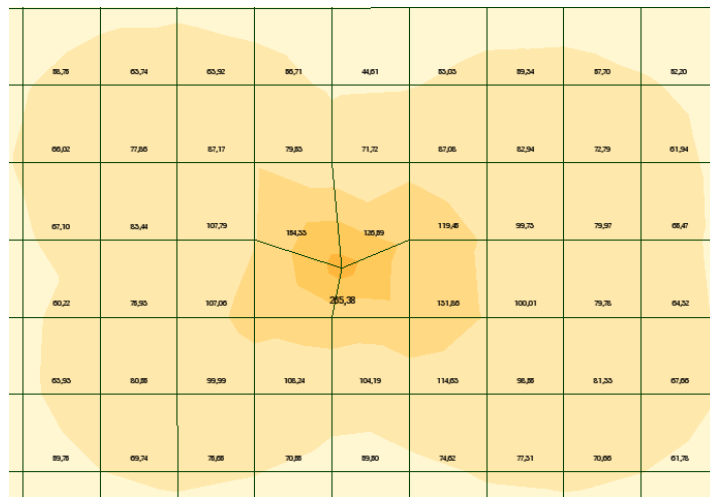


| Pilar | Lcut (m) | ∫M (kN.m) | Msd (kN.m/m) | μ | As (cm ² /m) | As,exist (cm ² /m) | As,nec (cm ² /m) | Solução | As,ef (cm ² /m) |
|-------|----------|-----------|--------------|------|-------------------------|-------------------------------|-----------------------------|------------|----------------------------|
| P2 | 2,00 | 216,34 | 108,17 | 0,09 | 11,34 | 3,93 | 7,41 | Ø16//0.175 | 11,49 |
| P3 | 2,00 | 211,32 | 105,66 | 0,09 | 11,05 | 3,93 | 7,12 | Ø16//0.175 | 11,49 |
| P5 | 3,60 | 249,18 | 69,17 | 0,06 | 7,03 | 3,93 | 3,10 | Ø12//0.15 | 7,54 |
| P7 | 3,60 | 294,28 | 81,69 | 0,07 | 8,38 | 3,93 | 4,45 | Ø16//0.20 | 10,05 |
| P9 | 3,50 | 240,86 | 68,82 | 0,06 | 6,99 | 3,93 | 3,06 | Ø12//0.15 | 7,54 |
| P10 | 3,52 | 353,07 | 100,23 | 0,09 | 10,44 | 3,93 | 6,51 | Ø16//0.175 | 11,49 |
| P11 | 3,50 | 283,17 | 80,91 | 0,07 | 8,30 | 3,93 | 4,37 | Ø16//0.20 | 10,05 |

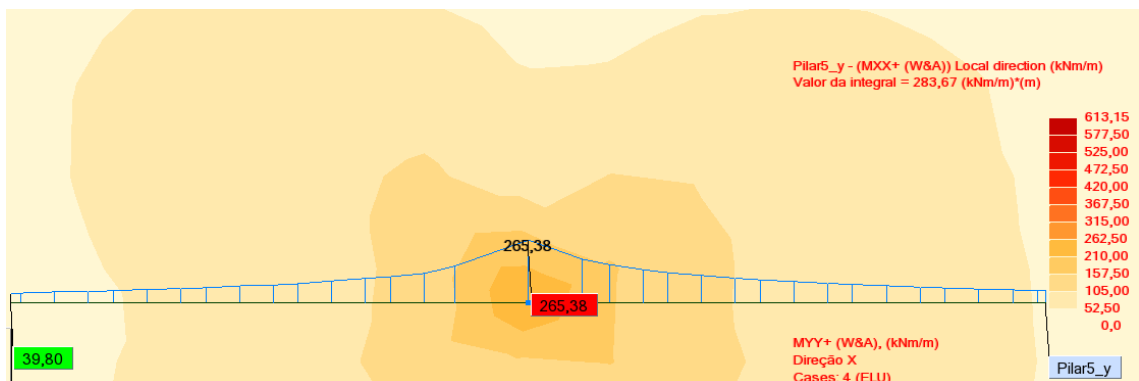
Na direção segundo y:



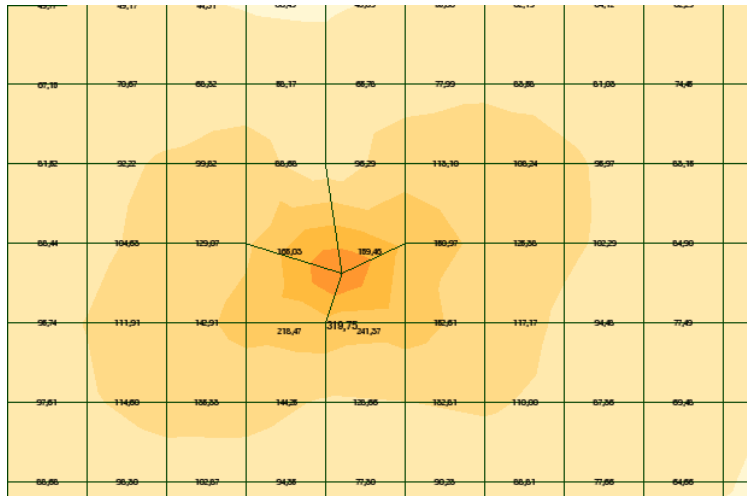
Pilar P5:



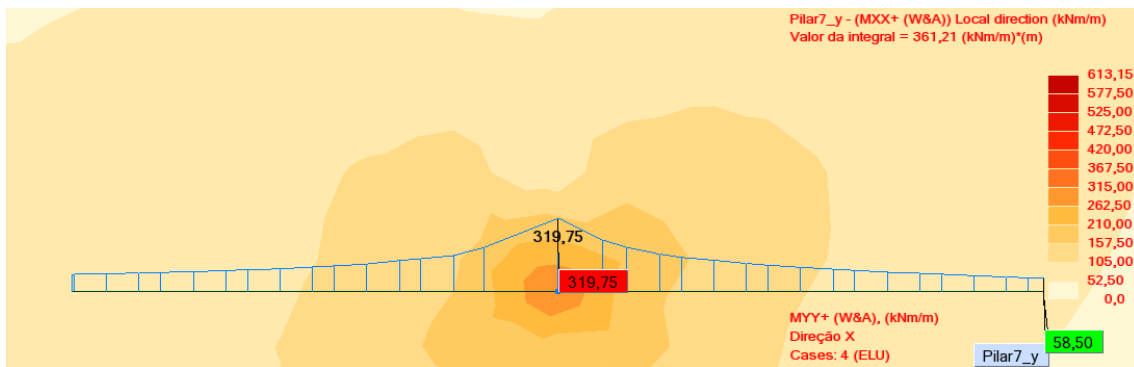
O respetivo corte:



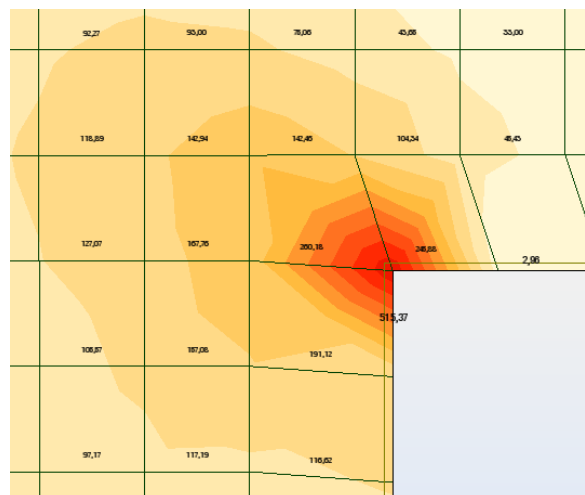
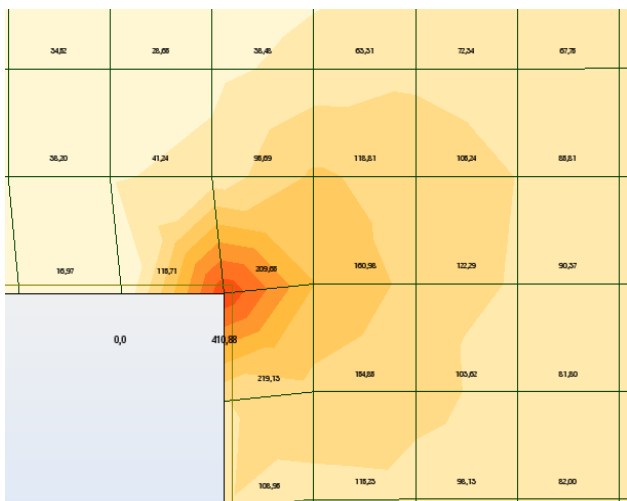
Pilar P7:

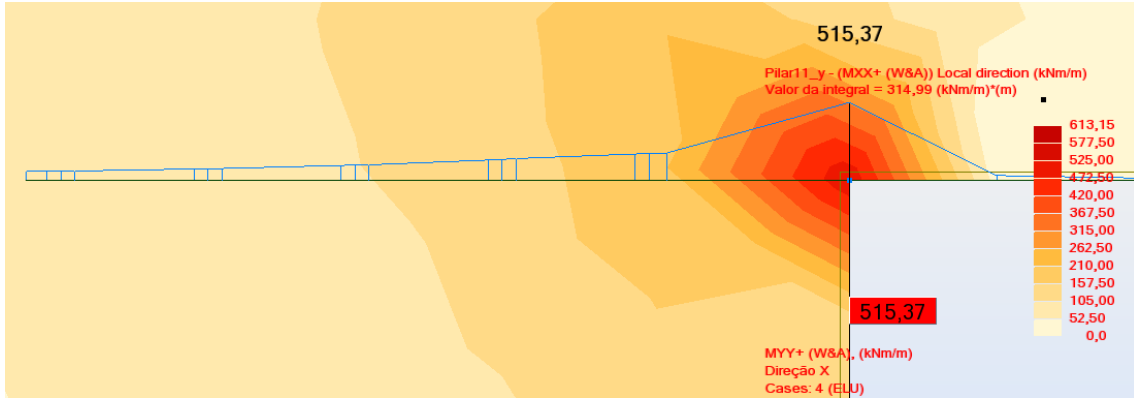
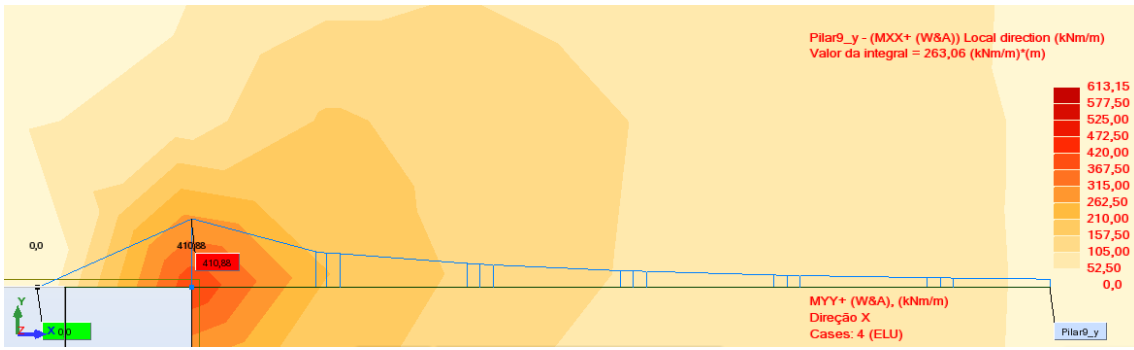


O respetivo corte:

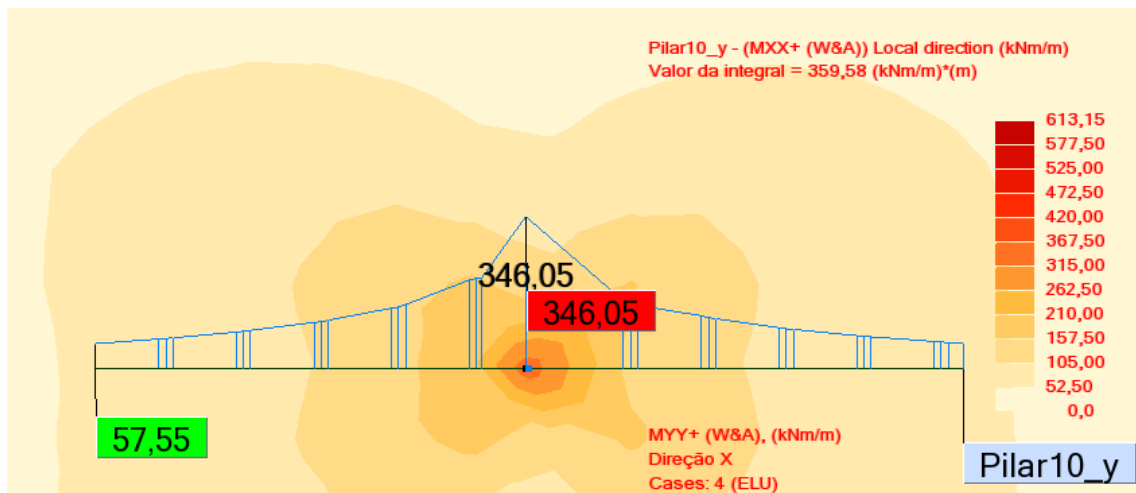
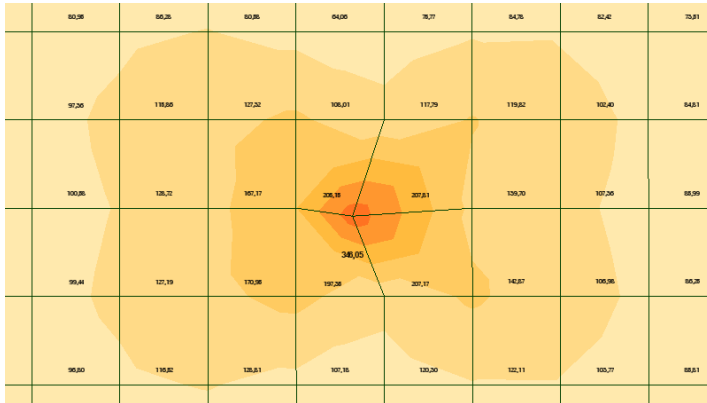


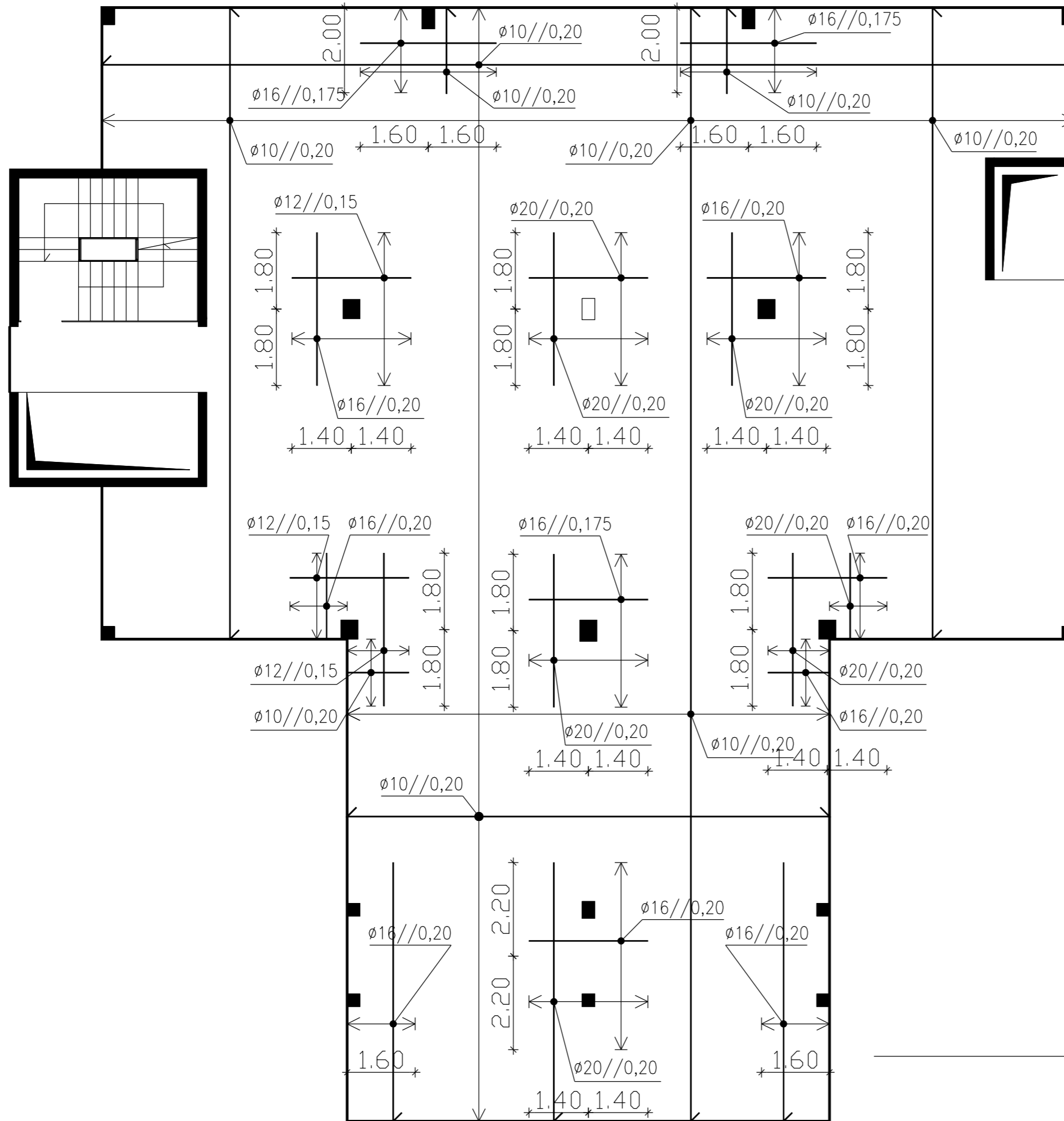
Pilar P9 e P11 e respetivos cortes:





Pilar 10 e respectivo corte:





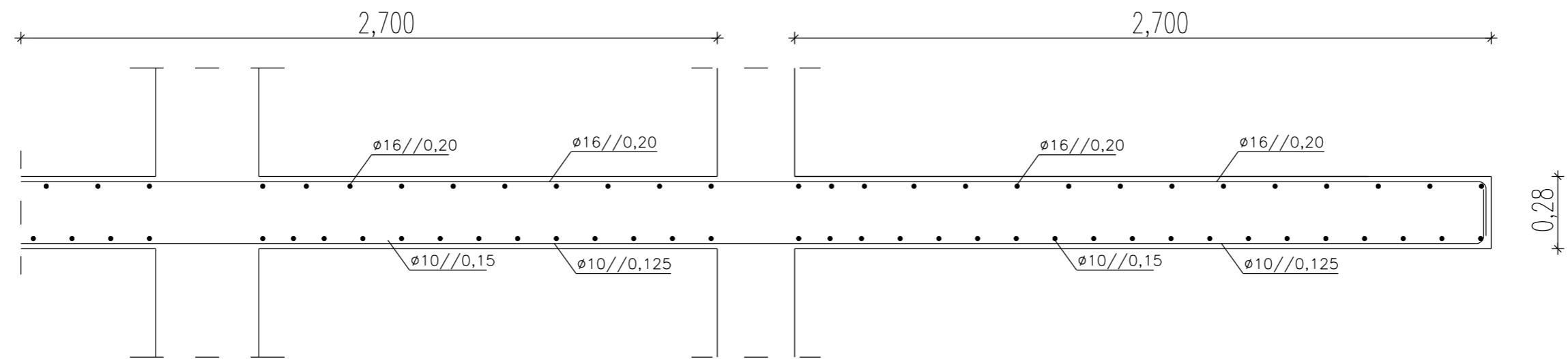
Planta do Piso Tipo – Armadura Superior
(ESC. 1:100)

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC – PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|-----------------------------|---|---------------------|
| PROJECTO DE BETÃO ARMADO | Planta do Piso Tipo – Armadura Superior | Betão: C30/37 |
| Desenho nº: 8 | Escala: 1:100 | Aço: A500 NR |
| Elaborado por: Marco Coelho | Aluno nº 080501118 | Data: Junho de 2012 |

A.3.4. CORTE DA LAJE EM CONSOLA



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

| | | |
|-----------------------------|--------------------|------------------|
| PROJECTO DE BETÃO ARMADO | Corte da Consola | Betão: C30/37 |
| Desenho nº: 9 | Escala: 1:20 | Aço: A500 NR |
| Elaborado por: Marco Coelho | Aluno nº 080501118 | Data: Junho 2012 |

ANEXO 4

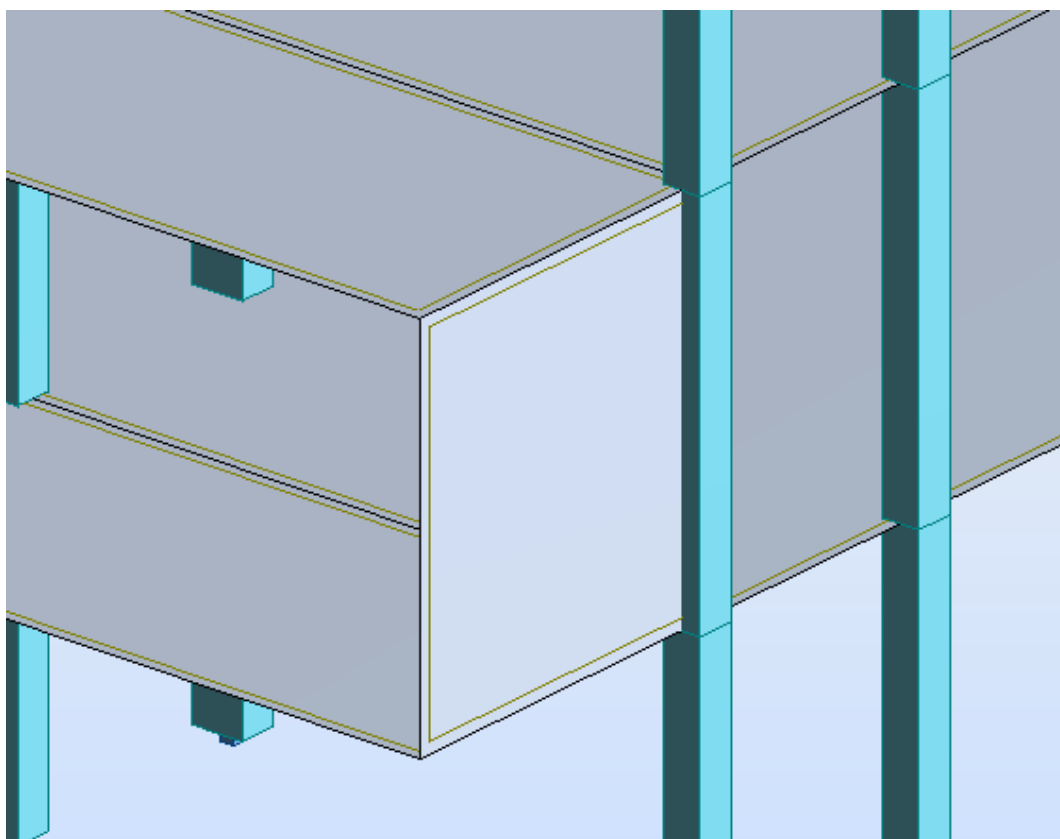
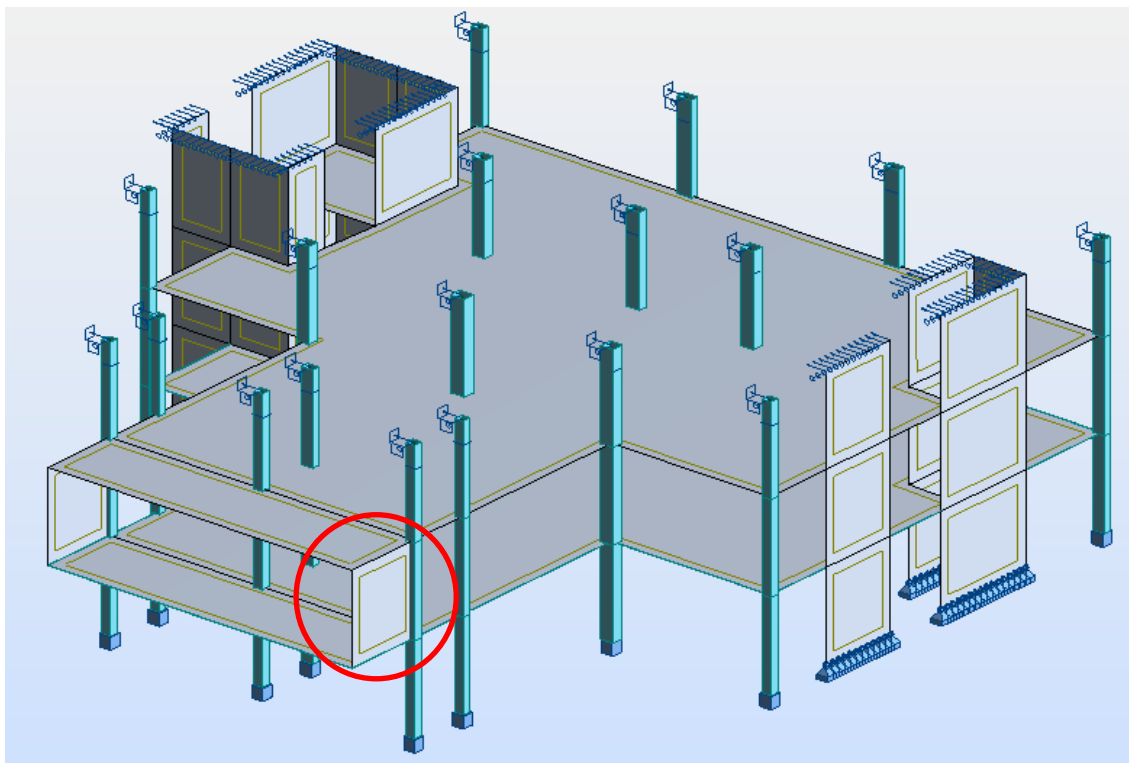
SOLUÇÕES ESTUDADAS

A.4.1. ESTRUTURA COM PAREDE DE BETÃO

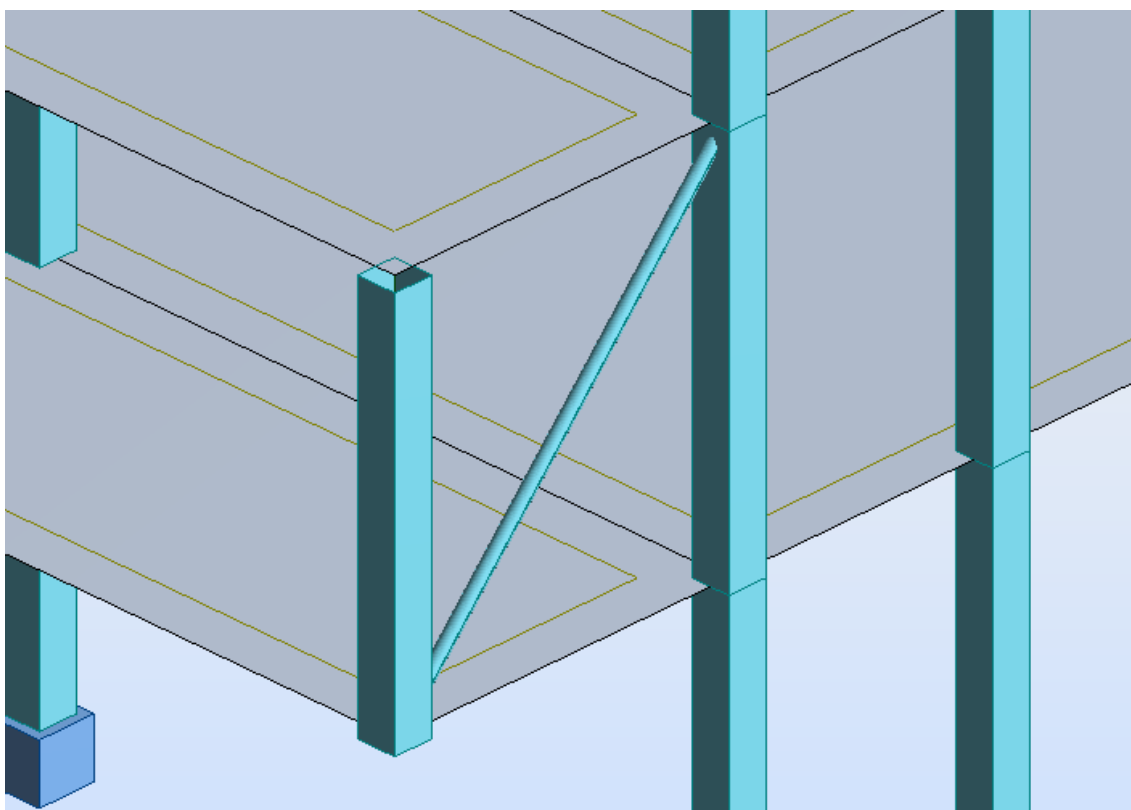
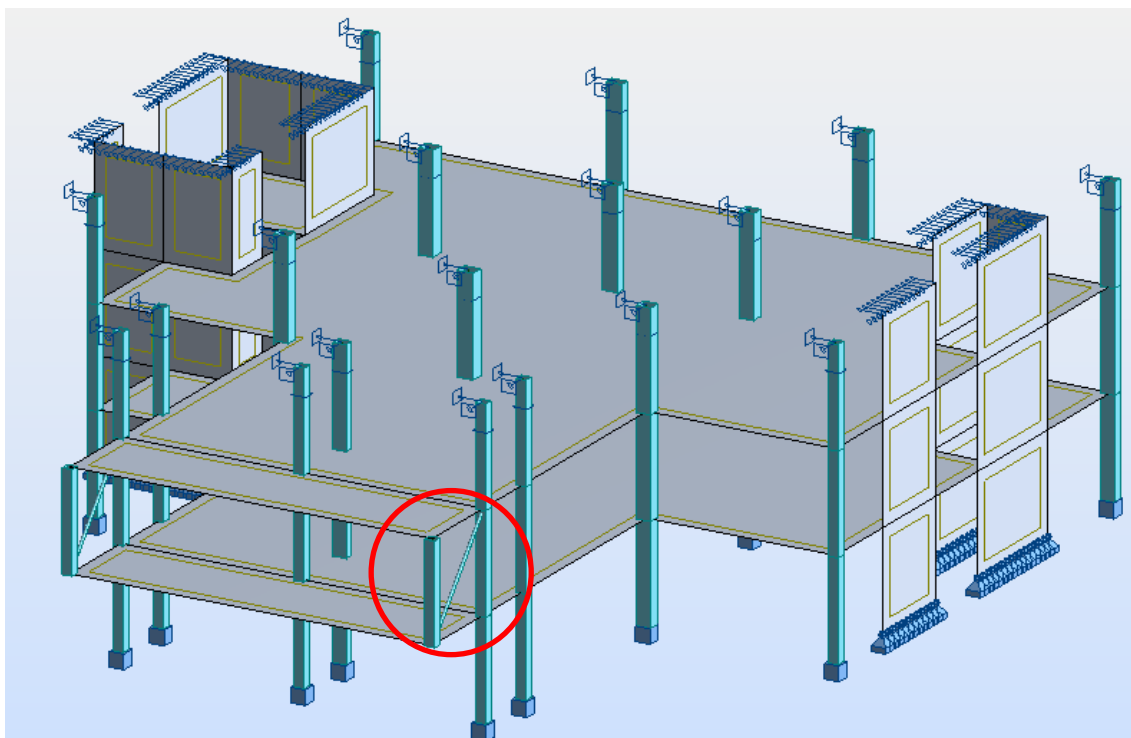
A.4.2. ESTRUTURA COM PERFIL METÁLICO

A.4.3. ESTRUTURA COM VIGAS RÍGIDAS NA PARTE SUPERIOR

A.4.1. ESTRUTURA COM PAREDE DE BETÃO



A.4.2. ESTRUTURA COM PERFIL METÁLICO



A.4.3. ESTRUTURA COM VIGAS RÍGIDAS NA PARTE SUPERIOR

