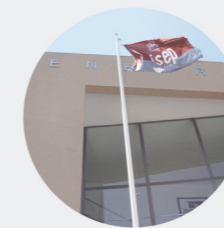




Estudo de soluções estruturais em edifício de betão armado

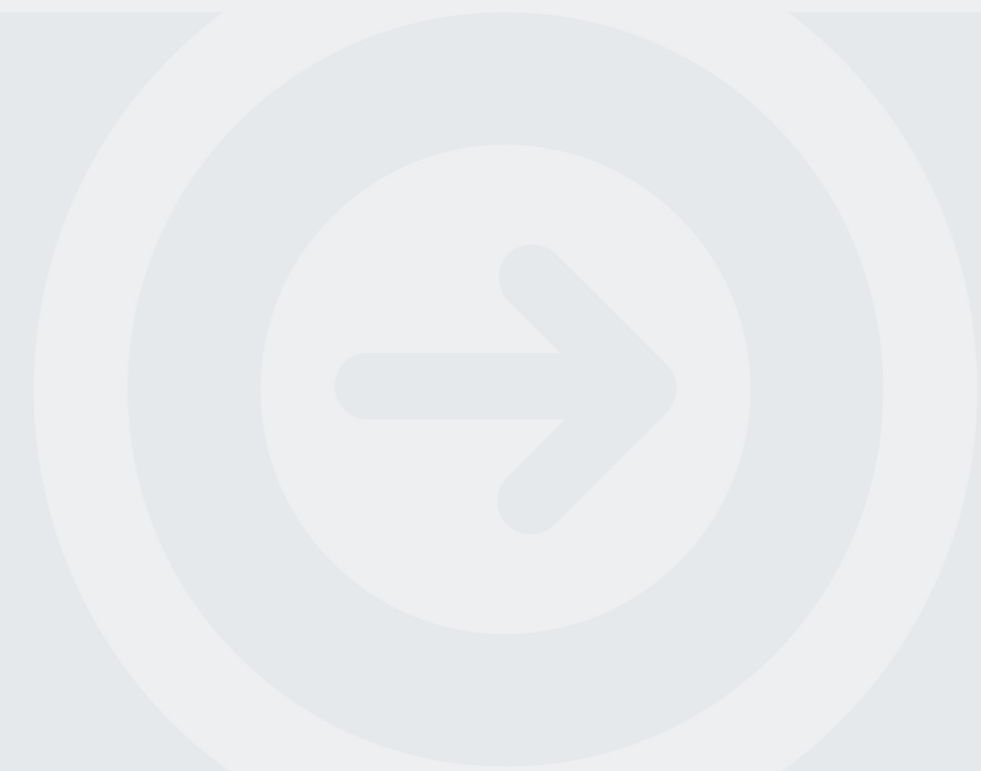
CARLOS ALBERTO FONSECA AZEVEDO

novembro de 2021



Estudo de Solução Estrutural de um Edifício em Betão Armado

CARLOS ALBERTO FONSECA AZEVEDO
Novembro de 2020



SOLUÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO

CARLOS ALBERTO FONSECA AZEVEDO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Isabel Maria Alvim Teles

OUTUBRO DE 2021

Eu, Carlos Alberto Fonseca Azevedo, estudante nº 1070530, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Soluções Estruturais de Edifícios em Betão Armado” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2021/10/31



ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Tabelas.....	xiii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Enquadramento Geral.....	5
CAPÍTULO 3 Edifício A	13
CAPÍTULO 4 Edifício B.....	29
CAPÍTULO 5 Considerações Finais.....	45
Referências Bibliográficas	47

RESUMO

O presente documento refere-se ao projeto desenvolvido para conclusão do Mestrado em Engenharia Civil – ramo de Estruturas, no Instituto Superior de Engenharia do Porto.

O projeto visa a integração e a aplicação de conhecimentos, competências e atitudes adquiridas ao longo do curso e a aquisição de novos conhecimentos, para desenvolvimento, em meio académico, de um projeto concreto e complexo da área.

A elaboração de um projeto de estruturas de um edifício compreende diversas fases até à sua execução, sendo a fase de conceção parte essencial de todo um processo que passa pela definição das características da estrutura, modelação e análise estrutural, e dimensionamento dos elementos estruturais. No presente trabalho salientam-se as etapas referentes a modelação e dimensionamento estrutural.

Apresentam-se soluções adotadas em projetos de execução de dois edifícios distintos, com estrutura simples, de pequena a média envergadura. Aborda-se um painel de laje fungiforme e um pórtico tipo de dimensões médias correntes.

A modelação estrutural é efetuada com recurso a dois programas de cálculo com o intuito não só de um aprofundamento do conhecimento e domínio das ferramentas, como de proceder a devida análise comparativa de resultados obtidos. São exemplificados procedimentos e opções de cálculo adotados.

O dimensionamento estrutural é efetuado de acordo com os métodos tradicionais onde se exploram limites de validade, de acordo com os critérios definidos na regulamentação vigente.

Palavras-chave: Betão Armado, CFRP, Robot, Cype

ABSTRACT

The present document refers to a project developed for conclusion of master degree in Civil Engineering-Structures, at Instituto Superior de Engenharia do Porto.

The project aims the integration and application of knowledge, skills and attitudes acquired throughout the course and the acquisition of new knowledge, for the development, in academia, of a complex project in the area.

The elaboration of a structural project of a building comprises several phases until its execution, being the conception phase an essential part of the whole process that goes through the definition of the structure characteristics, structural modeling and analysis, and dimensioning of the structural elements. In this work, the steps referring to structural modeling and design are highlighted.

The study developed focuses on structural solutions adopted in projects for the execution of two different buildings, with a simple structure, of small to medium size, are presented. It addresses a flat slab panel and a typical medium sized frame.

The structural modeling is carried out using two calculation programs with the aim not only of deepening the knowledge and mastery of the tools, but also of carrying out a proper comparative analysis of the results obtained. The adopted calculation procedures and options are exemplified.

The structural design is carried out in accordance with traditional methods where validity limits are explored, in accordance with the criteria defined in the current regulations.

Keywords: Reinforced concrete, CFRP, Robot, Cype

ÍNDICE DE TEXTO

2.1	Regulamentação Aplicável.....	5
2.2	Dimensionamento Estrutural aos Estados Limite.....	5
2.2.1	Estado Limite Último	6
2.2.2	Estado Limite de Utilização.....	8
2.3	Projeto de Reforço.....	9
2.3.1	Espessamento de laje	10
2.3.2	Colagem de sistemas compósitos.....	10
3.1	Modelação e Análise.....	14
3.2	Dimensionamento da Laje	18
3.2.1	Armaduras de Flexão.....	18
3.2.2	Armaduras de Esforço Transverso / Punçoamento.....	25
4.1	Estrutura Nova Acoplada	32
4.1.1	Viga V2.....	32
4.1.2	Pilar P2.....	35
4.2	Reforço de Estrutura Existente.....	36
4.2.1	Laje LA1.....	36
4.2.2	Viga V1.....	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Edifício A	1
Figura 1.2 – Edifício B	1
Figura 1.3 – Discretização de elementos finitos.....	2
Figura 1.4 – Elementos estruturais abordados	3
Figura 1.5 - Momento fletor de viga simplesmente apoiada (adaptado de: [2]).....	3
Figura 2.1 – Diagrama tensão-extensão (fonte: [2])	6
Figura 2.2 – Método da treliça de inclinação variável (fonte: [2])	7
Figura 2.3 – Mecanismo de rotura por punçoamento (fonte: [2]).....	8
Figura 2.4 – Deformação de viga (fonte: [2])	9
Figura 2.5 – Interação total de uma secção composta (adaptado de: [5])	10
Figura 2.6 – Sistema de reforço CFRP.....	11
Figura 2.7 – Distribuição de extensões e tensões em ELU (adaptado de: ACI 440).....	11
Figura 3.1 – Modelo estrutural do edifício A.....	13
Figura 3.2 – Planta estrutural do piso	14
Figura 3.3 – Parâmetros de modelação da laje	15
Figura 3.4 – Ação sísmica	15
Figura 3.5 – Deformada da estrutura em serviço.....	16
Figura 3.6 – Deformação elástica em cm	16
Figura 3.7 – Método dos pórticos equivalentes (Fonte: [2]).....	18
Figura 3.8 – Redistribuição de momentos de pico sobre os pilares.....	18
Figura 3.9 – Momentos fletores para cálculo de armaduras inferiores (kN.m/m)	19
Figura 3.10 - Momentos fletores para cálculo de armaduras superiores (kN.m/m)	21

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.11 – Armaduras superiores requeridas	22
Figura 3.12 – “Panel cuts”	22
Figura 3.13 – Solução adotada para armaduras inferior e superior.....	24
Figura 3.14 – Nervura, secção tipo	25
Figura 3.15 – Pormenorização de armaduras transversais [2].....	25
Figura 3.16 – Sistemas de estribos (fonte: [7]).....	26
Figura 3.17 – Armadura de esforço transverso/punçoamento.....	27
Figura 4.1 – Modelo estrutural do edifício existente	29
Figura 4.2 – Plantas estruturais	30
Figura 4.3 – Parâmetros de modelação da laje	31
Figura 4.4 – Diagrama de momentos fletores (kN.m)	32
Figura 4.5 – Áreas de armadura longitudinal (cm ²).....	32
Figura 4.6 – Diagrama de esforços transversos.....	33
Figura 4.7 – Área requerida.....	33
Figura 4.8 – Diagrama de momentos fletores (quase permanência).....	34
Figura 4.9 – Solução de armaduras Viga V2	34
Figura 4.10 – Solução de armadura adotada, pilar P2	35
Figura 4.11 – Pormenor de ancoragem, pilar P2.....	35
Figura 4.12 – Estrutura existente	36
Figura 4.13 – Características adotadas para a laje existente	36
Figura 4.14 – Secção resistente	37
Figura 4.15 – Corte transversal da laje LA1 após reforço.....	39
Figura 4.16 – Condições de apoio da viga V1 após reforço.....	40
Figura 4.17 – Solução de reforço à flexão	41
Figura 4.18 – Diagrama de esforço transverso.....	42
Figura 4.19 – Solução de reforço ao esforço transverso	43

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características laje Ferca	13
Tabela 3.2 – Reações basais para casos de carga estáticos	16
Tabela 3.3 – Resultados modais (<i>Robot</i>)	17
Tabela 3.4 – Resultados modais (<i>Cype</i>)	17
Tabela 3.5 – Armaduras inferiores longitudinais	20
Tabela 3.6 – Armaduras inferiores transversais	20
Tabela 3.7 – Armadura inferior longitudinal adotada	23
Tabela 3.8 – Armadura inferior transversal adotada	23
Tabela 4.1 - Laje Faprel adotada	31
Tabela 4.2 – Cálculo de largura de fendas	34
Tabela 4.3 - Características <i>CarboDur M</i>	41
Tabela 4.4 - Características <i>CarboDur E</i>	42

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O presente documento refere-se ao projeto desenvolvido para conclusão do Mestrado em Engenharia Civil – ramo de Estruturas, no Instituto Superior de Engenharia do Porto.

O desenvolvimento do projeto vem no sentido da aplicação e consolidação dos conceitos e competências adquiridos em percurso académico no âmbito das estruturas de betão armado. O projeto foi, em parte, desenvolvido em ambiente de gabinete de engenharia, onde se propôs a confrontação dessa mesma componente teórica com a prática corrente tida em projeto da especialidade.

O trabalho apresentado aborda soluções adotadas em projetos de execução de dois edifícios distintos, edifícios A e B, ambos sistemas porticados com soluções aligeiradas e de pequena a média envergadura.

Edifício A – Projeto de estabilidade referente à construção de um edifício fabril, composto por piso térreo semienterrado com utilização industrial e cobertura plana destinada a estacionamento automóvel. O edifício apresenta estrutura tradicional em betão armado e cobertura plana realizada em laje fungiforme nervurada em duas direções ortogonais, e sobre a qual incidem as soluções apresentadas.

Edifício B – Projeto de ampliação de um edifício de serviços existente, onde é proposto o acréscimo de um piso e adaptação de elementos estruturais existentes para acolher as devidas alterações. Apresentam-se soluções de reforço tradicionais - espessamento de laje existente, e soluções de reforço de viga existente com recurso a técnicas de colagem de sistemas compósitos de CFRP.

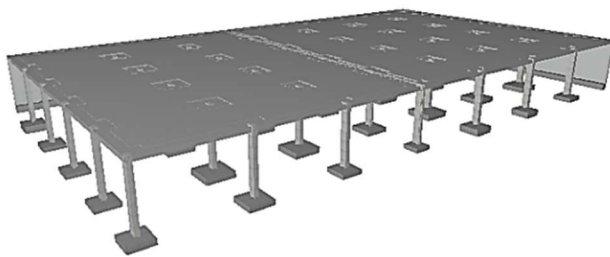


Figura 1.1 – Edifício A

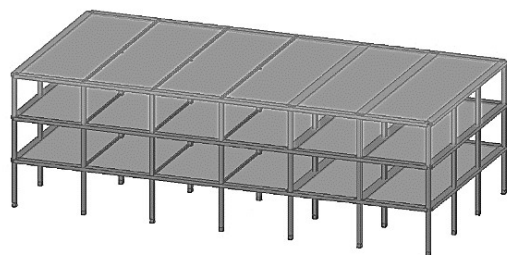


Figura 1.2 – Edifício B

O uso de programas informáticos no desenvolvimento da atividade de projeto é atualmente uma prática corrente. As regulamentações têm vindo a adotar normas de verificação da segurança complexas que pressupõem a utilização de ferramentas de cálculo. Existem hoje no mercado inúmeras soluções, caracterizadas de uma forma geral por uma robustez tal que permitem a obtenção de resultados que traduzem relativamente bem os fenómenos físicos observados. No presente trabalho, para o cálculo estrutural recorreu-se aos programas Autodesk® Robot Structural Analysis, e CypeCad - CypeEnginieros®.

O Robot é uma ferramenta de cálculo versátil, ideal para estruturas mais complexas, com discretização de uma malha de elementos finitos com níveis de refinamento personalizado, e com ampla faixa de tipos de análises e módulos de dimensionamento avançados de diversos tipos de estruturas.

O Cype é um programa vocacionado para o projeto de edificação corrente. Apresenta menus para introdução de dados de forma sequencial e intuitiva, que permitem a configuração de parâmetros de cálculo e dimensionamento para os vários elementos estruturais. Dispõe de uma discretização automática da estrutura e das ações, recorrendo a elementos de barra com interseções de nós rígidos e troços de barra rígida no interior dos nós de ligação.

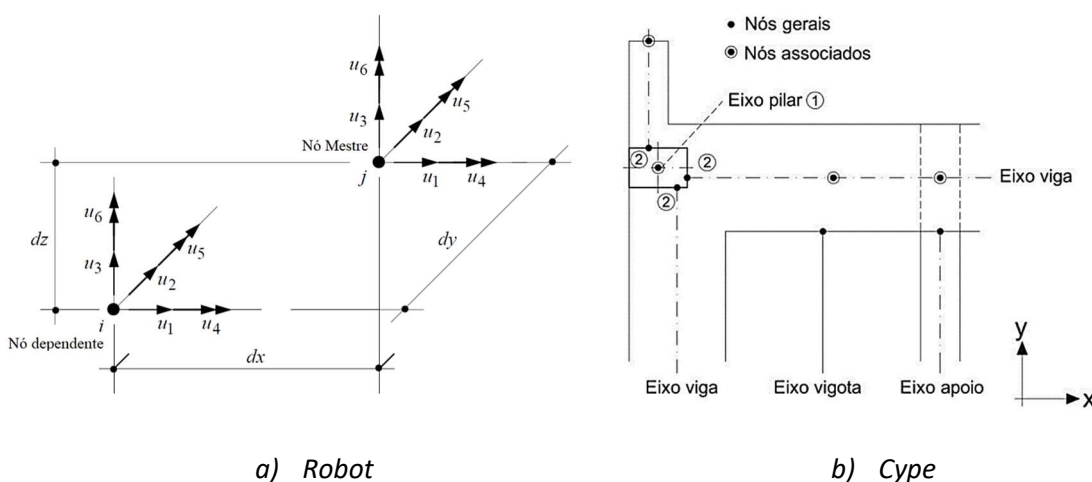


Figura 1.3 – Discretização de elementos finitos

Uma característica que diferencia os dois programas reside no facto de o Cype modelar a interseção dos pilares e vigas através de nós rígidos. A estrutura adquire assim características de maior rigidez, em resultado do encurtamento dos respetivos troços de barra, e menor massa associada que, ao nível da resposta dinâmica, poderá tender para resultados díspares. Trata-se no entanto de uma desigualdade pouco significativa no presente caso de estruturas simples. Em termos de parâmetros de rigidez, foi adotado em ambos os programas o cálculo elástico puro com coeficientes iguados à unidade.

Para controlo e validação das diferentes soluções fornecidas, procede-se uma análise comparativa dos modelos de cálculo desenvolvidos.

As soluções apresentadas incidem sobre um painel de laje fungiforme do edifício A, com distribuição uniforme de elementos rígidos e vãos médios de 11x8 m², e um pórtico tipo do edifício B com secções e vãos correntes (≈6 m).

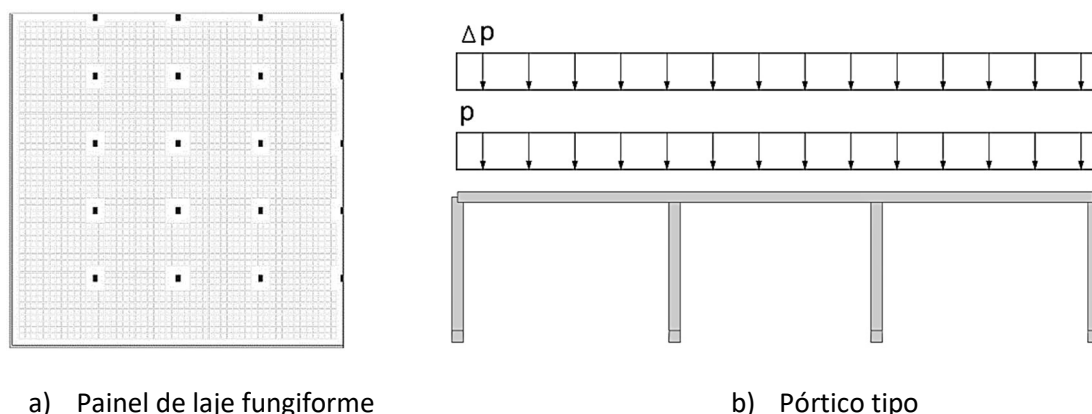


Figura 1.4 – Elementos estruturais abordados

Para o devido enquadramento, apresenta-se em respetivo capítulo um resumo das bases para dimensionamento adequados aos modelos adotados.

O dimensionamento estrutural é realizado aos estados limites e os esforços resistentes obtidos impondo os critérios convencionais de rotura e a verificação da segurança efetuada com base em modelos estruturais apropriados ao tipo de estrutura.

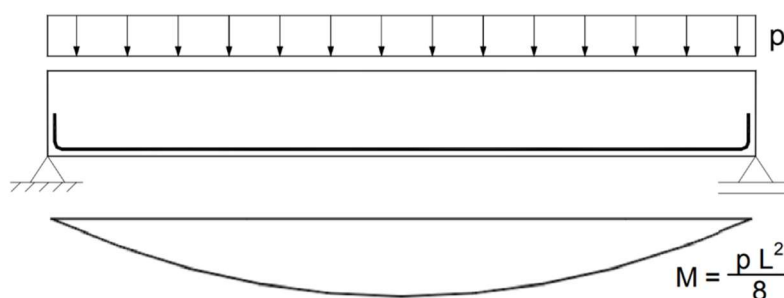


Figura 1.5 - Momento fletor de viga simplesmente apoiada (adaptado de: [2])

CAPÍTULO 2

ENQUADRAMENTO GERAL

2.1 REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL

Na análise estrutural, verificação da segurança e no dimensionamento recorre-se à regulamentação Portuguesa, normas e códigos europeus bem como algumas publicações técnicas de referência, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP)
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)
- Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas
- Eurocódigo 1: Ações em Estruturas
- Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão
- Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para resistência aos sismos
- Tabelas Técnicas
- Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão (tabelas e ábacos) (LNEC)

No que refere a situações de reforço, são várias as guias e normas internacionais que apontam os conceitos gerais de dimensionamento de reforço FRP, por exemplo:

- ACI Committee 440 (Norma Americana)
- Bulletin 14 FIB01 (Norma Europeia)

2.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL AOS ESTADOS LIMITE

O dimensionamento estrutural tem em conta os dois princípios fundamentais das metodologias de verificação de segurança: garantir um bom comportamento das estruturas em situação de serviço; assegurar um nível de segurança adequado em relação a determinadas situações de rotura. Considera-se que a estrutura ou elemento atingiu o “estado limite” quando a sua capacidade de desempenhar as

funções que lhe estão atribuídas está, total ou parcialmente, posta em causa. São considerados dois estados resultantes da formulação de condições e de níveis de fiabilidade assumidos para cada um: Estado Limite Último, correspondente à situação de danos irreversíveis (grandeza da ação); e Estado Limite de Utilização, associado a situações de danos menos gravosos (duração da ação).

A quantificação das ações e a determinação das suas combinações é fundamental para o dimensionamento dos elementos estruturais. Para cada combinação de ações, deverão considerar-se os casos de carga suficientes para permitir a determinação das condições críticas de projeto em todas as secções da estrutura ou na parte em consideração da estrutura [1].

$$E_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_Q \cdot Q_k$$

(Combinação fundamental)

$$E_d = \sum G_k + \sum \psi \cdot Q_k$$

(Combinação quase-permanente)

2.2.1 Estado Limite Último

O Estado Limite Último é encarado como um estado de cuja ocorrência resultam prejuízos severos à estrutura, referindo-se a fenómenos de rotura ou instabilidade, seja local, por falta de capacidade resistente por: tração ou compressão; flexão; esforço transversal; torção, seja global, por perda de equilíbrio conjunto da estrutura, por exemplo. O valor da ação atuante é aqui representado pela combinação de ações mais desfavorável, de acordo com a situação em análise.

- Resistência à flexão

No cálculo de secções sob flexão, a solução do problema passa pela resolução iterativa de equações de equilíbrio conhecidas, em função da geometria da secção de betão, da posição das armaduras e dos esforços exteriores de solicitação. Admite-se, em regra, a rotura pelo betão e o aço em cedência, garantindo assim o máximo aproveitamento da capacidade do aço, tanto de resistência como de ductilidade. A resistência da peça é calculada admitindo uma extensão do betão comprimido de 3,5‰ e o aço em cedência (f_{ysd}), obtendo-se a taxa de armadura necessária.

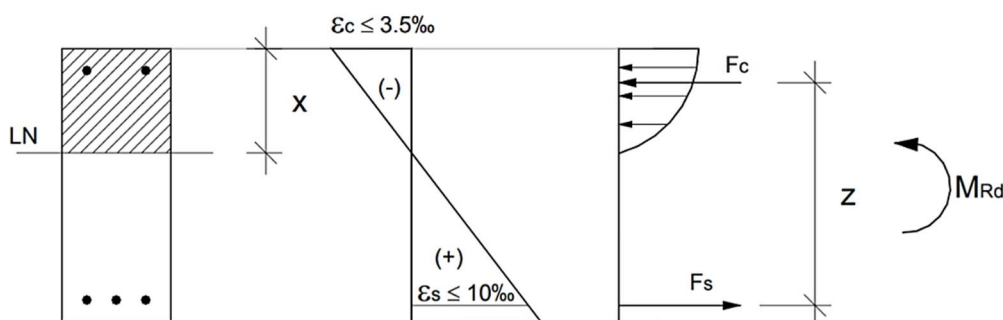


Figura 2.1 – Diagrama tensão-extensão (fonte: [2])

No cálculo da armadura, A_s , e do momento resistente, M_{rd} , de uma secção é habitual recorrer-se a valores adimensionais designados respetivamente por, percentagem mecânica de armadura, ω , e momento resistente reduzido, μ , determinados através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \qquad \omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

· Resistência ao esforço transverso

O efeito de corte pode ser verificado através da limitação das tensões de compressão do betão nas diagonais comprimidas entre fendas e pelo impedimento da cedência das armaduras transversais. Em peças com armaduras transversais, considera-se o método da treliça de inclinação variável onde as armaduras funcionam como tirantes e o betão comprimido entre fendas com uma resultante assimilável a uma escora ou biela comprimida.

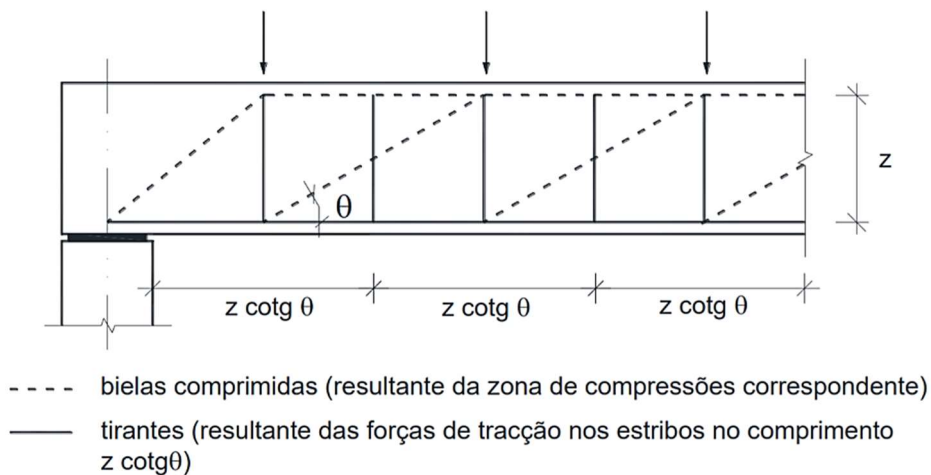


Figura 2.2 – Método da treliça de inclinação variável (fonte: [2])

No caso de elementos com armadura de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço resistente (V_{rd}) é determinado como sendo o menor valor entre $V_{rd,s}$, correspondente ao esforço resistente equilibrado pela armadura, e $V_{rd,max}$, correspondente ao valor resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \qquad V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)}$$

· Resistência ao punçoamento

O punçoamento é um fenómeno característico de lajes fungiformes, sujeitas a forças aplicadas em pequenas áreas, com a rotura a ter origem em processos de fendilhação originados pela concentração elevada de tensões na interface de ligação laje-pilar.

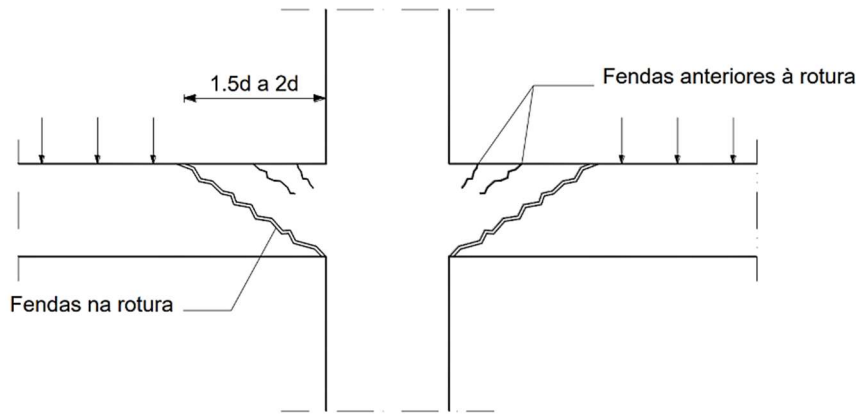


Figura 2.3 – Mecanismo de rotura por punçoamento (fonte: [2])

A verificação ao punçoamento assenta na comparação entre valores de cálculo de tensões atuantes e resistentes que se desenvolvem numa ou mais secções de controlo. São aí definidas a tensão de corte correspondente à resistência à compressão no perímetro do pilar de apoio, $V_{rd,max}$, e a tensão de corte correspondente à resistência num perímetro de controle, calculado sem armadura específica de punçoamento ($V_{rd,c}$) ou com armadura de punçoamento ($V_{rd,cs}$).

$$v_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 k^2 f_{ck}^{3/2}$$

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

$$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$$

2.2.2 Estado Limite de Utilização

O Estado Limite de Utilização está associado à duração das ações e corresponde a situações em que os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou elemento estrutural, deixam de ser satisfeitos. São correntemente considerados nas estruturas de edifícios de betão estados limite associados a: controlo de fenómenos de fendilhação; controlo de deformações.

- Controlo de fendilhação

A abertura de fendas (ω_k) está associada à diferença do alongamento da armadura tracionada em relação ao alongamento do betão na zona envolvente da armadura. Sendo a existência de fendas uma situação normal no betão armado, há que limitar a sua abertura, por razões óbvias de aceitabilidade e, essencialmente, não serem veículo de processos de degradação do betão estrutural.

$$\omega_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq \omega_{Lim}$$

Controlo da deformação

A deformação de elementos estruturais deve ser controlada de modo a não comprometer não só a própria estrutura como o funcionamento de elementos secundários. A estimativa da flecha (δ) pode ser obtida pelo método dos coeficientes globais a partir da flecha elástica, corrigida com coeficientes que tenham em conta os efeitos reológicos. Em estruturas de betão armado é usualmente adotado um fator 3,0.

$$\delta \leq \delta_{Lim} \cong \frac{L}{250} ; \frac{L}{500}$$

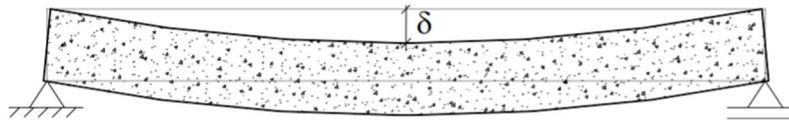


Figura 2.4 – Deformação de viga (fonte: [2])

2.3 PROJETO DE REFORÇO

O projeto de reforço de estruturas de betão armado existentes aborda, de uma forma geral, três fases: análise da estrutura existente; viabilidade da técnica de reforço adotada; dimensionamento e verificação estrutural.

Após um levantamento da estrutura existente, é efetuada uma análise da situação no sentido de aferir a capacidade resistente inicial e se a estrutura apresenta ainda reservas de resistência. Entrando em linha de conta com as ações previstas para após reforço, é quantificado o acréscimo de resistência que a estrutura vai ter que mobilizar, cumprindo os requisitos para os estados limites relevantes. Esse acréscimo de resistência é concretizado com a implementação do reforço da estrutura.

A resistência tem em consideração as características mecânicas residuais dos elementos existentes (R'), determinadas a partir de métodos expeditos, com necessária minoração de valores característicos das propriedades materiais. Os valores de cálculo (R_d) podem ser obtidos por aplicação do “método dos coeficientes globais”, adotando os modelos de comportamento das secções de betão armado novas e admitindo a inexistência de danos, a ligação perfeita entre materiais e a inexistência de estados de tensão prévios. É aplicado um coeficiente redutor de monolitismo ($\gamma_{n,R}$), determinado em função da técnica utilizada e respetiva interface.

$$R_d = \gamma_{n,R} \times R'_d$$

2.3.1 Espessamento de laje

O espessamento na face superior da laje apresenta, em estado último, necessária resistência conjunta à flexão, tendo em serviço, comportamento igualmente rígido, dada a sua maior inércia. O incremento da capacidade resistente vai depender sobremaneira da qualidade da ligação entre as duas camadas. Considera-se um nível de interação total, admitindo uma distribuição linear de tensões (secção composta).

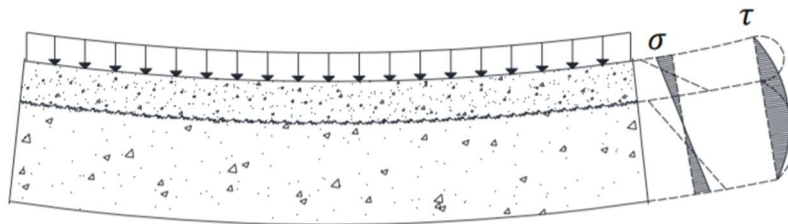


Figura 2.5 – Interação total de uma secção composta (adaptado de: [5])

Para contrariar efeitos de deslizamento relativo, procede-se a tratamento das superfícies que assegure a melhor aderência entre os materiais novo e existente. A rugosidade do substrato pode ser alcançada através de picagem da superfície existente em betão, por aplicação de agentes de aderência na interface, e pontualmente com inclusão de conectores de corte.

No caso de ligações betão-betão, o Eurocódigo 2 caracteriza o substrato como “muito liso” a “muito rugoso”, com as diferenças introduzidas através dos parâmetros, c e μ , coesão e coeficiente de atrito, respetivamente.

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

2.3.2 Colagem de sistemas compósitos

A técnica de colagem de armaduras não metálicas do tipo CFRP (polímeros reforçados com fibras de carbono) apresenta-se como uma solução prática e vantajosa tendo em conta o seu peso reduzido, a facilidade de aplicação e o facto de pouco ou nada alterar a geometria da estrutura. Em termos estruturais, trata-se de um material com uma razão resistência/peso elevada, assegurando desde logo um aumento de resistência e rigidez, uma elevada capacidade de dissipação de energia, diminuição de flechas e controlo de fendas [6].

O reforço à flexão é efetuado através da colagem de lâminas na face inferior da viga, e o reforço ao corte com recurso a colagem de faixas em “U” a envolver a parte inferior e faces laterais da viga. Esta disposição a envolver a alma da viga e o laminado de flexão, permite “amarrar” o sistema compósito, garantindo desta forma um acréscimo de segurança face ao potencial destacamento do compósito nas extremidades, zonas de concentração elevada de tensões.

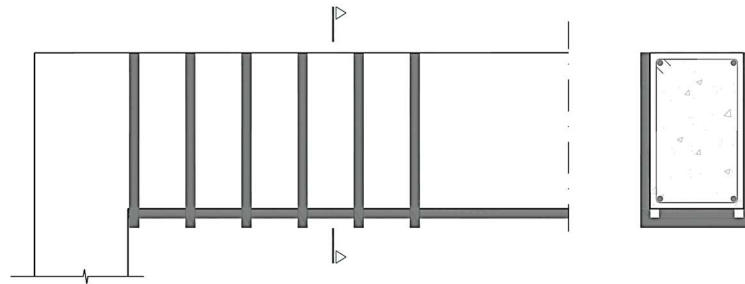


Figura 2.6 – Sistema de reforço CFRP

Em termos de resistência, a aplicação de sistemas CFRP recomenda, de uma forma geral, a adoção de limites para prevenir o colapso após eventual ruína do sistema. É aí recomendado que o reforço posterior da estrutura existente não exceda mais de 50% da resistência atual e que, no caso da ruína acidental do reforço, a estrutura remanescente tenha uma segurança residual superior ou igual a 1,0 para se evitar o colapso geral [4].

$$R = \frac{M_{Ed,r}}{M_{Rd,i}} \leq 2$$

(Condição de reforço máximo)

$$\theta = \frac{M_{Rk,i}}{M_{Ek,r}} > 1$$

(Condição de reserva de segurança)

O reforço à flexão é apoiado nos métodos de cálculo tradicionais, partindo dos princípios da elasticidade e considerando o estado inicial do elemento. Na verificação da resistência última, admite-se a ligação perfeita entre os materiais e estabelecem-se modos de ruína que, após cedência da armadura de aço, ocorram tanto por esmagamento do betão como da ruína à do compósito. Para reforço ao corte adota-se uma metodologia análoga ao reforço de aço interno.

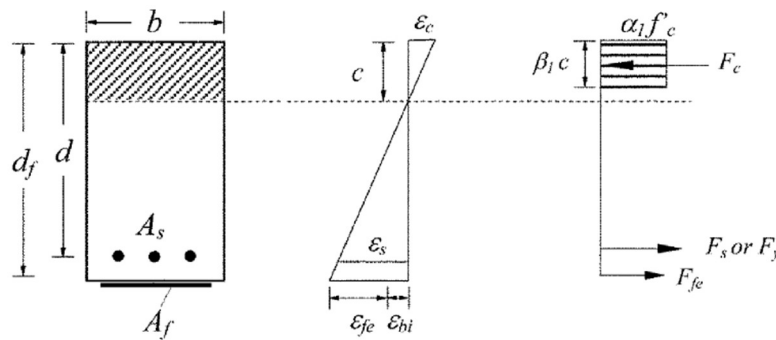


Figura 2.7 – Distribuição de extensões e tensões em ELU (adaptado de: ACI 440)

CAPÍTULO 3

EDIFÍCIO A

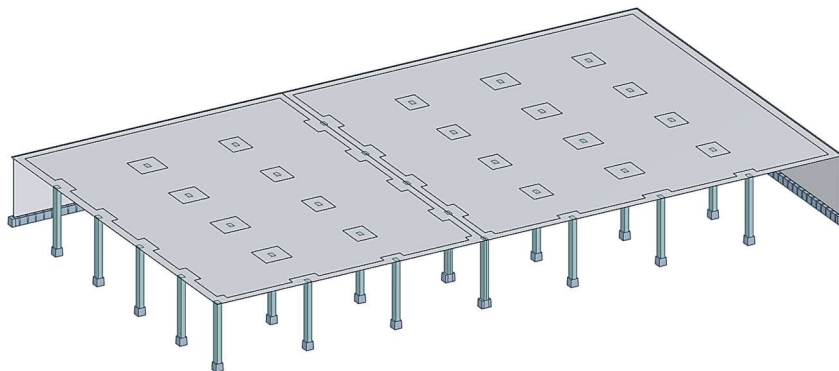
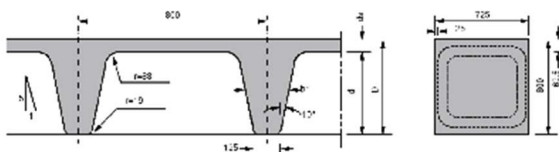


Figura 3.1 – Modelo estrutural do edifício A

O projeto do edifício A refere-se à construção de um edifício fabril, composto por piso térreo semienterrado com utilização industrial e cobertura plana destinada a estacionamento automóvel (automóveis ligeiros). O edifício apresenta elementos resistentes verticais em betão armado, pilares ($0,50 \times 0,80 \text{ m}^2$) e parede de contenção periférica (esp. $0,20 \text{ m}$), que se elevam a 7 m de altura, apoiados em sapatas travadas por lintéis. A cobertura plana foi realizada em laje fungiforme nervurada em duas direções ortogonais, com elementos de cofragem tipo Ferca, molde FG800, $h = 0,50 \text{ m}$, com vãos médios de $11 \times 8 \text{ m}^2$.

Tabela 3.1 – Características laje Ferca

Altura do Molde mm	Espessura da Lâmina mm	Altura Total mm	Largura Média da Nervura mm	Área da Secção cm ²	Inércia (por nervura) cm ⁴ /nerv.	Módulo de Flexão (por nervura)		Peso Próprio KN/m ²	Volume de Betão m ³ /m ²
						cm ³ /nerv.	cm ³ /nerv.		
400	100	500	208	1562	301779	18861	8876	6,85	0,274
d1	ds	D	br	A	I	Ws	Wi	Betão 25 KN/m³	



Para solidarizar a estrutura foram adotadas, em torno dos pilares e muros, zonas maciças de betão armado com igual espessura, e vigas de bordadura (0,80x0,50 m²) nos alinhamentos.

A estrutura foi separada em dois corpos através da realização de junta de dilatação. O estudo aqui desenvolvido debruçar-se-á sobre a laje do corpo 1 (Figura 3.3). O cálculo exposto refere-se aos alinhamentos estruturais 3 e C.

Os materiais a utilizados foram o betão da classe C20/25 e aço do tipo A500 NR.

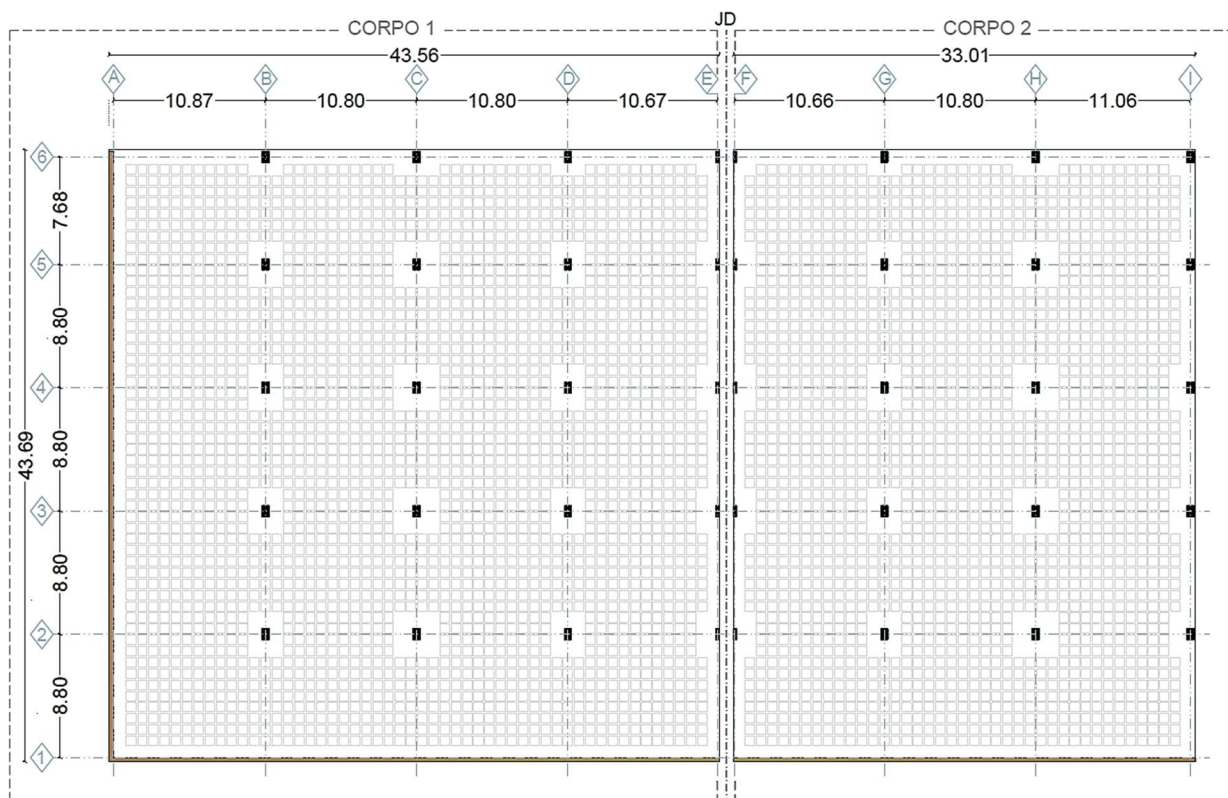


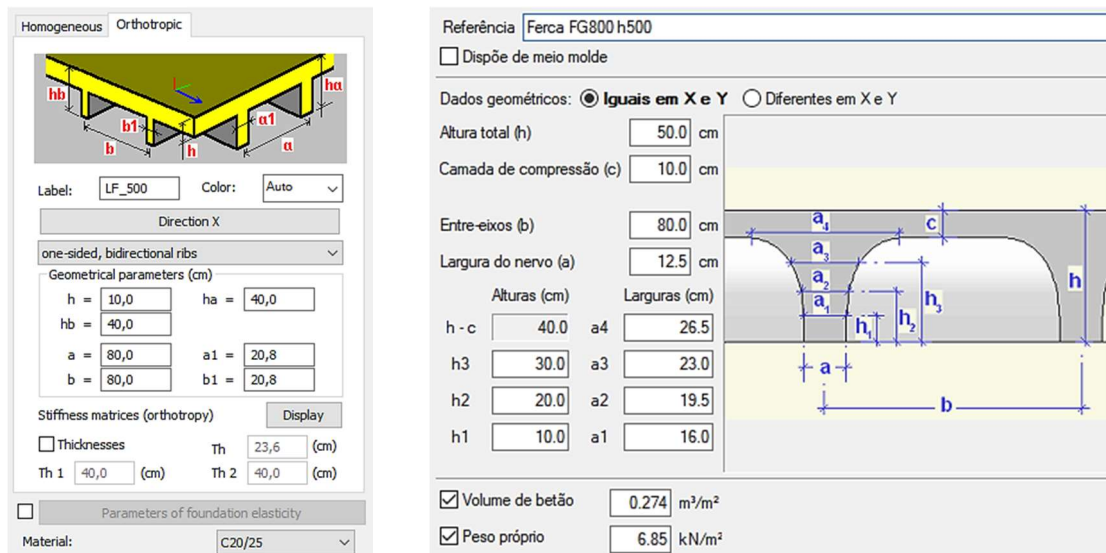
Figura 3.2 – Planta estrutural do piso

Foram consideradas as ações regulamentares de acordo com os Eurocódigos. Para sobrecarga fixou-se o valor de 5 kN/m² e para os revestimentos betuminosos e acabamentos do piso, 4,40 kN/m². Os impulsos do solo foram calculados a partir do estado de repouso e os diagramas adotados correspondentes às envolventes de Terzaghi e Peck. A ação sísmica foi quantificada para edifícios no concelho do Porto, com tipo de terreno C e classe de importância II.

3.1 MODELAÇÃO E ANÁLISE

Para modelação da laje, o Cype contém um módulo específico para definição da geometria de acordo com dados de respetiva ficha técnica. A discretização dos panos da laje realiza-se em malhas de tamanho, por defeito, um terço da dimensão entre eixos de nervuras, mantendo-se constante tanto na zona aligeirada

como na maciça. Assim, para uma distância entre eixos (b) 80 cm, vem uma malha com cerca de 27 cm. O Robot recorre a uma laje nervurada bidirecional equivalente para as zonas aligeiradas, e as bandas maciças e os maciços de encabeçamento são modelados como painéis de laje maciça. Assume-se uma malha de 80 cm.

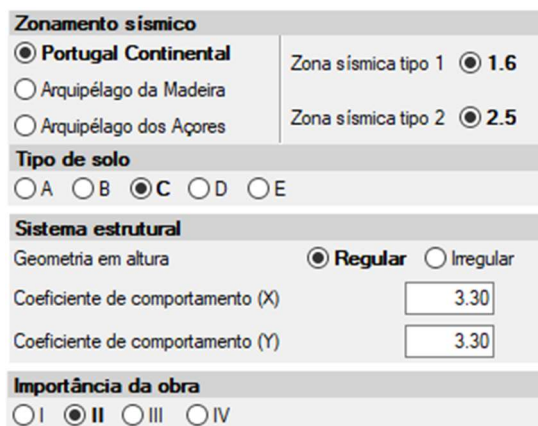


a) Robot

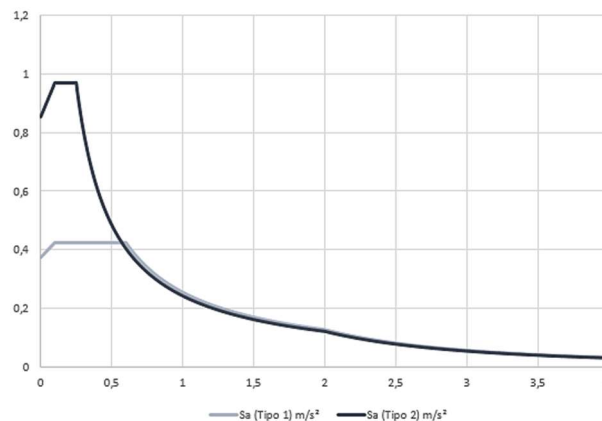
b) Cype

Figura 3.3 – Parâmetros de modelação da laje

Para a análise dinâmica, ambos os programas recorrem a uma análise modal e a resposta obtida com recurso aos espectros de resposta regulamentares. O Cype permite aqui a edição de parâmetros específicos de acordo com a norma adotada. No Robot, a análise modal constitui primeiro requisito para a análise sísmica subsequente, onde se recorre a folha de cálculo auxiliar para definição do respetivo espectro de cálculo e posterior importação das respetivas coordenadas.



a) Definição de parâmetros



a) Espectro elástico de resposta

Figura 3.4 – Ação sísmica

Para efeitos de comparação e validação de resultados fornecidos, a resposta da estrutura é analisada com base nos seguintes parâmetros: deformações, reações basais, e frequências naturais.

- Deformação em serviço

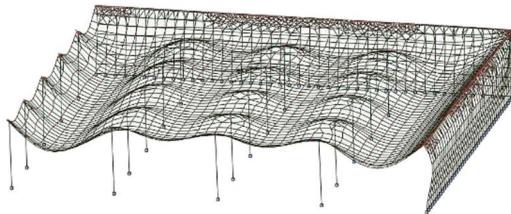


Figura 3.5 – Deformada da estrutura em serviço

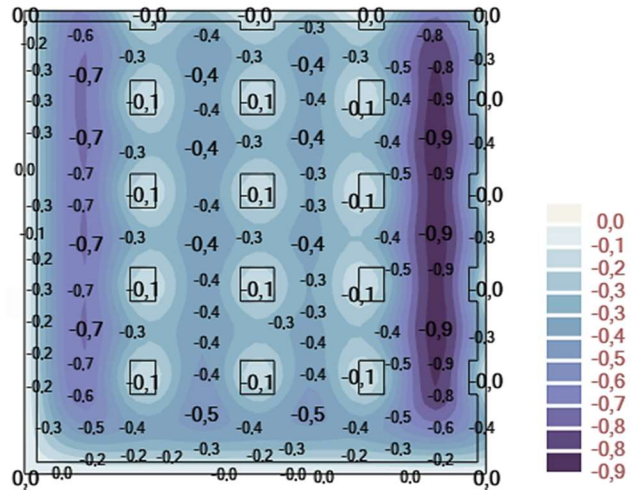


Figura 3.6 – Deformação elástica em cm

A flecha a longo prazo da laje é calculada com base no valor do deslocamento elástico obtido do mapa de deslocamentos do *Robot*, sendo dada por:

$$a_t = 0,90 \times 3,0 = 2,70 \text{ cm}$$

Para um vão correspondente de 10,80 m, a deformação corresponde a L/400, respeitando assim os limites regulamentares.

- Reações basais

Esta análise é importante na medida em que se torna possível controlar se as ações foram correta e igualmente definidas nos dois modelos, garantindo que são usados os mesmos valores de casos de carga em análises dinâmicas.

Tabela 3.2 – Reações basais para casos de carga estáticos

Caso de carga	<i>Cype</i>	<i>Robot</i>	ΔF
Peso próprio	19994	21613	1619
Restantes cargas permanentes	7584	7644	60
Sobrecarga	9480	9555	75

Verifica-se que ambos os modelos se aproximam, com a reserva para o caso “peso próprio”, diferença que poderá apontar para uma modelação algo deficiente da laje no *Robot* ou mesmo a consideração de uma matrizes de massa diferentes dos programas, tendo em conta o descrito em capítulo anterior.

· Análise modal

Da análise modal efetuada, constata-se uma discrepância de valores das frequências obtidas nos dois programas. Embora se tenha em conta a influência da rigidez da estrutura nos valores da frequência de vibração, com a consideração de matrizes de massa diferentes por parte de ambos os programas, tal disparidade de valores poderá aqui justificar-se pelas seguintes razões: devido a não consideração do efeito de diafragma rígido do piso no *Robot* em contraste com o *Cype*, onde o efeito de diafragma é estabelecido por defeito; devido a erros de modelação dos painéis da laje, tendo em conta o diferencial observado para as reações basais para o caso de carga “peso próprio”; ou devido a erros de modelação da ação sísmica, nomeadamente ao nível da definição do espectro de resposta.

Tabela 3.3 – Resultados modais (*Robot*)

	f (Hz)	T (s)	FPM _x (%)	FPM _y (%)
Modo 1	1,50	0,67	36,18	33,02
Modo 2	5,88	0,17	40,58	43,97
Modo 3	12,07	0,08	8,91	8,28

Tabela 3.4 – Resultados modais (*Cype*)

	f (Hz)	T (s)	FPM _x (%)	FPM _y (%)
Modo 1	1,66	0,602	36,99	36,13
Modo 2	16,94	0,059	49,74	50,31
Modo 3	33,33	0,030	13,27	13,56

3.2 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

3.2.1 Armaduras de Flexão

A modelação de sistemas fungiformes apresenta um ponto particularmente sensível na avaliação dos momentos fletores da laje, em parte na zona de momentos negativos sobre os pilares, que requer a adoção de estratégias apropriadas que permitam a devida análise.

Para dimensionamento das armaduras de flexão, considera-se a estrutura da laje dividida em dois conjuntos independentes de pórticos em direções ortogonais: uma faixa centrada no eixo dos pilares e faixas laterais entre alinhamentos de pilares, com uma distribuição de esforços semelhante ao método dos pórticos equivalentes. Na largura da faixa central, tendo em conta a variação brusca do diagrama de momentos fletores negativos na zona de ligação laje-pilar, procede-se ao cálculo equivalente aproximado. Para redistribuição de valores de pico sobre os pilares, o *Robot* disponibiliza a opção “*Reduction of forces above columns and walls*”, não se justificando, no presente caso, a sua utilização. Para as faixas laterais, atendendo que a variação do momento fletor é mais suave, considera-se o momento máximo aí verificado.

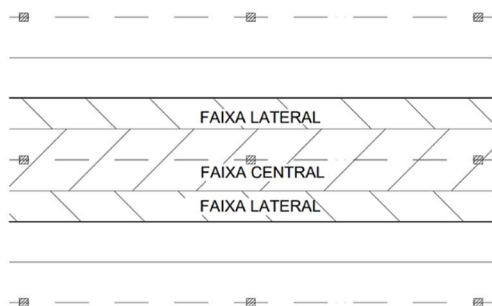


Figura 3.7 – Método dos pórticos equivalentes
(Fonte: [2])

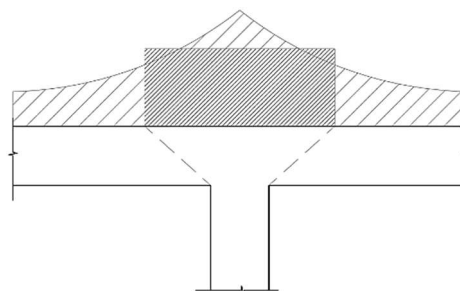
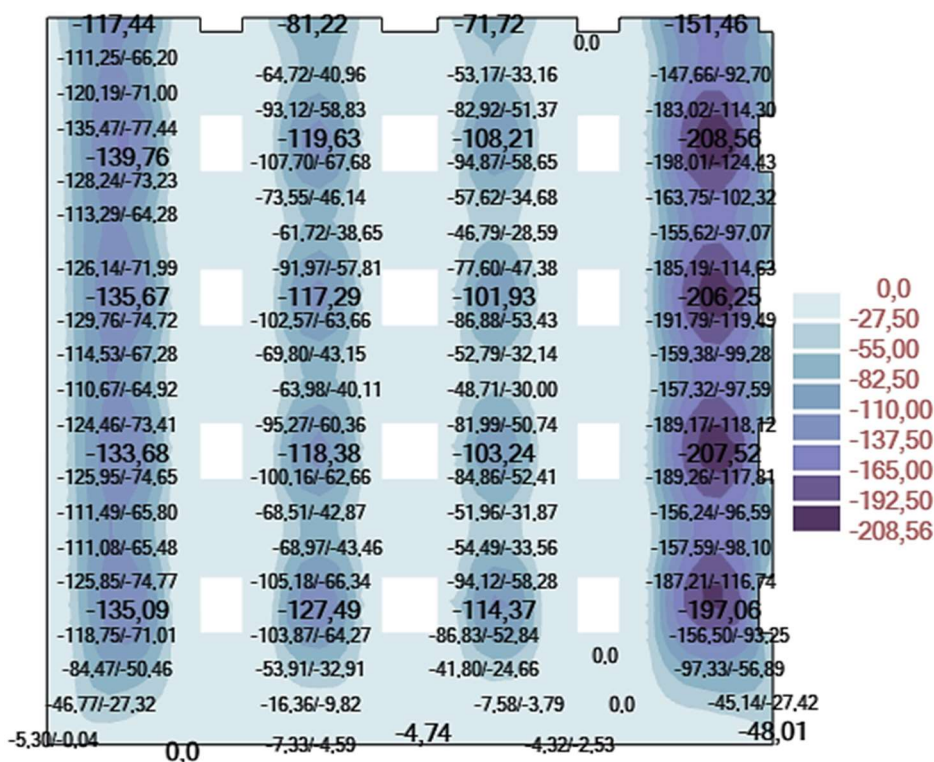


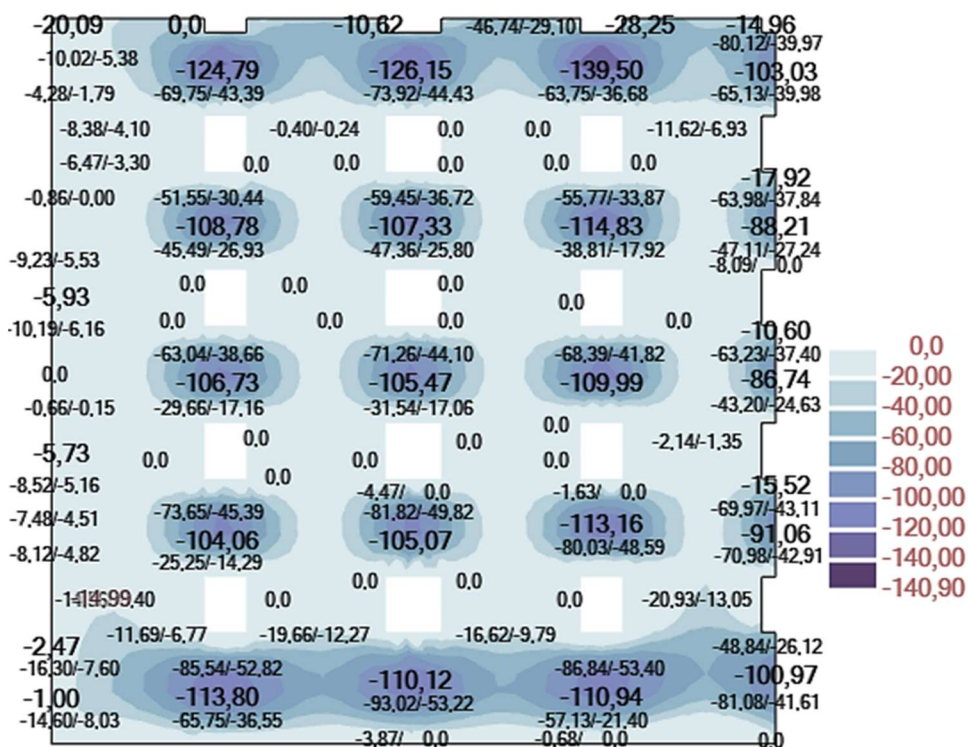
Figura 3.8 – Redistribuição de momentos de pico sobre os pilares

O cálculo das armaduras é efetuado a partir dos esforços obtidos do *Robot* através dos diagramas de esforços relativos aos momentos fletores para a envolvente das combinações de ações em estado limite último, e as respetivas quantidades comparadas com os valores fornecidos pelo *Cype*. No caso das armaduras superiores, o *Cype* projeta uma armadura base corrida para as zonas maciças e aligeiradas, complementada com a solução de armadura de reforço, sendo esta projetada concentrada nas nervuras.

Armaduras inferiores



a) Direção xx



b) Direção yy

Figura 3.9 – Momentos fletores para cálculo de armaduras inferiores (kN.m/m)

CAPÍTULO 3

Exemplifica-se o cálculo da solução de armadura inferior correspondente ao máximo momento fletor atuante, $M_{Ed} = 208 \text{ kN.m/m}$.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{208 \times 0.80}{0.80 \times 0.45^2 \times 13.3 \times 10^3} = 0,0772$$

$$A_s = \mu \cdot (1 + \mu) \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0772 \times (1 + 0,0772) \times 0.80 \times 0.45 \times \frac{13.3}{435} = 9,16 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Para a mesma zona, o *Cype* calcula uma área de aço necessária de $9,82 \text{ cm}^2$, correspondente a 2 varões de 25 mm. As tabelas seguintes resumem os valores obtidos para as várias faixas dos alinhamentos estruturais já referidos .

Tabela 3.5 – Armaduras inferiores longitudinais

Alinhamento: 3	[A – B]	[B – C]	[C – D]	[D – E]
M_{Ed} (kN.m)	134	119	105	208
$A_{s \text{ requerida}}$ (cm ² /nervura)	5,75	5,08	4,46	9,16
A_s /nervura (<i>Cype</i>)	1Ø20 + 1Ø16 (5,15 cm ²)	1Ø20 + 1Ø12 (4,27 cm ²)	1Ø20 + 1Ø16 (5,15 cm ²)	2Ø25 (9,82 cm ²)

Tabela 3.6 – Armaduras inferiores transversais

Alinhamento: C	[1 – 2]	[2 – 3]	[3 – 4]	[4 – 5]	[5 – 6]
M_{Ed} (kN.m)	110	105	106	107	127
$A_{s \text{ requerida}}$ (cm ² /nervura)	4,68	4,46	4,46	4,46	5,53
A_s /nervura (<i>Cype</i>)	1Ø20+1Ø16 (5,15 cm ²)	1Ø20+1Ø12 (4,27 cm ²)	1Ø20+1Ø16 (5,15 cm ²)	1Ø20+1Ø16 (5,15 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)

Da análise das soluções de armadura fornecidas pelo *Cype* (Figura 3-11), constata-se uma clara necessidade de reforço nas zonas de menor rigidez (apoio em muro e vigas de bordadura) e, obviamente, nas zonas dos maciços de apoio, devido às tensões elevadas que aí se concentram.

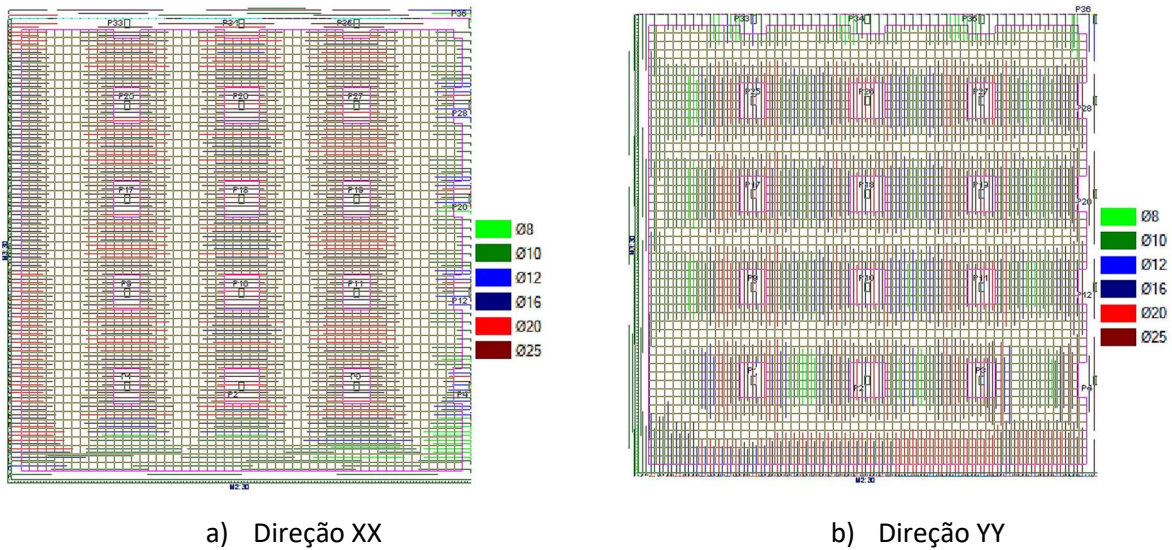
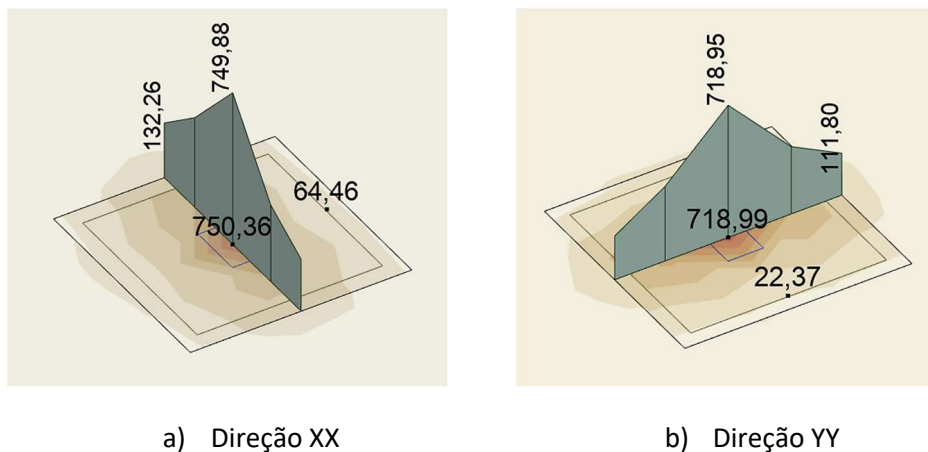


Figura 3.11 – Armaduras superiores requeridas

Exemplifica-se o cálculo da armadura superior a colocar sobre o pilar interior coincidente com os alinhamentos estruturais C e 3. São efetuados cortes segundo as duas direções ortogonais, a partir do centro do pilar, e ao longo de uma banda com largura suficiente para cobrir as manchas de momentos a atuar no maciço do pilar. No *Robot*, para a determinação dos momentos de cálculo que permitem obter essa armadura, recorreu-se à opção “*Panel cuts*” que fornece o valor do integral do diagrama de momentos sobre o apoio. O *Cype* dispõe igualmente de uma opção de esforços médios de uma banda fornecendo o valor médio dos momentos atuantes.



$$\int M_x = 1511 \left(\frac{kNm}{m} \right) \cdot m$$

$$\int M_y = 1422 \left(\frac{kNm}{m} \right) \cdot m$$

Figura 3.12 – “*Panel cuts*”

$$M_x = \frac{\int M_x}{3,20} = 472,19 \text{ kNm/m} \quad \wedge \quad M_y = \frac{\int M_y}{3,20} = 444,38 \text{ kNm/m}$$

Para a direção XX, e para uma gama de momentos fletores da ordem dos 472 kN.m/m, vem:

$$\mu = \frac{472}{1,00 \times 0,45^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,175$$

$$A_s = 0,175 \times (1 + 0,175) \times 1,00 \times 0,45 \times \frac{13,3}{435} = 28,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na direção YY, para uma média de valores da ordem dos 444 kN.m/m, obtêm-se taxas de armadura semelhantes (27 cm²/m).

Nas faixas laterais, para a direção XX, observaram-se momentos fletores máximos da ordem dos 100 kN.m, ou seja, 80 kN.m/nervura, necessitando de uma armadura de 4,9 cm²/nervura, o que conduz a 6,2 cm²/m. Para a mesma direção, o Cype calcula uma armadura resistente com 6,57 cm²/m.

Solução de armaduras adotada

Na Figura 3.15 representa-se a solução de armaduras de flexão adotadas em projeto. As armaduras inferiores das nervuras são numeradas e indicadas para conjuntos de nervuras. Partindo dos valores discriminados nas tabelas 3.4 e 3.5, foram determinadas as armaduras inferiores a colocar nas nervuras. Nas tabelas seguintes, resumem-se as soluções adotadas para as nervuras coincidentes com os alinhamentos estruturais já referidos.

Tabela 3.7 – Armadura inferior longitudinal adotada

Alinhamento 3	[A – B]	[B – C]	[C – D]	[D – E]
A_s Robot (cm ²)	5,75	5,08	4,46	9,16
A_s Cype (cm ²)	6,28	5,15	5,15	9,82
A_s adotada Nervura (b)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 + 1Ø25 (11,19 cm ²)

Tabela 3.8 – Armadura inferior transversal adotada

Alinhamento C	[1 – 2]	[2 – 3]	[3 – 4]	[4 – 5]	[5 – 6]
A_s Robot (cm ²)	4,68	4,46	4,46	4,46	5,53
A_s Cype (cm ²)	5,15	4,27	5,15	5,15	6,28
A_s adotada Nervura (1)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)	2Ø20 (6,28 cm ²)

Quanto às armaduras superiores, a solução passou pela colocação de uma malha de corrida em toda a laje, e projeção de solução de reforço para as zonas mais solicitadas, maciços e bordaduras. Na camada de compressão foi projetada uma malha mínima para devida distribuição dos esforços, dada por:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

É determina uma armadura com 5,85 cm²/m distribuída por cada uma das duas direções ortogonais, tendo sido projetada uma malha de $\phi 12//0,20$ (5,65 cm²/m) corrida em toda a laje, considerada capaz de abarcar com o mínimo requerido para a camada de compressão.

Para a zona do pilar, procedeu-se a um reforço com uma malha de $\phi 20//0,10$ (31,42 cm²/m), resultando uma área total de armadura superior com cerca de 37 cm²/m ($\phi 12//0,20 + \phi 20//0,10$), superior às necessidades efetivas, 28,34 cm²/m e 10,46 cm²/m, direções XX e YY, respetivamente. Para as faixas laterais foi projetada uma armadura superior de reforço na direção XX, solução que passou pela colocação de varões de 10 mm espaçados de 0,20m que perfaz um total com cerca de 10 cm²/m.

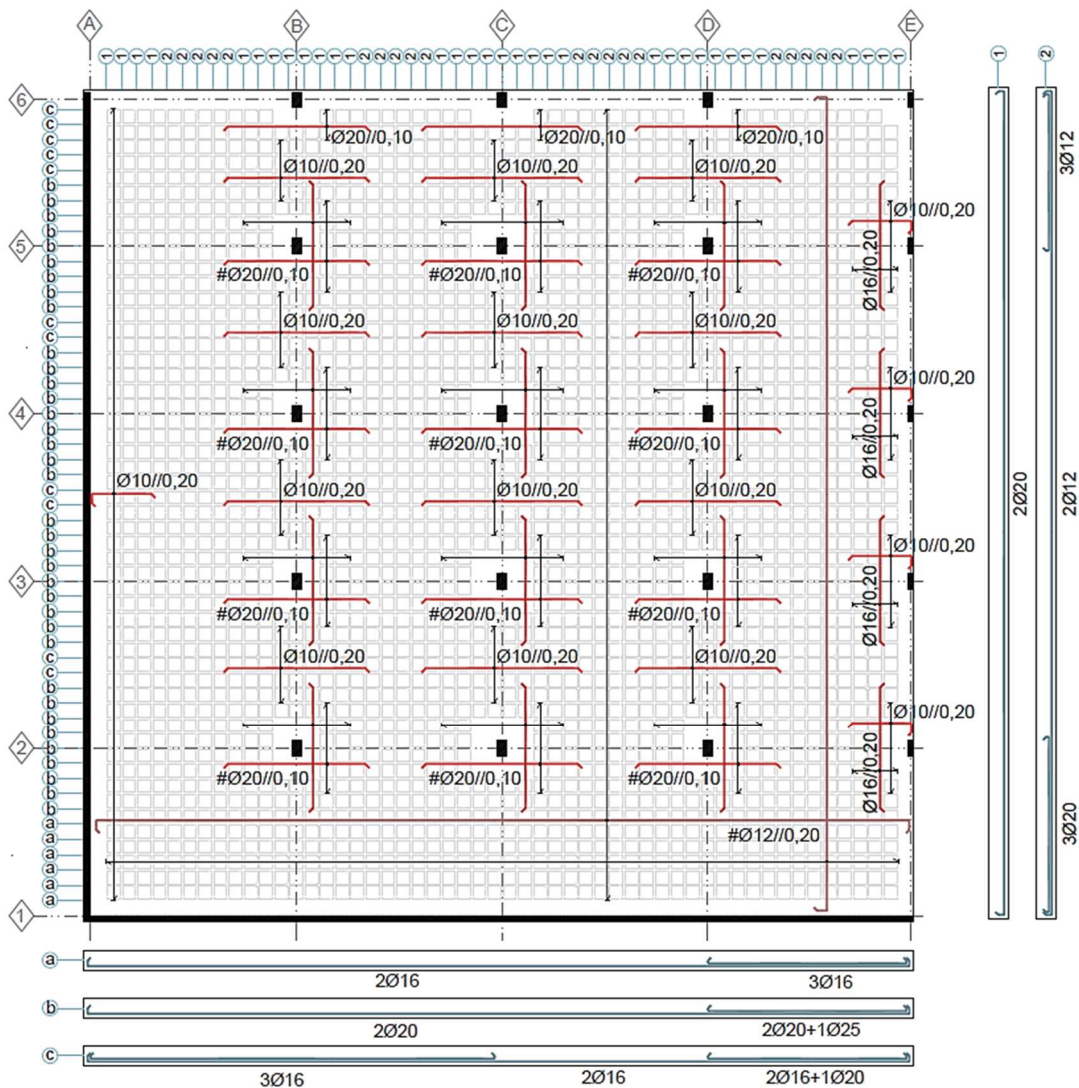


Figura 3.13 – Solução adotada para armaduras inferior e superior

3.2.2 Armaduras de Esforço Transverso / Punçoamento

· Armadura de esforço transverso

Nas nervuras foram colocados estribos para resistir a um esforço de corte da ordem dos 2200 kN, correspondente ao esforço máximo transmitido pela laje ao pilar. Considerando este esforço distribuído por 20 nervuras, tem-se um esforço equivalente de 110 kN/nervura. O estribo mínimo garante um esforço transverso resistente de 118 kN/nervura.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} \cdot b_w = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yd}} \cdot b_w = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} \cdot 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cot\theta f_{yd} = \frac{1 \times 10^{-4}}{0,15} \cdot 0,9 \cdot 0,45 \cdot 435 \cdot 10^3 = 117,5 \text{ kN}$$

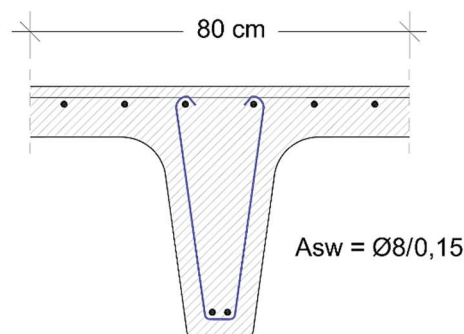
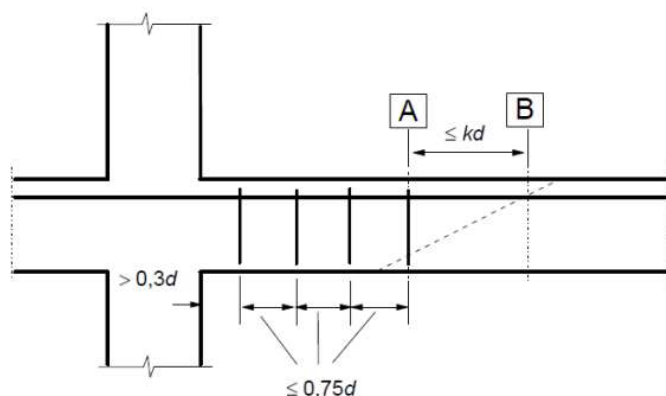


Figura 3.14 – Nervura, secção tipo

· Armadura de punçoamento

Segundo o Eurocódigo 2, a armadura de punçoamento deverá ser distribuída conforme se ilustra. Os estribos são colocados perpendicularmente às faces exteriores com espaçamentos limitados a 0,75d. O espaçamento máximo entre estribos na direção paralela ao bordo dos pilares não deverá exceder 1,5d.



A - perímetro de exterior que necessita de armadura de punçoamento.

B - Primeiro perímetro de controlo que não necessita de armadura de punçoamento.

Figura 3.15 – Pormenorização de armaduras transversais [2]

CAPÍTULO 3

Para o cálculo da armadura de punçoamento considerou-se o pilar interior (50 x 80 cm²) coincidente com os alinhamentos estruturais C e 3. O esforço axial do pilar sob a laje toma o valor 2200 kN. As verificações regulamentares foram realizadas com base no Eurocódigo 2 para a situação de punçoamento centrado.

i. Valor limite de esmagamento do betão, no contorno da face do pilar, u_0 :

$$V_{Rd,max} = 3,67 \text{ MPa} \quad (v = 0,552, f_{ck} = 13,3 \text{ MPa})$$

$$V_{Ed,0} = 2,16 \text{ MPa} \quad (\beta = 1,15, d = 0,45 \text{ m}, u_0 = 2,60 \text{ m})$$

ii. Contorno crítico:

$$V_{Rd,c} = 0,510 \text{ MPa} \quad (k = 1,67, \rho_l = 8,24 \cdot 10^{-3})$$

$$V_{Ed,1} = 0,681 \text{ MPa} \quad (u_1 = 8,25 \text{ m})$$

A máxima tensão de corte ultrapassa a resistência ao punçoamento sem armadura. Procede-se ao cálculo da respetiva armadura.

iii. Armadura de punçoamento:

$$A_{SW/Sr} \text{ (total)} = 45,29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (f_{ywd,eff} = 362,5 \text{ MPa})$$

$$A_{SW} \text{ (por perímetro)} = 9,06 \text{ cm}^2 \quad (S_r = 0,20 \text{ m})$$

$$u_{out} = 11 \text{ m} \rightarrow r_{out} = 0,662 \text{ m}$$

iv. Solução de armadura adotada:

Foi adotado um sistema de estribos de ramos múltiplos, em forma de “caixa”, preenchendo a totalidade do maciço do pilar. Trata-se uma solução claramente acima das necessidades efetivas, mas justificável tendo em conta tanto o sistema estrutural como o processo construtivo. Tal disposição confere não só maior capacidade resistente ao punçoamento como tenderá para uma melhoria da ductilidade da ligação laje-pilar. Foi adotado um sistema de estribos de $\phi 12//0,20$.

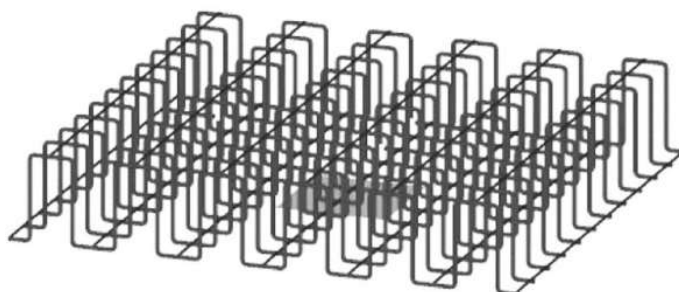


Figura 3.16 – Sistemas de estribos (fonte: [7])

Na Figura 3.20 apresenta-se um pormenor da zona maciça em torno do pilar, onde estão representadas as armaduras da face superior e as armaduras da face inferior (armadura das nervuras e zona maciça). Para a zona maciça sobre o pilar, é projetada uma malha de $\phi 12//0,20$, com função não só construtiva como também de mecanismo secundário de resistência.

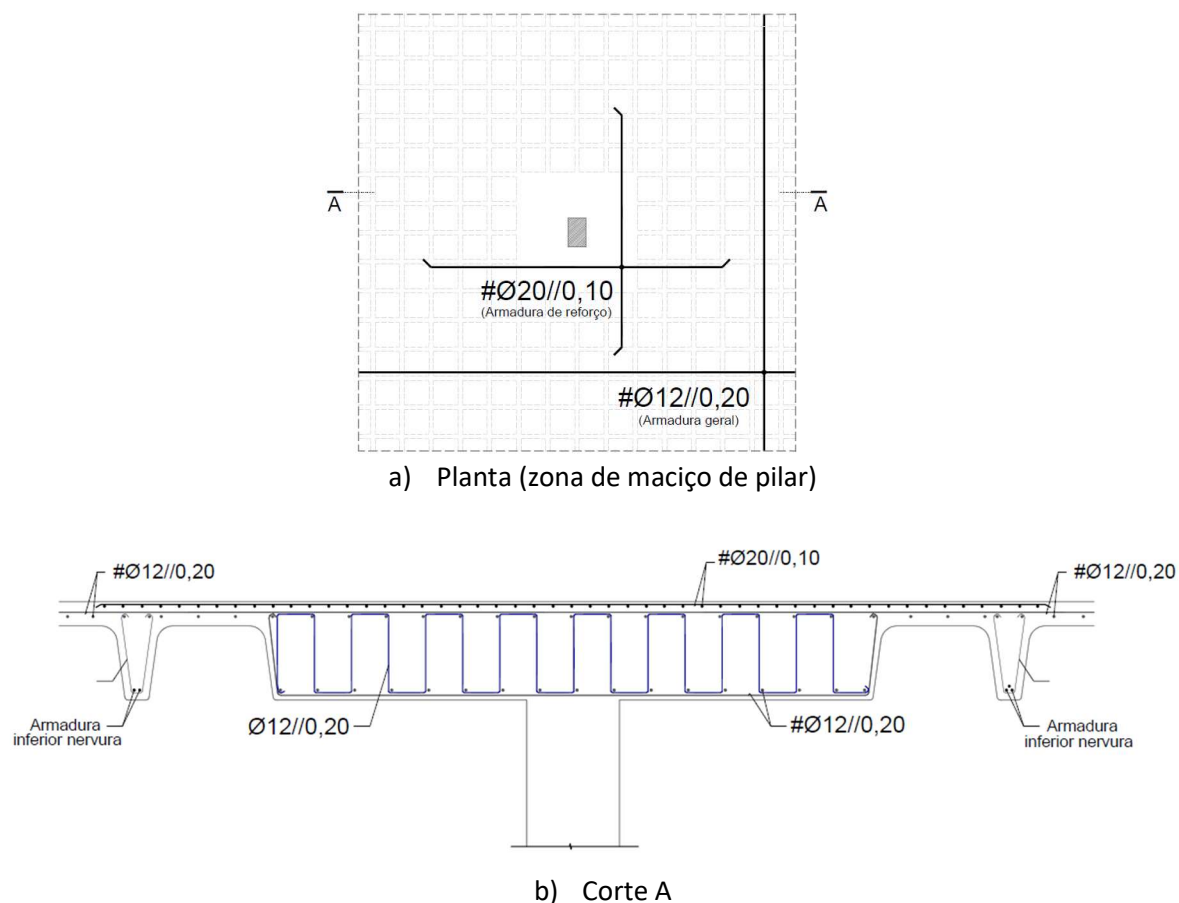


Figura 3.17 – Armadura de esforço transverso/punçoamento

CAPÍTULO 4

EDIFÍCIO B

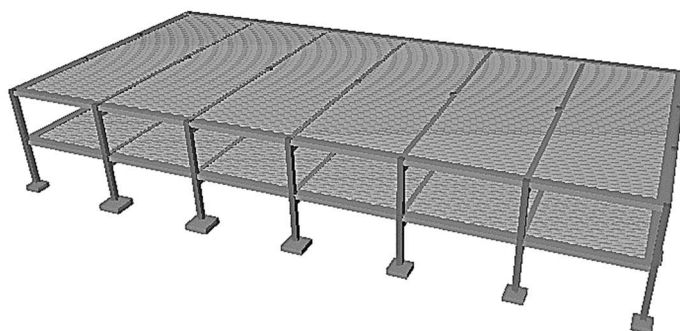


Figura 4.1 – Modelo estrutural do edifício existente

O projeto do edifício B refere-se à alteração e ampliação de um edifício de serviços. O edifício existente desenvolve-se numa área de implantação com cerca de 600m², sobreelevando-se em semi-cave e r/chão. É proposto o acréscimo de um piso e adaptação de elementos estruturais existentes para acolher as devidas alterações.

Será construído o piso da cobertura (terraço acessível), com nova estrutura a nascer sobre os pilares existentes. Os pavimentos foram realizados com lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, as vigas embebidas na laje (80x28 cm²) e os pilares projetados com secção 30x30 cm². É executada uma abertura da laje existente para introdução de um escada metálica, procedendo-se à demolição de pilares interiores a toda a altura e o levantamento de novos pilares, de acordo com as plantas estruturais (Figura 4.2).

Os materiais usados foram o betão da classe C20/25 e o aço A400 NR.

A análise visual e inspeções efetuadas sobre a estrutura existente permitiram aferir capacidade estrutural suficiente para suportar as intervenções propostas. A laje de cobertura existente será estruturalmente reforçada por métodos tradicionais – enchimento com betão armado, configurando piso destinado a serviços – escritórios e as vigas do mesmo piso serão reforçadas por métodos não destrutivos – reforço com fibras de carbono.

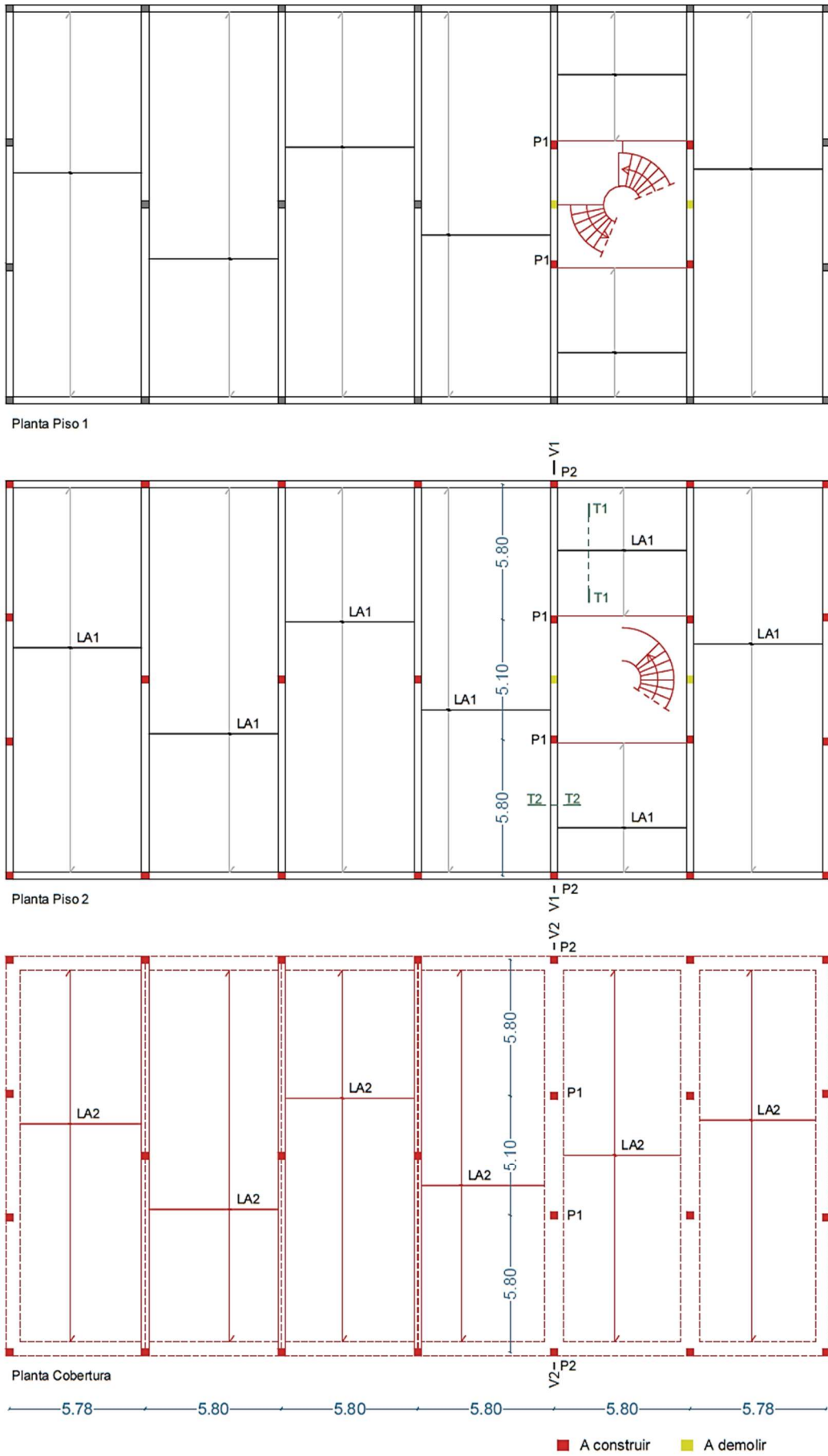


Figura 4.2 – Plantas estruturais

Para modelação estrutural, o Robot recorre a uma laje maciça equivalente armada numa direção, com altura constante determinada em função dos valores de rigidez, obtidos do fornecedor. Adicionalmente é aplicado um coeficiente de redução da rigidez da laje, de modo a simular corretamente o comportamento de laje aligeirada.

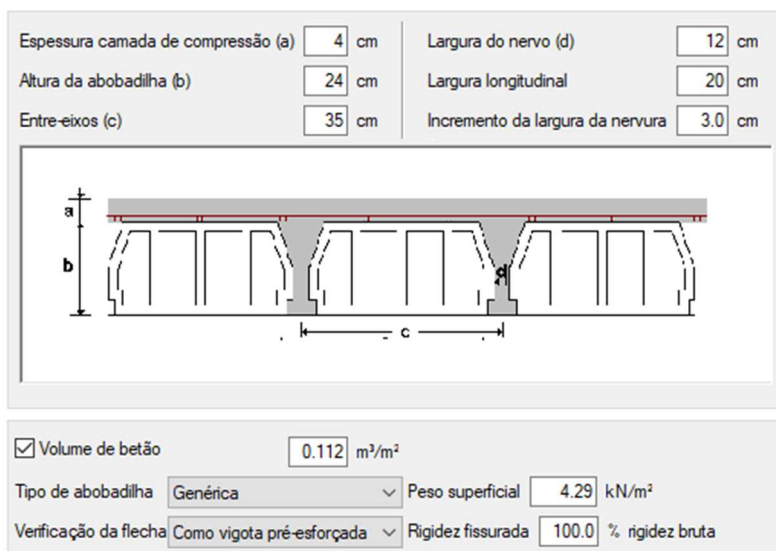
Tabela 4.1 - Laje Faprel adotada

Vao L (m)	Altura Ht (m)	Ações Características (KN/m ²)					E.L.Ultimo		Estado Limite de Utilização		
		Permanentes, Gk				Var Qk	Resistência		E.L.Fend.	E.L.Deformação	
		PP	REV	DIV	Out.		Msd (KN m/m)	Vsd (KN/m)		Mfctk (KN m/m)	(EI)min (KN m ³ /m)
5.80	0.28	4.29	3.10	0.00	0.00	1.00	52.92	36.50	35.20	27941	0.014

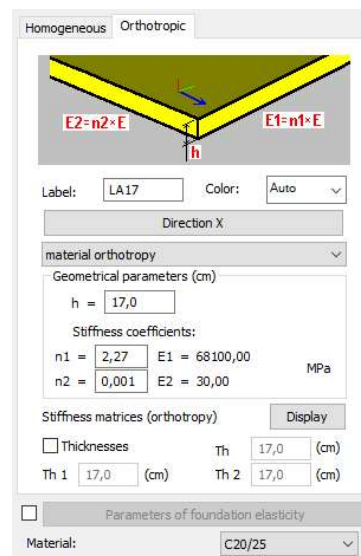
Para PP = 4,29 kN/m² ∧ EI = 27941 kN/m²/m ∧ γ=25 kN/m³, vem:

$$\gamma \times h_{eq} = PP_{LA} \quad \wedge \quad (EI)_{LA} = E \times I \times \eta \quad \Leftrightarrow \quad h_{eq} = 4,29/25 \quad \wedge \quad 27941 = 30.10^6 \times \frac{1,00 \times 0,17^3}{12} \times \eta$$

$$\therefore h_{eq} \approx 0,17m \quad \wedge \quad \eta = 2,27$$



a) Cype



b) Robot

Figura 4.3 – Parâmetros de modelação da laje

Na ligação da estrutura nova à existente, atendeu-se à mobilização de esforços entre pilares e admitiu-se uma passagem residual de momentos. Foram considerados coeficientes de encastramento entre os 30% e os 50%.

4.1 ESTRUTURA NOVA ACOPLADA

4.1.1 Viga V2

Analisa-se o tramo de extremidade da viga V2, viga embebida na laje com secção 0,80 x 0,25 m².

- Verificação à flexão

A armadura de flexão foi calculada para os esforços máximos positivo e negativo. Representa-se a envolvente dos momentos fletores do respetivo tramo, a partir do qual são calculados os valores de resistência. A área de amadura obtida é comparada com os valores fornecidos pelo *Cype*.

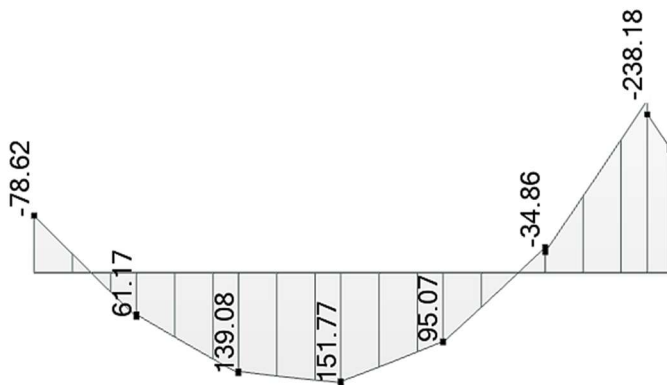


Figura 4.4 – Diagrama de momentos fletores (kN.m)

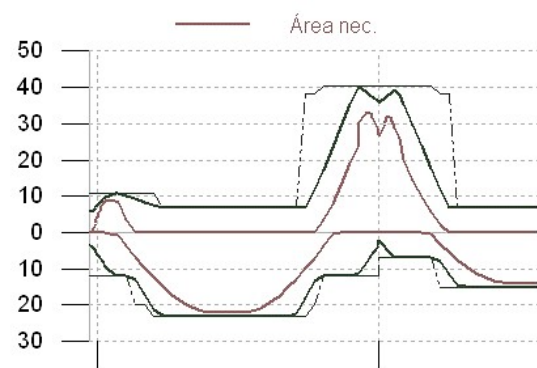


Figura 4.5 – Áreas de armadura longitudinal (cm²)

Considerando um momento máximo positivo da ordem dos 152 kN.m, para o cálculo da armadura inferior vem:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{152}{0,80 \times 0,24^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,247$$

$$A_s = \mu \cdot (1 + \mu) \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,247 \times (1 + 0,247) \times 0,80 \times 0,28 \times \frac{13,3}{348} = 22,29 \text{ cm}^2 \approx 21,81 \text{ cm}^2 \text{ (Cype)}$$

De igual modo, para um momento máximo negativo de 238 kN.m, é obtida uma área equivalente de 39,52 cm² ≈ 40,22 cm² (Cype).

- Verificação ao Corte

A verificação do esforço transversal foi efetuado tendo em conta o limite de esmagamento do betão e a contribuição dos estribos para a resistência da secção, de acordo com as expressões anteriormente expostas. Representam-se a seguir os respetivos diagrama de esforços e gráfico de áreas requeridas.

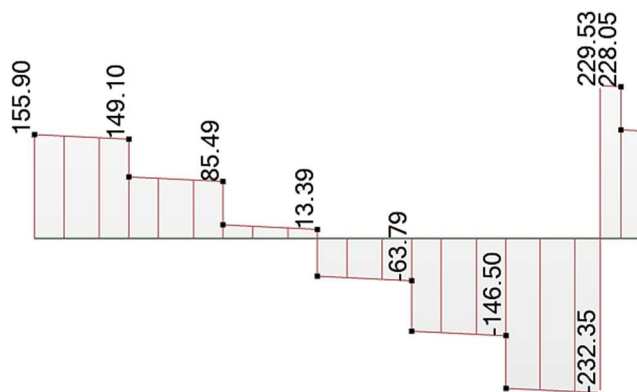


Figura 4.6 – Diagrama de esforços transversos

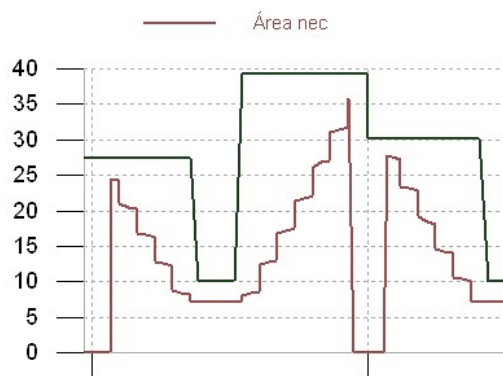


Figura 4.7 – Área requerida

Em estruturas de betão armado considera-se normalmente uma inclinação das bielas comprimidas do betão de 25° a 30° , intervalo que assegura a melhor transmissão de esforços. Necessário atender-se aqui ao facto de o *Cype* utilizar $\cot\theta$ com valor unitário, alteração com impacto significativo no valor da área necessária para suportar o esforço transversal.

Para um esforço transversal máximo de $V_{\max}=233$ kN, vem:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = \frac{0,80 \times 0,9 \times 0,24 \times 0,552 \times 13,3 \times 10^3}{2,5 + 0,4} = 550 \text{ KN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta} = \frac{233}{0,9 \times 0,24 \times 348 \times 10^3 \times 2,5} = 12,40 \text{ cm}^2/m$$

Foram seguidas as recomendações do Eurocódigo 2 com a projeção uma armadura adicional que abarque com o efeito de suspensão da laje. Assim, para uma carga correspondente a suspender de 66 kN/m, vem:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{susp} = \frac{6,66}{348 \cdot 10^3} = 1,91 \text{ cm}^2/m$$

Resultando numa área total necessária equivalente a:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{tot} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{susp} + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{esf.transv} = 12,40 + 1,91 = 14,31 \text{ cm}^2/m$$

· Cálculo da largura de fendas

A largura de fendas, W_k , é calculada para a situação de quase permanência, de acordo com o prescrito no Eurocódigo 2. A norma apresenta neste caso uma formulação extensa e complexa, pelo que se recorreu a uma folha de cálculo auxiliar. Na Figura 4.10 representa-se o diagrama de momentos fletores para a combinação de ações quase-permanente. O cálculo das larguras de fendas foi efetuado com recurso a folha de cálculo previamente programada que permite efetuar a verificação de acordo com a norma.

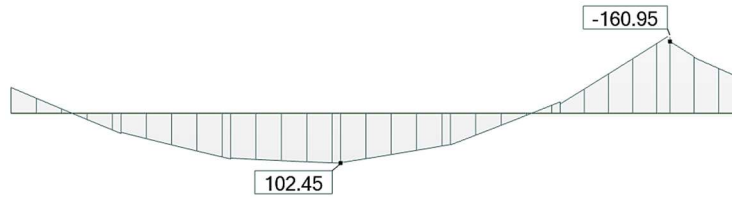


Figura 4.8 – Diagrama de momentos fletores (quase permanência)

Tabela 4.2 – Cálculo de largura de fendas

Solução de armadura		M_{Sd} kN.m/m)	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	S_{rm} (mm)	W_k (mm)	$W_k < W_{adm}$
Face superior	6Ø16+6Ø25	160,95	0,000884	164,98	0,15	< 0,30
Face inferior	7Ø20	102,45	0,000980	214,12	0,21	< 0,30

· Cálculo da deformação

A deformação final ou incrementos de deformação após a execução, deve ser limitada, para as ações com caracter de permanência, a $\delta_{serviço} \leq \delta_{admissível} \cong L/250$ ou $L/500$. Trata-se no primeiro caso de uma questão de aspeto e funcionalidade, e no segundo caso para evitar fendas nas alvenarias que não conseguem, a partir de um certo ponto, acompanhar a deformação da sua base de suporte sem fendilharem.

Flecha instantânea: $\delta_{serv} \cong 6mm \leq \delta_{adm} \cong \frac{L}{500} = \frac{5800}{500} = 11.6mm$

Flecha a longo prazo: $\delta_{\infty} \cong 3 \times \delta_{serv} = 18mm \leq \delta_{adm} \cong \frac{L}{250} = 23mm$

· Solução final de armaduras

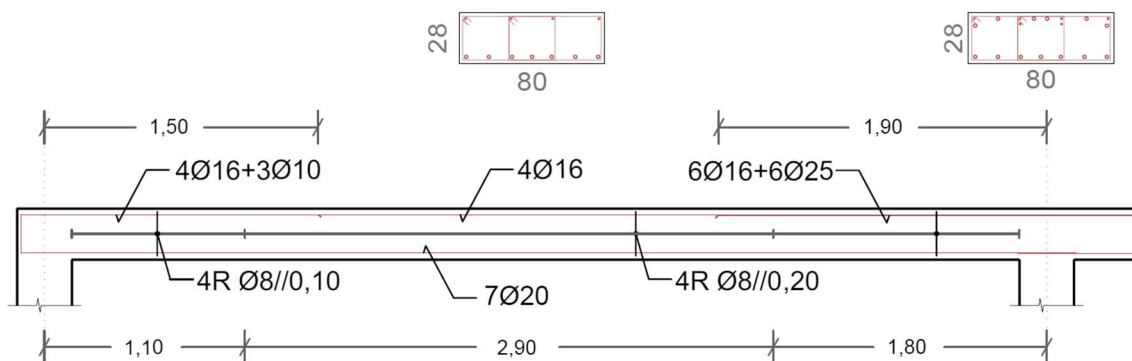


Figura 4.9 – Solução de armaduras Viga V2

4.1.2 Pilar P2

O pilar P2, identificado na Figura 4.2, apresenta secção 0,30 x 0,30 m². O dimensionamento em estado limite último é efetuado para a combinação de esforços $N = 300$ kN, $M_y = 23$ kN.m e $M_z = 19$ kN.m. Para a armadura longitudinal foi adotada uma solução de (3+3) $\phi 12$ mm, distribuídos pelas duas faces perpendiculares à direção principal, correspondente a 6,79 cm².

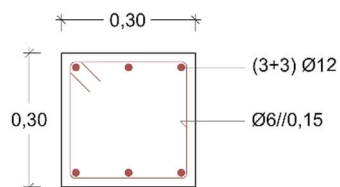


Figura 4.10 – Solução de armadura adotada, pilar P2

A ancoragem foi executada com recurso a quatro varões nervurados de 16 mm, aço A500 NR SD, sistema “Hilti”, químico de injeção “Hit-Hy170”. Foi adotado um comprimento de ancoragem de 0,25 m. Para um esforço axial $N_{Ed} = 300$ kN distribuído pelos quatro varões, e admitindo uma tensão de aderência do betão, $f_{bd} = 2,4$ Mpa, é estimado um comprimento de amarração:

$$F = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l_b \cdot f_{bd} \rightarrow 75 = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0,016}{2} \cdot l_b \cdot 2,4 \cdot 10^3 \rightarrow l_b = 0,60 \text{ m}$$

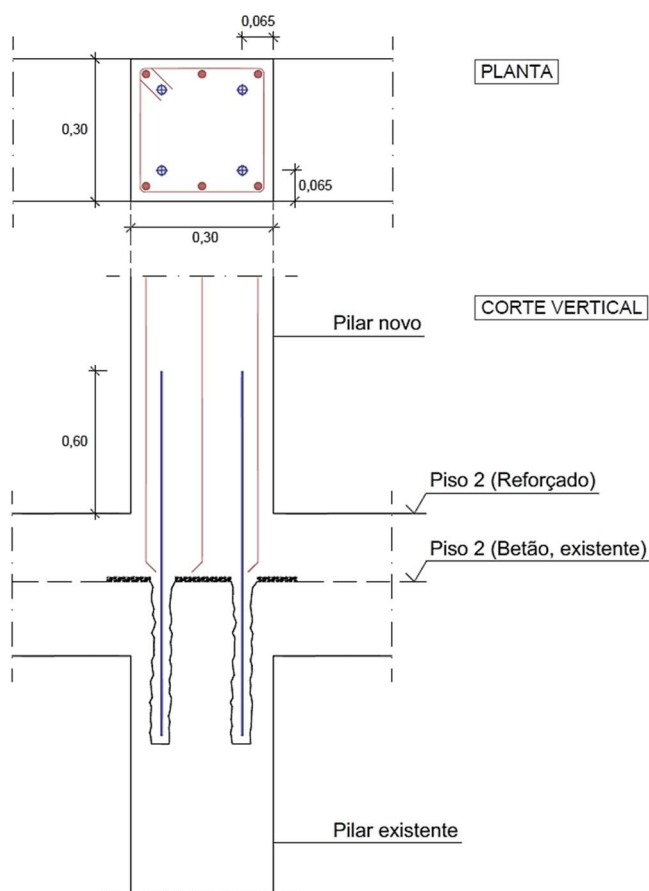
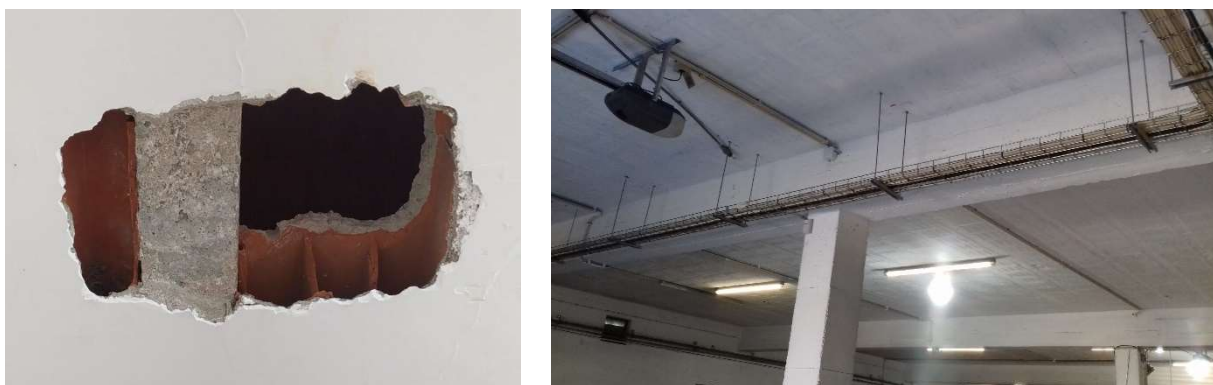


Figura 4.11 – Pormenor de ancoragem, pilar P2

4.2 REFORÇO DE ESTRUTURA EXISTENTE

As soluções de reforço abordadas referem-se aos elementos estruturais laje LA1 e viga V1, identificadas na Figura 4.2. A laje LA1 é aligeirada de vigotas simples com vão médio de 5,80 m, simplesmente apoiadas nas vigas V1 com secção 0,30 x 0,75 m². Devido à abertura de laje procede-se à demolição do pilar existente a meio vão da viga e são projetados os pilares P1, resultando deste modo numa continuidade de três vãos.



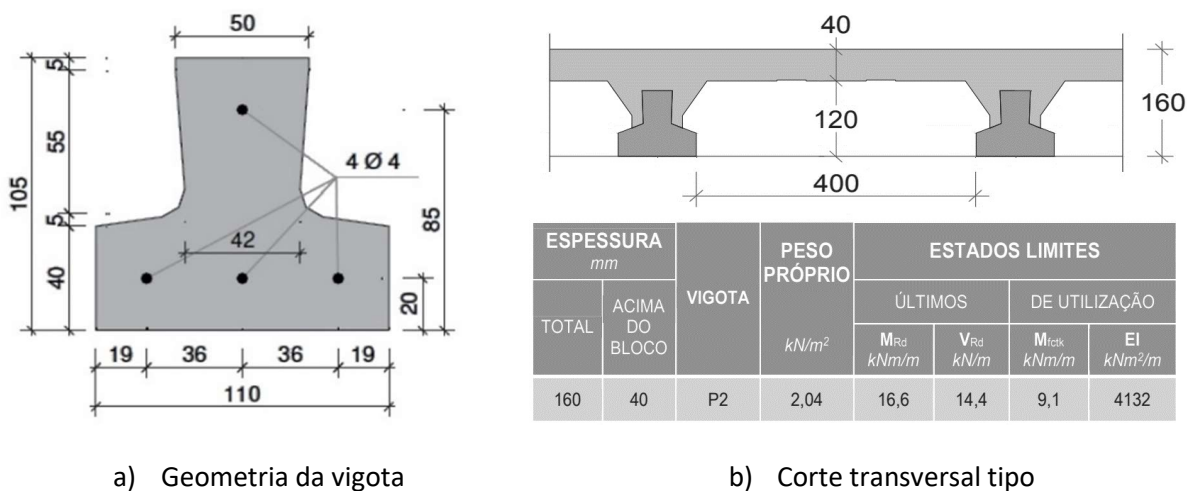
a) Janela de sondagem laje LA1

b) Viga V1

Figura 4.12 – Estrutura existente

4.2.1 Laje LA1

A solução preconizada passa pelo reforço com espessamento da face superior da laje existente, recorrendo a nova camada de betão armado. Em campanha de inspeção constatou-se a existência de laje de vigotas pré-esforçadas, simples, e blocos de aligeiramento de cimento, conjunto que se mostra francamente deficitário para a nova utilização prevista. Apresentam-se as características adotadas para a estrutura existente.



a) Geometria da vigota

b) Corte transversal tipo

Figura 4.13 – Características adotadas para a laje existente

Em primeira abordagem constata-se parca resistência da laje para a nova utilização prevista. Adotando um peso próprio da laje, $P_p = 2,75 \text{ kN/m}^2$, um acréscimo de cargas permanentes da ordem dos 3 kN/m^2 (regularização e revestimentos) e sobrecarga para uso destinado a escritórios, 3 kN/m^2 , vem:

$$V\tilde{a}o, L = 5,80 \text{ m} \quad \wedge \quad L_{inf} = 0,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_{Ed} = \frac{1,5 \times (2,75 + 3 +) \times 5,80^2}{8} \times 0,40 = 22 \text{ KN.m/m},$$

Valores atuantes que ultrapassam claramente os limites de resistência da estrutura existente ($\approx 17 \text{ kN.m/m}$). Procede-se ao dimensionamento da solução de reforço.

A resistência da peça reforçada é determinada de acordo com os métodos tradicionais, adotando o diagrama retangular de tensões no betão sujeito a compressão e consistindo o cálculo orgânico no equilíbrio de esforços a que a secção está sujeita. Parte do processo iterativo passa por assegurar que a linha neutra se localize dentro da lâmina de betão complementar por forma a condensar as compressões inteiramente na espessura de betão complementar. Após as sucessivas aproximações, foi dimensionada camada de reforço com altura 14 cm .

i. Caso de carga

Peso laje existente – $2,75 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G_{\text{Permanentes}} = 9,25 \text{ kN/m}^2$$

Lajeta reforço (esp. 14 cm) – $3,50 \text{ kN/m}^2$

$$\sum Q_{\text{Variáveis}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Regularização e revestimentos – $1,5 \text{ kN/m}^2$

$$P_{Ed} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 16,99 \text{ kN/m}^2$$

Divisórias – $1,5 \text{ kN/m}^2$

$$q = P_{Ed} \times L_i = 18,375 \times 0,40 = 6,80 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga – $3,0 \text{ kN/m}^2$

$$M_{Ed} = qL^2/8 \approx 30 \text{ kN.m/m}$$

ii. Secção resistente

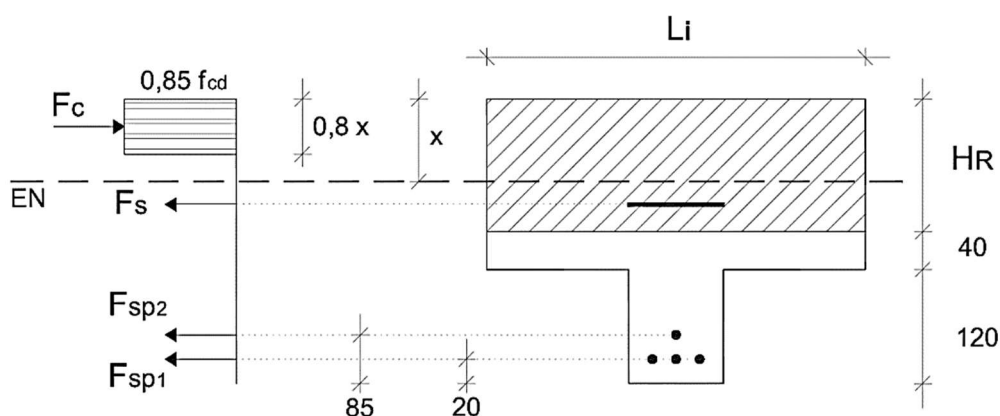


Figura 4.14 – Secção resistente

CAPÍTULO 4

Equilíbrio da secção: $F_c = \sum F_{sp,i} \quad \wedge \quad M_{Ed} \leq M_{Rd}$

Resultante das tensões no betão: $F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) (0,80x) L_i$

Resistência da armadura de pré-esforço, localizada ao nível i : $F_p = \frac{f_{p0,1k,i}}{1,15} A_{sp,i}$

Resistência da armadura ordinária: $F_s = A_s \times f_{yd}$

iii. Características geométricas/materiais:

$L_i = 0,40\text{m}$

$H_r = 0,14\text{m}$

Betão: C20/25, $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$

Armadura ordinária: A400, $f_{yd} = 348 \text{ MPa}$

Fios de pré-esforço, $\varnothing 4\text{mm}$, aço $\gamma 1860$: $f_{p0,1k} = 1860 \text{ MPa}$, $A_p = 1,26 \text{ mm}^2$

iv. Forças tração/compressão:

$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \times 0,80 \cdot X \times 0,40 = (0,85 \times 13,3 \cdot 10^3) \times (0,80 \cdot X) \times 0,40 = 3616 \cdot X$

$F_{p1} = A_p \times \frac{f_{p0,1k}}{1,15} \times 3 = 1,26 \cdot 10^{-5} \times 1600 \cdot 10^3 \times 3 = 60 \text{ KN}$

$F_{p2} = A_p \times \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = 60/3 = 20 \text{ KN}$

$F_s = A_s \times f_{yd}$

v. Binários internos:

$M(F_c) = 3616 \cdot X \times (X + 0,4 \cdot X)$

$M(F_{p1}) = 60 \times (0,30 - X - 0,020)$

$M(F_{p2}) = 20 \times (0,30 - X - 0,085)$

$M(F_s) = F_s \times (0,14 - X)$

vi. Equilíbrio de forças/momentos:

$\sum F = 0 \rightarrow 3616 \cdot X = 80 + F_s$

$\sum Ma = Mr \rightarrow M(F_c) + M(F_{p1}) + M(F_{p2}) + M(F_s) = 30 \text{ KN} \cdot m$

$\therefore X = 0,0405 \text{ m} \quad \wedge \quad F_s = 66,5 \text{ KN}$

vii. Solução de reforço

Para uma força de tração, $F_s = 66,5 \text{ KN}$, obtém-se a respetiva área de armadura, A_s :

$$A_s(A500) = \frac{F_s}{f_{yk}} = \frac{66,5}{435} = 1,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{1,6}{0,40} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Foi adotada uma malha eletrosoldada tipo malhasol AR70 (3,85 cm²/m). Para prevenir efeitos de fendilhação da zona comprimida da lajeta de reforço, projetou-se uma malha do tipo AR42.

Para assegurar devida ligação da lajeta de reforço à estrutura existente tem-se em consideração a porosidade do betão velho e seco com tendência para absorver uma fração importante da água da argamassa do betão novo, prejudicando as características mecânicas finais do betão nesta zona. A solução passa pelo barramento de um primário de selagem que não só estanque a água da argamassa do betão velho como também promova a devida aderência entre as superfícies.

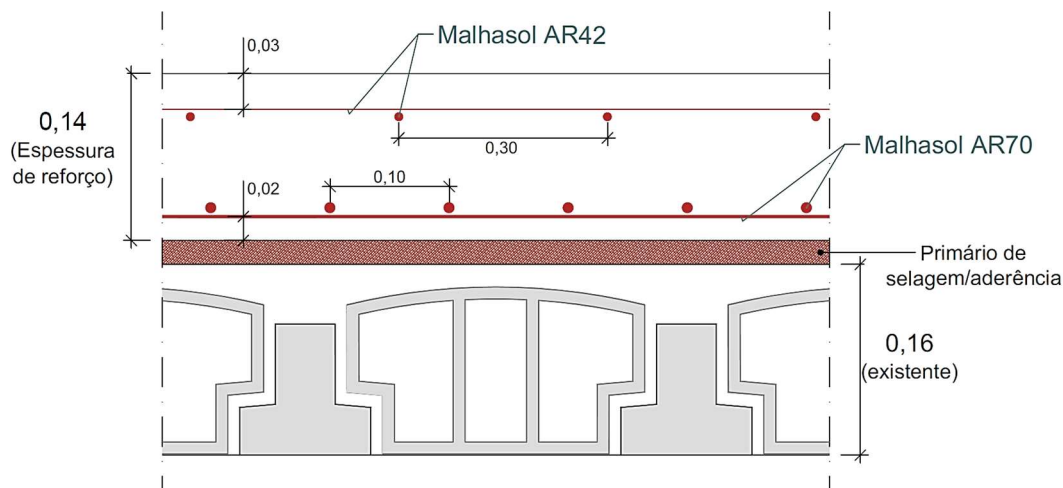


Figura 4.15 – Corte transversal da laje LA1 após reforço

Quanto à verificação do Estado Limite de Deformação, a flecha elástica pode ser estimada a partir da seguinte expressão:

$$f_{inst} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 4 \times 5,80^4}{384 \times 29 \cdot 10^6 \times 37,37 \cdot 10^{-5}} = 0,54 \text{ cm}$$

$$\therefore f_{t\infty} \cong 3 \times 0,54 = 1,62 \text{ cm} \approx 1,5 \text{ cm}$$

4.2.2 Viga V1

O dimensionamento ao reforço não assume aqui a complexidade teórica que os guias técnicos particularizam. As campanhas de inspeção realizadas não permitiram averiguar condições exatas da estrutura existente pelo que as soluções de reforço foram dimensionadas com base em considerações arbitradas, dentro de limites aceitáveis e enquadradas na realidade do projeto. O dimensionamento do reforço é assim efetuado para suportar a totalidade do incremento de carga e os fatores de segurança e minoração das propriedades materiais adotados de acordo com o habitualmente aplicado em estruturas novas de betão armado.

Os cálculos apresentados incidem sobre o tramo de extremidade da viga V1 ao nível do piso 2.

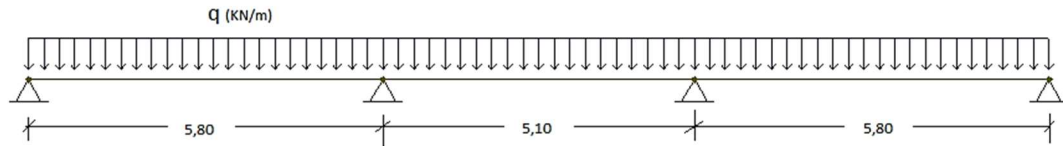


Figura 4.16 – Condições de apoio da viga V1 após reforço

· Resistência inicial da viga

Peso laje existente (16 cm) - 2,75 kN/m²

$$\sum G_{\text{Permanentes}} = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

Regularização e revestimentos - 1,50 kN/m²

$$\sum Q_{\text{Variáveis}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga - 1,5 kN/m²

$$P_{\text{Ed}} = 1,5 \cdot (G+Q) = 8,6 \text{ kN/m}^2$$

Largura influência - 5,80 m

$$q = P_{\text{Ed}} \times L_{\text{inf}} = 8,6 \times 5,8 = 50 \text{ kN/m}$$

Para o caso de carga apresentado estimam-se o momento fletor resistente, M_{Rd} , e o esforço de corte resistente, V_{Rd} , correspondentes:

$$M_{Rd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{50 \times 5,80^2}{8} = 210 \text{ kN.m}$$

$$V_{Rd} \cong \frac{q \cdot l}{2} = 145 \text{ kN}$$

· Incremento de carga

Peso reforço (14 cm) - 3,50 kN/m²

$$L_{\text{inf}} = 5,80 \text{ m}$$

Regularização e revestimentos - 1,50 kN/m²

$$\sum G_{\text{Permanentes}} = 7 \text{ kN/m}^2$$

Divisórias - 1,5 kN/m²

$$\sum Q_{\text{Variáveis}} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Reboco teto - 0,5 kN/m²

$$P_{\text{Ed}} = 1,5 \cdot (G+Q) = 15 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga - 3 kN/m²

$$q = P_{\text{Ed}} \times L_{\text{inf}} = 15 \times 5,8 = 87 \text{ kN/m}$$

Para o caso de carga correspondente à situação após reforço determinam-se os esforços atuantes, momento fletor, M_{Ed} , e esforço transversal, V_{Ed} :

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{87 \times 5,80^2}{8} = 365 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} \cong 252 \text{ kN}$$

Solução de reforço

O reforço à flexão é materializado com a aplicação de laminados pré-fabricados na face inferior da viga e o reforço ao corte com a aplicação de laminados orientados transversalmente ao eixo da peça, recorrendo à tecnologia “Sika” com os materiais de base *Carbodur M* (reforço à flexão) e *Carbodur E* (reforço ao corte). A resina de colagem deverá ser do tipo *Sikadur 30*.

i. Reforço à flexão

Tabela 4.3 - Características *CarboDur M*

Dimensões	Sika® CarboDur® M Tipo	Largura	Espessura	Seção transversal
	1014	100 mm	1,4 mm	140 mm ²
Delaminação por tração	Valor médio	3 500 N/mm ²		(EN ISO 527)
	Percentil 5%	2 890 N/mm ²		

Para uma resistência de cálculo à tração do laminado, $\tau_{calc} = 2185 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1,15$), um momento atuante, $M_{Ed} = 365 \text{ KNm}$, e uma área equivalente ao aço A500, $A_{sl} = 12 \text{ cm}^2$, vem:

$$A_{Fibra} = \frac{f_{syd}}{\tau_{calc}} \times A_{sl} = \frac{435}{2185} \times 12 = 2,40 \text{ cm}^2$$

Como solução final, adotam-se duas fias com 100 mm de largura e 1,4 mm de espessura, estendidas a todo o vão, perfazendo um total de 2,80 cm².

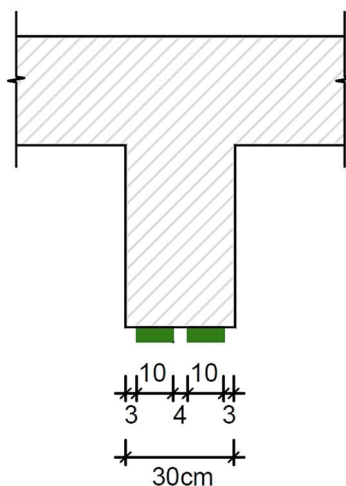


Figura 4.17 – Solução de reforço à flexão

ii. Reforço ao corte:

Tabela 4.4 - Características CarboDur E

Dimensões	Sika® CarboDur® E		Módulo de elasticidade à tração 170.000 N/mm ²	
	Tipo	Largura	Espessura	Secção transversal
	Sika® CarboDur® E-313	30 mm	1,3 mm	39 mm ²
Delaminação por tração	Valor Médio	Valor Característico*		(ASTM D3039)
	2200 N/mm ²	2000 N/mm ²		

Valores no sentido longitudinal das fibras
* Percentil de 5%

Para um esforço de corte máximo atuante, $V_{Ed} = 252 \text{ kN}$, e uma resistência máxima à compressão do betão, $V_{cd} = \tau \cdot b \cdot d = 0,65 \times 0,30 \times ,70 = 136,5 \text{ kN}$, considera-se um esforço transversal de 115 kN distribuído por 1,30 m a partir da face do apoio.

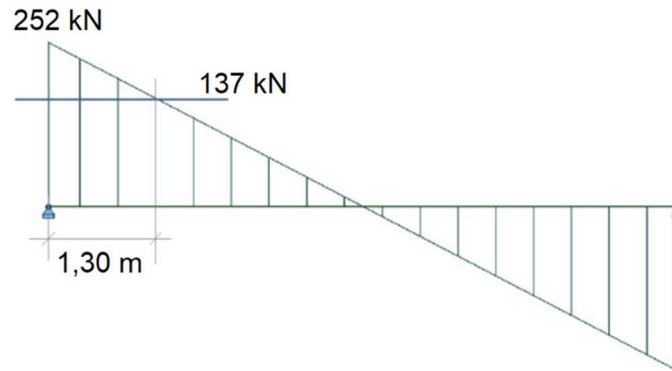


Figura 4.18 – Diagrama de esforço transversal

Para uma resistência de cálculo à tração do laminado, $\tau_{calc} = 1512 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1,15$), e esforço de corte, $\Delta V = 115 \text{ kN}$, vem:

$$A_{Fibra} = \frac{\Delta V}{\tau_{calc}} \times \frac{115}{1512} \approx 76 \text{ mm}^2$$

A solução passa pela colagem de uma fita com 30 mm de largura e 1,3 mm de espessura, em cada face da viga, perfazendo um total de 78 mm². Projetam-se no total 5 fitas de compósito em cada face da viga, espaçadas de 0,30 m.

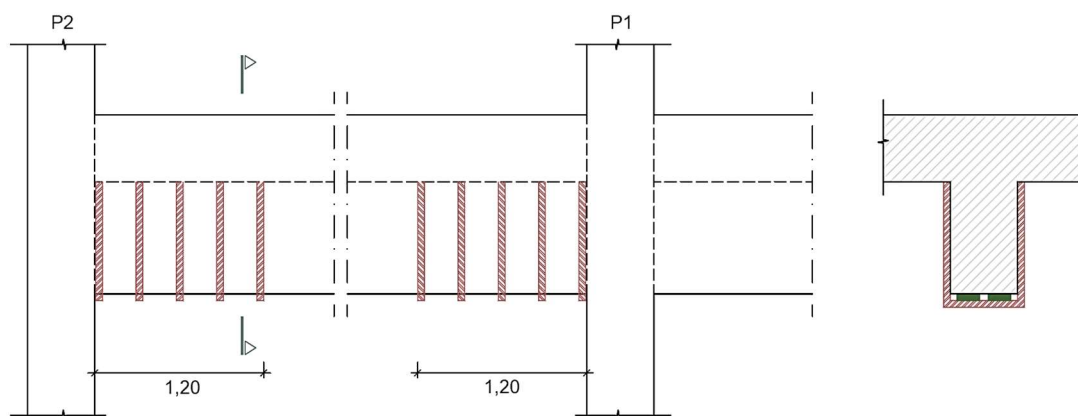


Figura 4.19 – Solução de reforço ao esforço transversal

iii. Análise da deformação

$$G = 9,75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 56 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 17,4 \text{ KN/ml}$$

Largura influência: 5,80 m

$$q = (56 + \Psi \cdot 17,4) = 68 \text{ KN/ml}, (\Psi=0,70)$$

$$f_{inst} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 68 \times 5,80^4}{384 \times 29 \cdot 10^6 \times 85,75 \cdot 10^{-5}} = 0,40 \text{ cm}$$

$$\therefore f_{t\infty} \cong 3 \times 0,40 = 1,20 \text{ cm}$$

$$\delta_{lim} = L/400 = 1,45 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização do trabalho que aqui se expôs veio permitir a aplicação de uma vasta gama de matéria abordada ao longo do curso e o desenvolvimento de competências nas mais variadas vertentes do âmbito das estruturas de betão armado.

O desenvolvimento do projeto veio reforçar ainda a necessidade de um investimento contínuo no manuseio das ferramentas de cálculo. A adoção de hipóteses por parte do utilizador, associadas às limitações dos próprios programas ou ao desconhecimento das várias opções de cálculo estipuladas por defeito, tendem a originar uma postura convergente para resultados díspares. O utilizador deve assim dotar-se do devido conhecimento técnico que lhe permita uma utilização consciente e responsável das ferramentas e assegure o melhor controlo e validação das diferentes soluções fornecidas pelos programas de cálculo.

Relativamente ao *Cype*, para efeitos de comparação com o *Robot*, os resultados fornecidos para análises dinâmicas obriga em muitos casos a cálculos auxiliares como forma de obter valores equiparáveis. É exemplo, a apresentação dos esforços modais máximos na base dos pilares, onde o *Cype* realiza a combinação quadrática completa, no entanto, não fornece os valores máximos, obrigando a um cálculo auxiliar para obtenção dos esforços máximos, por aplicação manual do mesmo método. Ainda relativamente ao *Cype*, tendo em conta as diferenças de modelação inicialmente referidas, há a necessidade de confirmar valores constantes das matrizes de massa e rigidez, no sentido de averiguar se efetivamente terão influência nos resultados apresentados.

De uma forma geral, obtiveram-se resultados próximos que permitiram validar os modelos desenvolvidos, e essencialmente, cimentar o conhecimento e manuseio dos programas.

No que diz respeito à matéria desenvolvida no projeto do edifício A, refere-se a solução adotada para a armadura de punçoamento que, em situação de projeto sísmico, para uma zona de baixa sismicidade, responde aos mínimos exigidos pela regulamentação. No entanto, para graus mais elevados de sismicidade, constata-se que a abordagem por parte dos eurocódigos a estes sistemas de estribos de ramos múltiplos é parca. Fica a reserva para um estudo mais aprofundado acerca das soluções de

CAPÍTULO 4

armadura de punçoamento descritas para a situação de projeto sísmico, de acordo com a norma americana, por exemplo.

As soluções de reforço apresentadas no projeto do edifício B seguiram um raciocínio de cálculo corrente, contornando as especificidades das respectivas normas e guias. Relativamente aos sistemas compósitos, considera-se uma solução prática e com potencialidades várias, pelo que se tem como objetivo o desenvolvimento futuro dos métodos de cálculo para dimensionamento de soluções de reforço com laminados CFRP, de acordo com as várias normas, e a aplicação ao caso de estudo apresentado para devida comparação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Félix, Carlos; Guedes, Paulo. 2013. Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão I. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia do Porto.

[2] Appleton, Júlio; Costa, António. 2002. Estruturas de Betão I. Apontamentos da disciplina de Estruturas de Betão. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

[3] Azevedo, D. M. M. (2008). Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP – Recomendações para Dimensionamento (Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto).

[4] Juvandes, L. F. P.; Figueiras, J. A. – Conceitos de dimensionamento e segurança para projetos de reforço com sistemas compósitos de FRP. Encontro Nacional Betão Estrutural, Tema 2 – Análise e Dimensionamento Estrutural, Porto, FEUP, 2000.

[5] Fernandes, H. D. P. (2013). Reforço de lajes fungiformes com adição de nova camada de betão – Revisão bibliográfica e Ensaio exploratório (Relatório n.º 4, FLAT – Comportamento de Lajes Sujeitas a Ações Cíclicas e Sísmicas)

[6] Rodrigues, Carlos. 2019. Apontamentos da disciplina de Inspeção e Reforço de Estruturas. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

[7] Reis, F. C. (2015). Comportamento da Ligação Pilar-Capitel para a Ação Sísmica (Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa).