



Projeto de Estabilidade de uma Clínica de Hemodiálise

JOÃO PEDRO ALVES DE SOUSA ALBERTO

novembro de 2021

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UMA CLÍNICA DE HEMODIÁLISE

JOÃO PEDRO ALVES DE SOUSA ALBERTO

Projeto para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Eng^a Isabel Maria Alvim Teles

OUTUBRO DE 2021

Eu, João Pedro Alves de Sousa Alberto, estudante nº 1151537, 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 “Projeto de Estabilidade de Clínica de Hemodiálise” 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, 2021/10/22.

João Pedro Alves de Sousa Alberto

ÍNDICE GERAL

Índice Geral.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Agradecimentos.....	ix
Índice de Texto.....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
Glossário.....	xxi
Capítulo 1 Introdução.....	1
Capítulo 2 Bases de Projeto.....	9
Capítulo 3 Pré Dimensionamento e Modelação.....	29
Capítulo 4 Dimensionamento Estrutural	34
Capítulo 5 Considerações Finais.....	84
Referências Bibliográficas	87
Anexo I – Elementos de Arquitetura	89
Anexo II – Projeto de Estruturas	90
Anexo III – Soluções De Cálculo.....	91

RESUMO

Este trabalho desenvolveu-se no âmbito da Unidade Curricular Dissertação/Projeto/Estágio (DIPRE) e o objetivo foi a realização de um Projeto de Estabilidade de uma estrutura de betão armado.

O projeto que serviu de base para a execução do modelo da estrutura a dimensionar foi o de uma clínica de hemodiálise, tendo o projeto de arquitetura sido cedido pelo seu autor.

No desenvolvimento do projeto de estruturas foram utilizadas várias ferramentas informáticas (*AutoCad, Robot, Excel, etc.*).

A estrutura é composta por sapatas isoladas, paredes de contenção, paredes estruturais, pilares, vigas e lajes fungiformes aligeiradas com bandas maciças para o controlo das deformações.

Usou-se como princípio orientador de dimensionamento toda a informação descrita nos *Eurocódigo* associados.

Na fase de pré-dimensionamento foram usados os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica no Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Na elaboração do projeto de estruturas cumpriram-se todas as restrições impostas pela Arquitetura havendo assim uma compatibilização total de Estabilidade/Arquitetura.

Palavras-chave: Projeto; Estrutura; Estabilidade; Dimensionamento Estrutural;

ABSTRACT

This work was developed within the scope of the Course Unit Dissertation/Project/Internship (DIPRE) and the objective was to carry out a Stability Project of a reinforced concrete structure.

The project that served as the basis for the execution of the model of the structure to be dimensioned was that of a hemodialysis clinic. The architectural project was provided by its author.

In the development of the structural design, several computer tools were used (*Autocad, Robot, Excel, etc.*).

The structure is composed retaining walls, structural walls, collums, beams and lightened fungiform slabs with solid bands to control deformations.

The design guiding principle adopted used all the information described in the associated Eurocodes.

In the pre-dimensioning phase, I used the knowledge that I acquired during my academic path at the Instituto Superior de Engenharia do Porto.

In the elaboration of the structural design, all the restrictions imposed by the architecture were fulfilled, thus having a total compatibility of stability/architecture.

Keywords: Project; Structure; Stability; Structural Design

AGRADECIMENTOS

Nesta longa jornada académica nenhum dos objetivos a que me propus eram alcançáveis sem o contributo de variadas pessoas. Assim, é com o maior gosto e privilégio que deixo um enorme agradecimento a todos vocês.

À minha orientadora, Eng^a Isabel Teles, pela paciência, dedicação e apoio incansável que demonstrou na transmissão da sua longa e vasta experiência como projetista, aconselhando-me sempre com as melhores técnicas e soluções de projeto, uma vez que desde sempre transmiti que esta era a vertente da Engenharia Civil que gostaria de exercer enquanto profissional. O meu obrigado.

A todos os docentes com quem tive o maior prazer de partilhar o seu conhecimento e experiência, que me deram as bases para que pudesse voar nesta nossa nobre atividade, a Engenharia Civil.

Aos meus colegas de trabalho, à minha empresa, pelo enorme voto de confiança que me deu.

Aos meus colegas de curso, que mesmo com a situação pandémica atual, sempre se mantiveram presentes, ainda que há distância, mostrando sempre um enorme apoio e companheirismo neste longo caminho.

À Ana, que em todo o meu percurso académico foi sem dúvida o meu maior apoio e fonte de inspiração.

Aos meus pais, pelos princípios transmitidos, pela confiança, pelo apoio incondicional, por todo o esforço que sempre fizeram para que pudesse ter as melhores condições que me permitissem traçar o melhor caminho para o sucesso. Ao meu irmão pela confidencialidade e companheirismo. Obrigado.

O meu obrigado a todos vocês. Foi um privilégio.

Foi um longo caminho, o mais belo dos caminhos. Aprender todos os dias rodeado das melhores pessoas.

Foram essenciais.

Obrigado.

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Estrutura do Relatório	1
1.3	Apresentação da Estrutura	2
1.4	Softwares Utilizados	7
1.4.1	<i>Robot Structural Analysis</i>	7
1.4.2	<i>AutoCad</i>	7
2.1	Soluções Construtivas	9
2.2	Materiais	9
2.2.1	Betão.....	9
2.2.2	Aço.....	10
2.3	Ações.....	10
2.3.1	Ações Permanentes	10
2.3.2	Ações Variáveis.....	13
2.3.3	Combinação de Ações	25
3.1	Solução Estrutural do Edifício	29
3.2	Verificação de Pré-Dimensionamento	30
3.2.1	Pré Dimensionamento de Lajes	30
3.2.2	Pré Dimensionamento de Vigas	30
3.2.3	Pré Dimensionamento de Paredes e Pilares	31
3.2.4	Pré Dimensionamento de Elementos de Fundação	31
3.3	Modelação e Análise Estrutural.....	32
3.3.1	Pilares, Paredes e Vigas	33

3.3.2	Lajes	33
3.3.3	Condições de Apoio	33
3.3.4	Ações e Combinação de Ações	33
4.1	Generalidades	34
4.2	Recobrimento de Armaduras.....	34
4.2.1	Distância mínima entre varões	35
4.2.2	Diâmetro mínimo de dobragem dos varões.....	35
4.2.3	Comprimento de Amarração	36
4.2.4	Amarração de Armaduras Transversais.....	38
4.2.5	Amarração de Armaduras Transversais.....	38
4.2.6	Comprimento de Emendas	38
4.3	Dimensionamento de Lajes.....	40
4.3.1	Áreas Máxima e Mínima de Armadura.....	40
4.3.2	Armadura na Zona dos Apoios.....	41
4.3.3	Armadura de Bordo Livre.....	41
4.3.4	Verificação ao Estado Limite Último de Flexão	41
4.3.5	Verificação ao Esforço Transverso.....	47
4.3.6	Verificação das Deformações	50
4.3.7	Verificação da Fendilhação	51
4.3.8	Verificação ao Punçoamento	53
4.4	Dimensionamento de Vigas	61
4.4.1	Armadura Longitudinal	61
4.4.2	Armadura Transversal.....	62
4.4.3	Disposições Construtivas	63
4.4.4	Dimensionamento	65
4.5	Dimensionamento de Pilares	66
4.5.1	Expressões de Dimensionamento.....	67

4.5.2	Dimensionamento	68
4.6	Dimensionamento de Paredes.....	74
4.6.1	Paredes Resistentes.....	74
4.1	Dimensionamento de Escadas	78
4.2	Dimensionamento de Fundações	80
5.1	Conclusões	84
5.2	Desenvolvimentos Futuros	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Localização Geográfica (<i>Google Maps</i>)	2
Figura 1.2 - Vista Geral da Estrutura (<i>Modelo Robot</i>)	3
Figura 1.3 - Planta de Arquitetura da Cave	3
Figura 1.4 - Planta de Arquitetura do 1º Piso.....	4
Figura 1.5 - Planta de Arquitetura da Cobertura.....	5
Figura 1.6 - Cortes da Arquitetura.....	6
Figura 2.1 – Geometria da Abobadilha.....	11
Figura 2.2 - Definição das características geométricas no programa de cálculo	12
Figura 2.3 - Menu de Introdução da solicitação referente ao impulso de terras	13
Figura 2.4 - Categoria do Terreno (<i>Eurocódigo 4</i>)	16
Figura 2.5 - Coeficiente de Exposição para C_{dir} e C_{season} unitários (<i>Eurocódigo 4</i>).....	16
Figura 2.6 - Altura de Referência (<i>Eurocódigo 4</i>)	17
Figura 2.7 - Zonas de Incidência em Fachadas (<i>Eurocódigo 4</i>).....	18
Figura 2.8 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exterior (<i>Eurocódigo 4</i>).....	18
Figura 2.9 - Zoneamento Sísmico em Portugal (<i>Google Imagens</i>).....	20
Figura 2.10 - Tipos de terreno (<i>Eurocódigo 8</i>).....	21
Figura 2.11 - Expressões para cálculo do Espectro de Resposta Horizontal (<i>Eurocódigo 8</i>)	22
Figura 2.12 - Valores Básicos do Coeficiente de Comportamento (<i>Eurocódigo 8</i>).....	23
Figura 2.13 - Valores do Fator de Majoração (<i>Eurocódigo 8</i>)	23
Figura 2.14 - Expressões para Obtenção do Espectro de Cálculo (<i>Eurocódigo 8</i>)	24
Figura 2.15 - Espectro de Resposta Elástica Para Ação Sísmica do Tipo I.....	25
Figura 2.16 - Espectro de Resposta Elástica Para Ação Sísmica do Tipo II.....	25

Figura 2.17 - Combinações de Ações Consideradas (<i>Eurocódigo 0</i>).....	26
Figura 2.18 - Contabilização do Efeito da Direção Perpendicular no Programa de Cálculo Automático...	27
Figura 3.1 - Esquiço Estrutural 3D	29
Figura 3.2 - Modelo Estrutural com Malha de Elementos Finitos.....	32
Figura 4.1 - Armaduras de bordo livre (<i>Eurocódigo 2</i>)	41
Figura 4.2 - Mapa de Momentos Negativos (XX) – Teto Cave.....	41
Figura 4.3 - Mapa de Momentos Negativos (YY) – Teto Cave	42
Figura 4.4 - Mapa de Momentos Positivos (XX) – Teto Cave	42
Figura 4.5 - Mapa de Momentos Positivos (YY) – Teto Cave.....	43
Figura 4.6 - Mapa de Momentos Negativos (XX) – Cobertura	43
Figura 4.7 - Mapa de Momentos Negativos (YY) – Cobertura.....	44
Figura 4.8 - Mapa de Momentos Positivos (XX) – Cobertura	44
Figura 4.9 - Mapa de Momentos Positivos (YY) – Cobertura	45
Figura 4.10 - Mapa de Esforço Transverso Atuante no Teto da Cave	49
Figura 4.11 - Mapa de Esforço Transverso Atuante na Cobertura	49
Figura 4.12 - Mapa dos Deslocamentos no Teto da Cave	50
Figura 4.13 - Mapa dos Deslocamentos na Cobertura	51
Figura 4.14 - Valores Recomendados de $w_{máx}$ (<i>Eurocódigo 2</i>).....	53
Figura 4.15 - Modelo para a verificação do punçoamento (<i>Eurocódigo 2</i>).....	53
Figura 4.16 - Contornos de Controlo de Referência (<i>Eurocódigo 2</i>)	54
Figura 4.17 - Contornos de controlo de referência para áreas carregadas junto a um bordo livre ou canto (<i>Eurocódigo 2</i>)	54
Figura 4.18 - Valores recomendados do parâmetro β (<i>Eurocódigo 2</i>).....	56
Figura 4.19 - Disposição da Armadura de Punçoamento segundo a norma (<i>Eurocódigo 2</i>).....	57
Figura 4.20 - Disposição da armadura e dos perímetros de controlo em pilares interiores (<i>Eurocódigo 2</i>)	57
Figura 4.21 - Seleção da zona a verificar	58
Figura 4.22 - Obtenção dos esforços máximos transmitidos à laje.....	59

Figura 4.23 - Verificação da segurança ao Punçoamento	59
Figura 4.24 - Exemplo de verificação	60
Figura 4.25 - Disposições alternativas de amarração viga-pilar exterior (<i>Eurocódigo 8</i>).....	63
Figura 4.26 - Armaduras Transversais nas zonas críticas das vigas.....	64
Figura 4.27 - Seleção do pórtico.....	65
Figura 4.28 - Diagrama de Momento Fletor do Pórtico	65
Figura 4.29 - Figura 4 29 - Diagrama de Esforço Transverso do Pórtico	66
Figura 4.30 - Folha de cálculo de vigas.....	66
Figura 4.31 - Pilar P43.....	68
Figura 4.32 - Pilar P43 (em planta)	69
Figura 4.33 - Eixos do Pilar no programa de cálculo	69
Figura 4.34 - Esforços Para ELU (Combinação 35 a 262).....	70
Figura 4.35 - Introdução dos dados do pilar a dimensionar na folha de cálculo.	70
Figura 4.36 - Introdução dos Esforços no Pilar na folha de cálculo	71
Figura 4.37 - Área de aço necessária para a verificação de segurança do pilar.....	72
Figura 4.38 - Informações para análise da solução de armaduras.....	72
Figura 4.39 - Combinação que gerou maiores esforços de dimensionamento	73
Figura 4.40 - Visão geral da folha de cálculo de Dimensionamento de Pilares	73
Figura 4.41 - Seleção da Parede a dimensionar	75
Figura 4.42 - <i>Reduced Results</i> da Parede	75
Figura 4.43 - Conversão dos esforços para introduzir na folha de cálculo do dimensionamento de Pilares	76
Figura 4.44 - Mapa de Momentos Negativos (XX) Pc1.....	76
Figura 4.45 - Mapa de Momentos Positivos (XX) Pc1.....	77
Figura 4.46 - Mapa de Momentos Negativos (YY) Pc1	77
Figura 4.47 - Mapa de Momentos Positivos (YY) Pc1.....	77
Figura 4.48 – Mapa de Momentos Negativos (XX) da Caixa de Escadas.....	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.49 - Mapa de Momentos Negativos (YY) da Caixa de Escadas	79
Figura 4.50 - Mapa de Momentos Positivos (XX) da Caixa de Escadas	79
Figura 4.51 - Mapa de Momentos Positivos (YY) da Caixa de Escadas.....	80
Figura 4.52 - Método das Bielas (Sapatas Rígidas e Centradas) (<i>Eurocódigo 7</i>)	82
Figura 4.53 – Vista em planta e alçado de uma sapata tipo.....	83

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características do Betão	10
Tabela 2.2 - Características do Aço	10
Tabela 2.3 - Quantificação de Cargas Permanentes.....	11
Tabela 2.4 - Características Geométricas da Abobadilha	11
Tabela 2.5 - Categoria de Utilização (<i>Eurocódigo 1</i>)	14
Tabela 2.6 - Sobrecarga de Utilização	14
Tabela 2.7 - Resumo dos valores de cálculo obtidos da Ação do Vento	18
Tabela 2.8 - Coeficientes da Classe de Importância.....	20
Tabela 2.9 - Valores de cálculo para obtenção do Espectro de Resposta Elástica	24
Tabela 4.1 - Diâmetro mínimo de dobragem	36
Tabela 4.2 - Comprimentos de amarração.....	36
Tabela 4.3 - Comprimento de Emendas	38
Tabela 4.4 - Valores de armadura máxima e mínima nas lajes.....	40
Tabela 4.5 - Possíveis soluções de armadura para lajes maciças.....	45
Tabela 4.6 - Quadro de soluções de armaduras para nervuras das lajes aligeiradas	46
Tabela 4.7 - Verificação da segurança ao esforço transversal para a situação mais desfavorável.....	49
Tabela 4.8 – Quadro de Armaduras Principais da Caixa de Escadas	80

GLOSSÁRIO

Projeto

Estrutura

Edifício

Betão Armado

Análise Sísmica

Ações

Eurocódigo

Dimensionamento

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este relatório serve para demonstrar o trabalho desenvolvido no âmbito da Unidade Curricular de Dissertação/Projeto/Estágio do 2º Semestre do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil no Ramo de Estruturas.

Os trabalhos apresentados neste relatório são relativos a todos os pontos que são necessários abordar para a execução de um projeto de estabilidade completo. No presente caso, refere-se a uma estrutura em Betão Armado.

1.2 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O relatório, em cada um dos seus pontos terá sempre uma breve introdução teórica tendo por base a legislação pela qual o dimensionamento dos elementos estruturais foi feito.

No capítulo 1 será feita uma breve introdução com informações relativas à estrutura dimensionada e aos programas informáticos utilizados.

No capítulo 2 serão apresentadas as bases de projeto que dizem respeito essencialmente às características dos materiais considerados para efeito de dimensionamento e também ao cálculo de todas as ações consideradas em projeto.

O capítulo 3 diz respeito ao pré-dimensionamento estrutural bem como à modelação de toda a estrutura e de seguida, no capítulo 4 é demonstrado para casos tipo todo o processo de dimensionamento estrutural. Todas as soluções construtivas obtidas após o cálculo bem como as peças desenhadas constam nos Anexos.

1.3 APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

O projeto desenvolvido diz respeito a uma Clínica de Hemodiálise situada em Vila do Conde.

A Estrutura é composta por dois pisos, um deles enterrado. O piso inferior tem aproximadamente 1330 m² de área e, terá como funcionalidade o estacionamento automóvel, a retirada de resíduos e a chegada de materiais clínicos

O piso superior, com 1478 m² de área, destinar-se-á a enfermarias, salas de tratamento, gabinetes médicos e de enfermeiros, salas de reuniões, refeitórios, salas de espera e armazenamento de materiais. É também no alpendre ao nível deste piso que se faz a chegada e saída dos pacientes.

A única escadaria existente no edifício é exterior, e começa ao nível do primeiro piso e termina ao nível da coberta, que será acessível.

As imagens seguintes ilustram uma vista geral 3D do modelo estrutural e ainda projeto de arquitetura que serviu de base para o projeto de estabilidade.

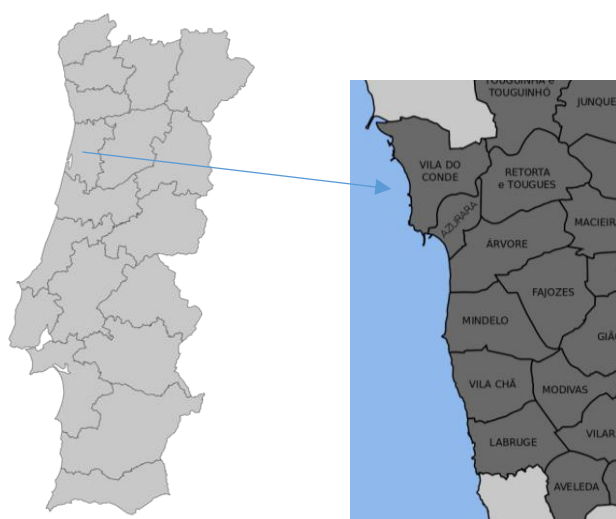


Figura 1.1 - Localização Geográfica (Google Maps)

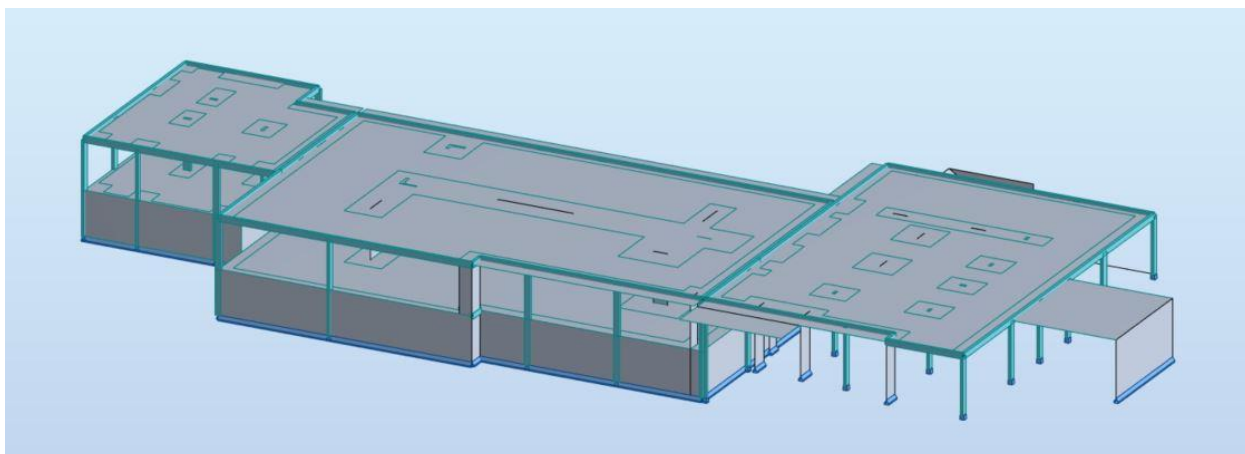


Figura 1.2 - Vista Geral da Estrutura (*Modelo Robot*)

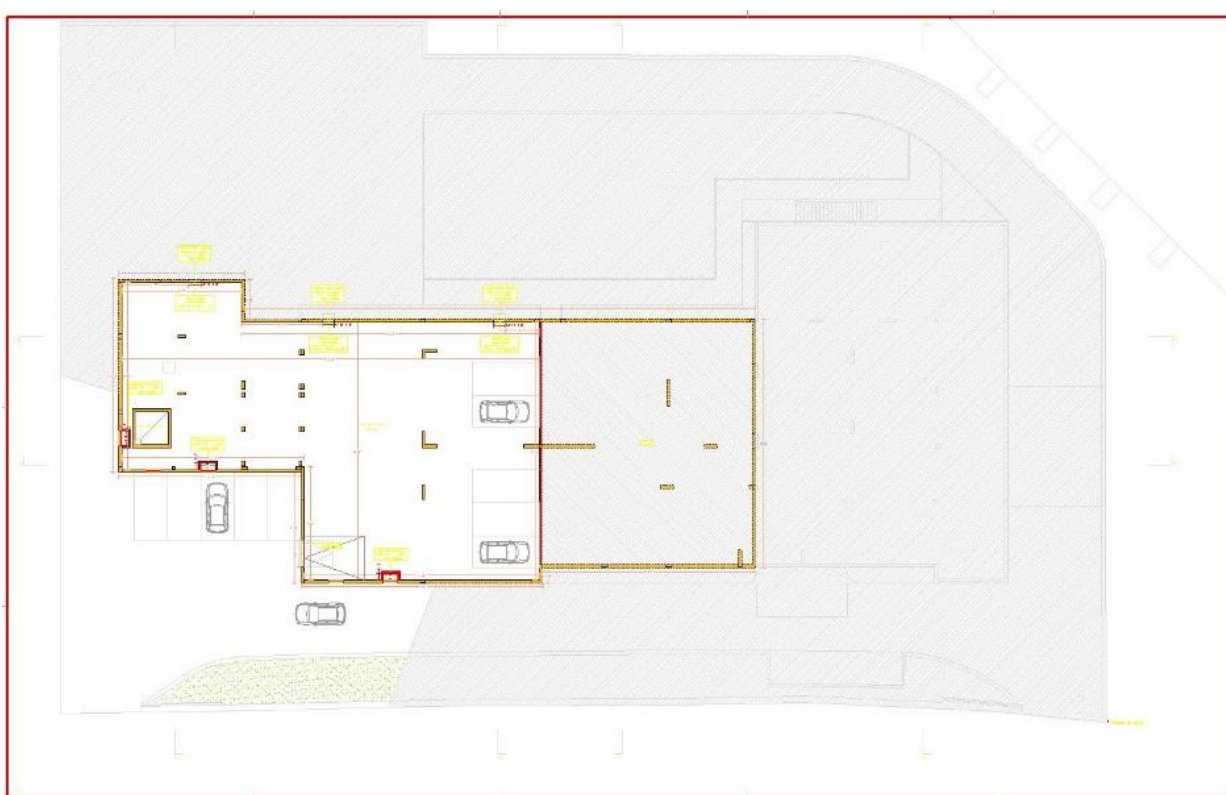


Figura 1.3 - Planta de Arquitetura da Cave

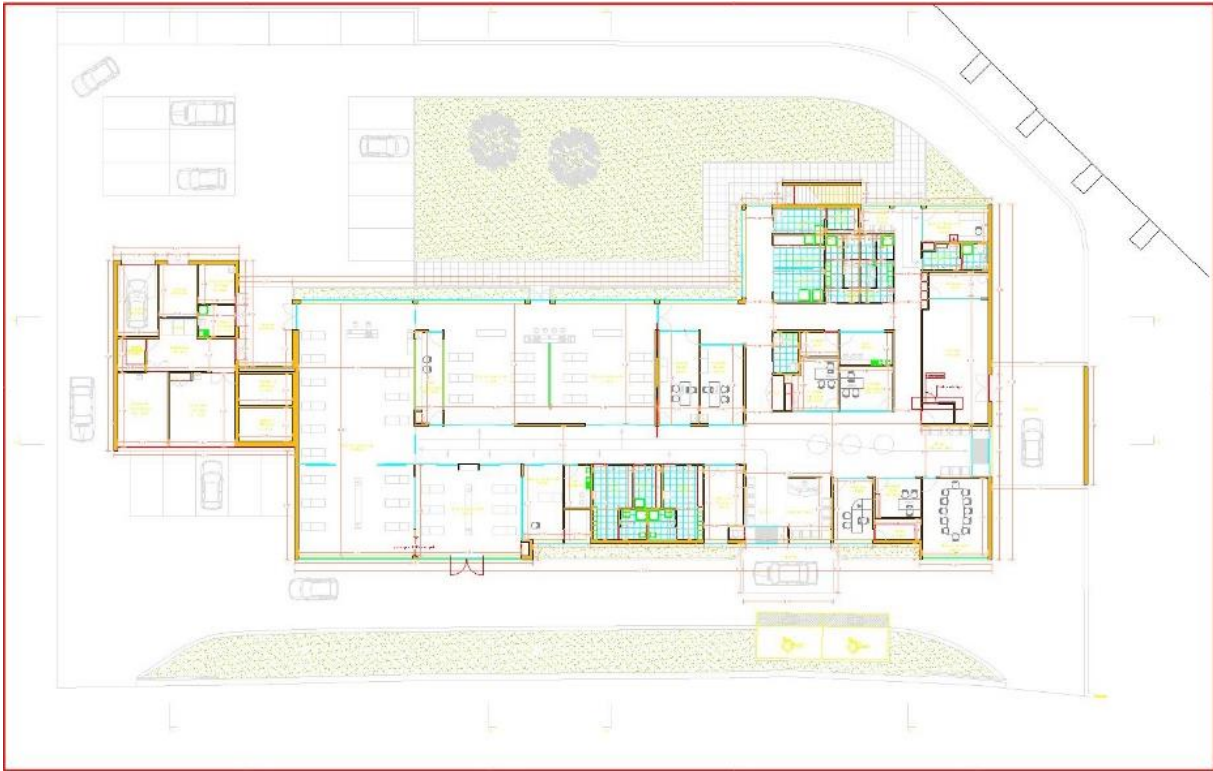


Figura 1.4 - Planta de Arquitetura do 1º Piso

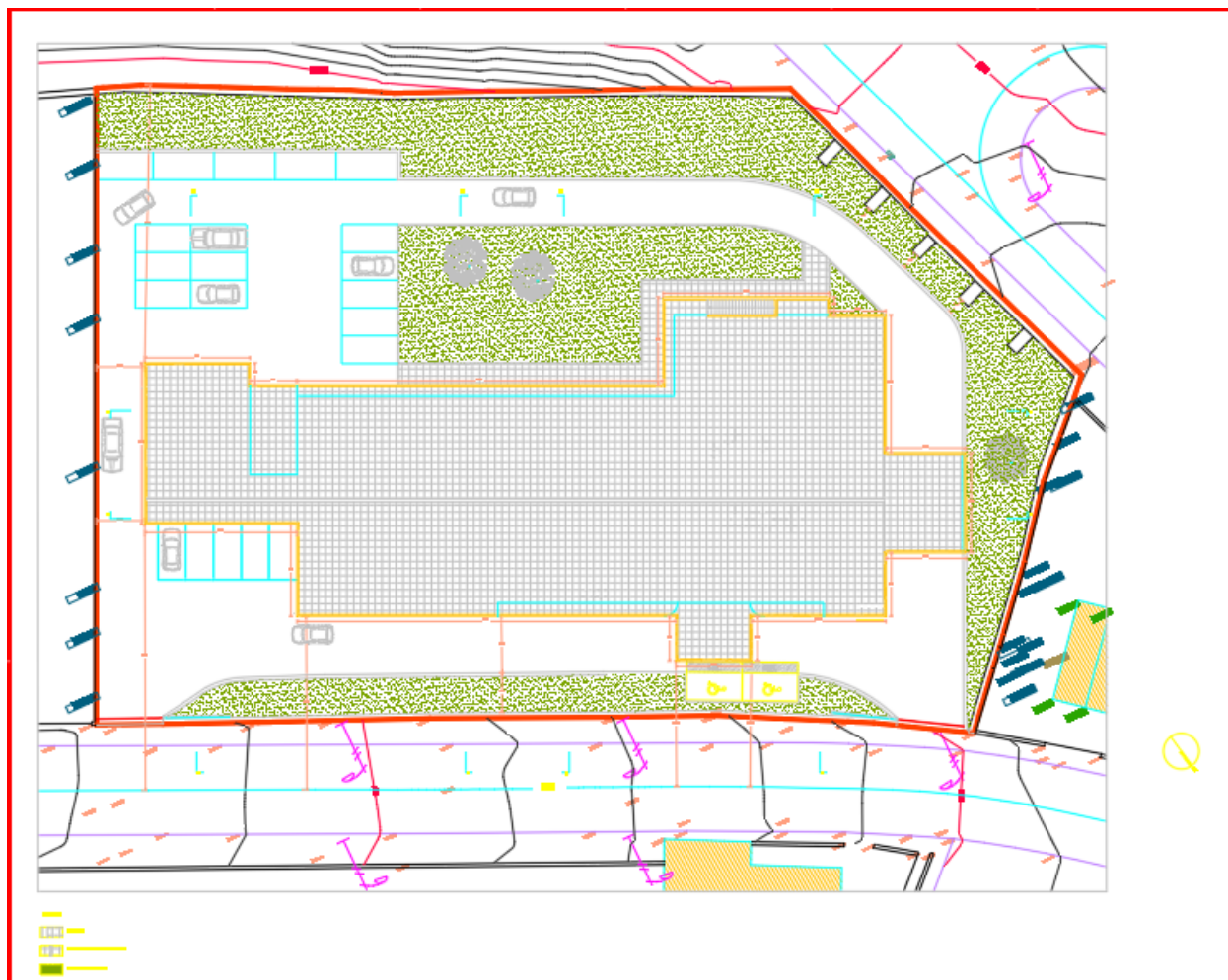


Figura 1.5 - Planta de Arquitetura da Cobertura

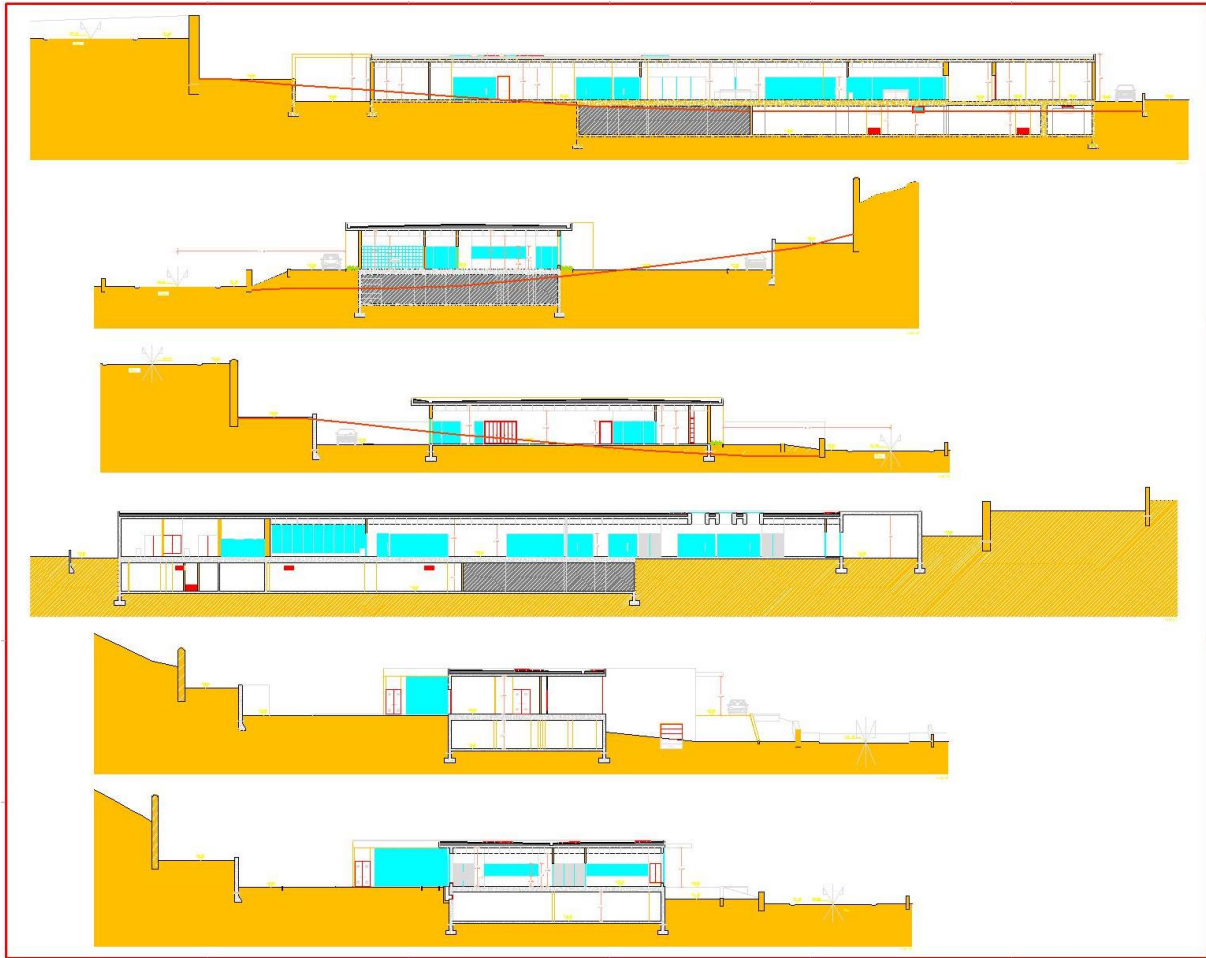


Figura 1.6 - Cortes da Arquitetura

1.4 SOFTWARES UTILIZADOS

Na atualidade e dados os desenvolvimentos da informática, o projeto de estruturas está fortemente dependente de ferramentas de cálculo e desenho que vieram revolucionar a atividade do projetista. Para além das ferramentas mais usuais (*Word, Excel, etc.*), foram utilizados no desenvolvimento do presente projeto programas mais específicos de cálculo de estruturas (*Robot*) e de produção de peças desenhadas (*AutoCad*), dos quais se fará uma breve descrição seguidamente.

1.4.1 *Robot Structural Analysis*

O programa *Robot Structural Analysis* é um *software* da empresa *Autodesk* que, dentro das suas inúmeras funcionalidades, permite fazer a modelação de uma estrutura com recurso à tecnologia *BIM (Building Information Modeling)* para que, posteriormente, seja possível fazer uma análise dos esforços gerados na estrutura, e a partir daí, obter soluções construtivas que cumpram todas as questões relacionadas com a segurança estrutural proveniente da legislação seguida, os *Eurocódigos*.

A base de cálculo deste *software* é a do método dos elementos finito (MEF) que permite obter soluções aproximadas de problemas baseados em equações diferenciais. No caso do cálculo estrutural, este está associado ao método dos deslocamentos. O MEF divide uma peça em subpartes com dimensões definidas pelo utilizador e basicamente o cálculo estrutural é feito pelo programa por partes mais pequenas, conseguindo assim obter um maior rigor. Essa subdivisão do problema em partes mais pequenas originam elementos finitos.

1.4.2 *AutoCad*

O programa *AutoCad* é também um *software* da empresa *Autodesk* que permite desenhar, cotar e reproduzir todo o tipo de peças desenhadas necessárias para instruir um projeto.

Foi com este *software* que foram produzidas todas as peças desenhadas, tais como: plantas de estabilidade, plantas de armaduras, pormenores construtivos, quadro de elementos de fundação, quadro de pilares, representação de pórticos e respetivas armaduras, etc.

CAPÍTULO 2

BASES DE PROJETO

2.1 SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

A estrutura resistente teve como princípio orientador as plantas de arquitetura de modo que os elementos estruturais coincidissem com os elementos previstos na arquitetura.

Na conceção da estrutura foi considerado que todos os elementos estruturais seriam de betão armado.

As fundações adotadas são superficiais, podendo ser sapatas isoladas para pilares e paredes resistentes ou sapatas contínuas para paredes de contenção. As sapatas isoladas poderão dar apoio a múltiplos elementos, como é o caso daqueles que se situam nas imediações das juntas de dilatação.

Em relação às lajes, previram-se dois tipos: maciças e fungiformes aligeiradas.

A zona de construção do edifício (Vila do Conde) é de sismicidade reduzida.

No processo de modelação da estrutura com recurso ao *software Robot*, dividiu-se a estrutura em três partes de modo a prever o comportamento estrutural do edifício tendo em conta as juntas de dilatação.

2.2 MATERIAIS

As estruturas devem ser dimensionadas e executadas de modo a garantiram um bom desempenho em todo o seu período de vida útil. Segundo o *Eurocódigo 0*, este edifício é de Categoria 4 pelo que deve ser dimensionado tendo em conta que o seu período de vida útil é de 50 anos.

2.2.1 Betão

O tipo de betão utilizado para o dimensionamento da estrutura foi um C30/37 - XC3; D_{máx}20; C10,40; S4, com as seguintes características físicas, de acordo com a Norma *NP EN 206-1*:

Tabela 2.1 - Características do Betão

C30/37
$f_{ck} = 30,0 \text{ Mpa}$
$f_{cd} = 20 \text{ Mpa}$
$f_{ctm} = 2,9 \text{ Mpa}$
$E_{cm} = 33,0 \text{ Gpa}$
$\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$

2.2.2 Aço

Tratando-se de um edifício com vãos consideráveis e, uma vez que vai ser contabilizada a ação sísmica, deve garantir-se que o aço a utilizar tem características adequadas para regimes plásticos. Deste modo, o aço escolhido para o dimensionamento da estrutura trata-se de um S500.

Tabela 2.2 - Características do Aço

S500
$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
$f_{yd} = 435 \text{ Mpa}$
$E_s = 200 \text{ Gpa}$
$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$

2.3 AÇÕES

A quantificação das ações é de grande importância para o desenvolvimento do projeto de estabilidade, pois os esforços gerados são-lhes proporcionais.

AS ações permanentes dependem da geometria da construção e dos pesos volúmicos dos materiais utilizados. As ações variáveis (sobrecargas, vento, sismo) são avaliadas tendo por base as regulamentações em vigor.

As ações acidentais não foram consideradas.

2.3.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas no presente projeto encontram-se resumidas na tabela seguinte e posteriormente justificadas.

Tabela 2.3 - Quantificação de Cargas Permanentes

Ações Permanentes	Carga
Peso Volúmico do Betão Armado	25 KN/m ³
Peso Próprio Laje Aligeirada	5,75 KN/m ²
Restante Carga Permanente - Revestimentos	2 KN/m ²
Peso Divisórias Tijolo 15 cm + Revestimento	2 KN/m ²
Peso Fachada Vidro	6 KN/m
Peso Fachada Parede Dupla	10 KN/m
Impulso de Terras	31,4 KN/m ²

Peso Próprio dos Elementos Estruturais

Os elementos estruturais são todos em betão armado pelo que seu peso volúmico é de 25,0 KN/m³.

Peso Próprio da Laje Fungiforme Aligeirada

A definição da laje no programa de cálculo foi feita tendo em conta a abobadilha escolhida sendo esta *FercaBloco 75/30*.

A camada de compressão definida perfaz uma altura de 10 cm.

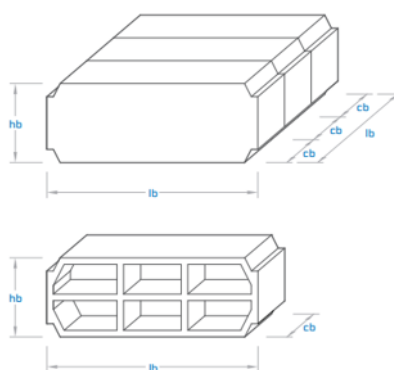


Figura 2.1 – Geometria da Abobadilha

Tabela 2.4 - Características Geométricas da Abobadilha

FercaBloco 75/30			
lb (cm)	cb (cm)	hb (cm)	Peso (Kg)
75	25	30	24

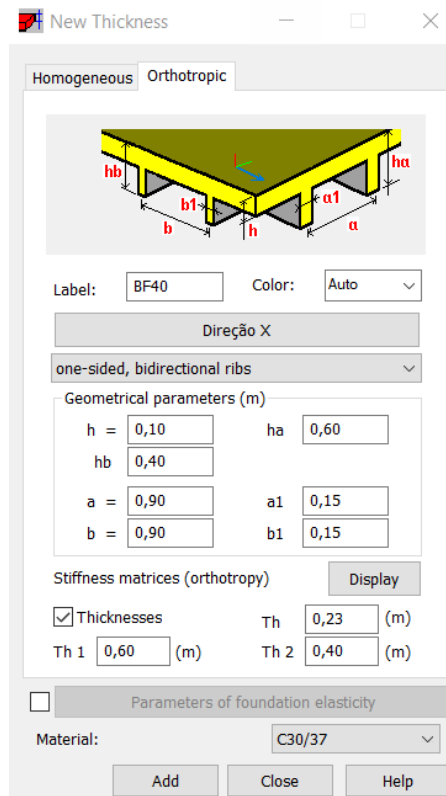


Figura 2.2 - Definição das características geométricas no programa de cálculo

Restantes Cargas Permanentes

O valor das restantes cargas permanentes está associado à execução de uma betonilha afagada com introdução de um endurecedor e uma camada de proteção para servir de acabamento, perfazendo uma solitação de $2,0 \text{ KN/m}^2$.

Peso das Paredes Divisórias

As paredes interiores têm todas 15 cm de espessura. Deste modo, para simular o peso destas paredes no modelo de cálculo, considerou-se uma carga equivalente uniformemente distribuída nas lajes de $1,8 \text{ KN/m}^2$, valor recomendado para paredes com 15 cm de espessura pelas tabelas técnicas.

Peso Fachada de Vidro

Para o peso da fachada com vidro de 3 mm foi considerada solitação de 6 KN/m , conforme sugerido pelas tabelas técnicas.

Peso da Fachada com Parede Dupla

O peso da fachada com parede dupla assumido perfaz uma solitação de 10 KN/m .

Impulso de Terras

O valor máximo do impulso das terras é de 31,4 KN/m², tendo sido obtido com a expressão correspondente ao impulso em repouso:

$$\sigma = K_0 \times \gamma \times Z \quad (2.1)$$

Com:

- $K_0 = 1 - \sin \phi = 0,5$ com $\phi=30^\circ$;
- $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$;
- $z = 3,14 \text{ m}$.

O impulso das terras é variável, aumentando em profundidade, pelo que a sua introdução no modelo do *ROBOT* é feita da forma ilustrada na figura seguinte.

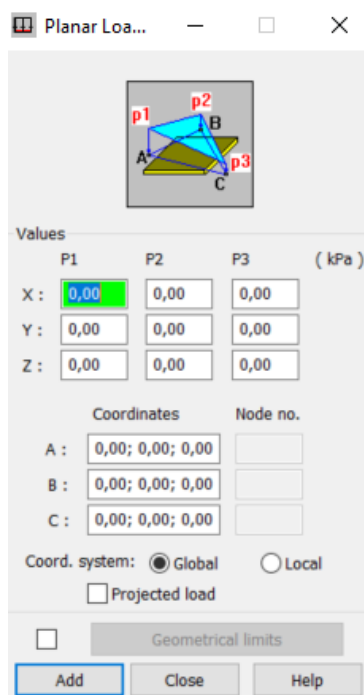


Figura 2.3 - Menu de Introdução da solicitação referente ao impulso de terras

2.3.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas foram o vento, sobrecarga de utilização e a carga associada à atividade sísmica.

2.3.2.1 Sobrecarga de Utilização

Segundo a Norma EN 1991 – 1 o edifício em questão enquadra-se na categoria A.

Tabela 2.5 - Categoria de Utilização (*Eurocódigo 1*)

Categoria	Utilização Específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação, quartos e enfermarias de hospital, quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.

Na tabela seguinte encontram-se os valores das sobrecargas de utilização consideradas para o cálculo da estrutura tendo por base o Anexo Nacional da Norma EN 1991 – 1.

Tabela 2.6 - Sobrecarga de Utilização

Sobrecarga	Categoria	Carga
Piso	A	4,0 KN/m ²
Escadas	A	3,0 KN/m ²
Cobertura Acessível	H	2,0 KN/m ²
Cobertura (Zona em Consola)	H	0,4 KN/m ²

As zonas em consola da cobertura foram consideradas como não acessíveis uma vez que está prevista a execução de guarda-corpos pelo que para efeitos de dimensionamento não faz sentido contabilizar essa zona como acessível, pois iria estar a ser sobredimensionada ao serem considerados 2.0 KN/m².

2.3.2.2 Vento

A ação do vento, segundo a norma NP EN 1991-4, é obtida a partir dos valores característicos da velocidade do vento ou da pressão dinâmica de pico, q_p , que depende do local do edifício, da rugosidade e orografia do terreno e da altura de referência.

Velocidade do Vento e Pressão Dinâmica

A Norma atrás referida apresenta uma base de cálculo para obter a velocidade do vento e da pressão dinâmica.

O valor da velocidade do vento obtém-se a partir da expressão enunciada na norma:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.2)$$

Onde:

- c_{dir} – coeficiente de direção, igual a 1,0;
- c_{season} – coeficiente de sazão, igual a 1,0;

- $v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor básico da velocidade de referência do vento é referente a períodos de 10 minutos, a uma altura superior a 10 metros do nível do solo em terreno amplo e com vegetação reduzida. Para definir este valor, é necessário definir a zona do país onde a edifício se encontra:

- Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

O edifício pertence à zona B, a que lhe corresponde um valor $v_{b,0}$ de 30 m/s.

Segue-se o cálculo da velocidade média do vento dada pela expressão:

$$v_m = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (2.3)$$

Onde:

- $C_r(z)$ traduz o coeficiente de rugosidade;
- $C_o(z)$ traduz o coeficiente de orografia, de valor unitário.

O coeficiente de rugosidade depende do valor da velocidade média do vento e com a altura acima do solo e é traduzido por:

$$C_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ com } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \text{ } z \leq z_{min} \quad (2.5)$$

Onde:

- z_0 traduz o comprimento de rugosidade = 0,05 m;
- z_{min} traduz a altura mínima = 8 m;
- $z_{max} = 200$ m;
- K_r traduz o coeficiente de terreno;
- $z_{0,n} = 0,3$ m.

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_s(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.

Figura 2.4 - Categoria do Terreno (Eurocódigo 4)

Após o cálculo da velocidade média do vento encontram-se reunidas as condições para obter o valor a utilizar no programa de cálculo, o da pressão dinâmica de pico q_p , através da seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I v_z(z)] \times 0,5 \times \rho \times v^2 m(z) \times q_b \tag{2.6}$$

Onde:

- ρ traduz a massa volúmica do ar, igual a 1,25 Kg/m³;
- V_m traduz a velocidade média do vento;
- $C_e(z)$ traduz o coeficiente de exposição;
- q_b traduz a pressão dinâmica de referência.

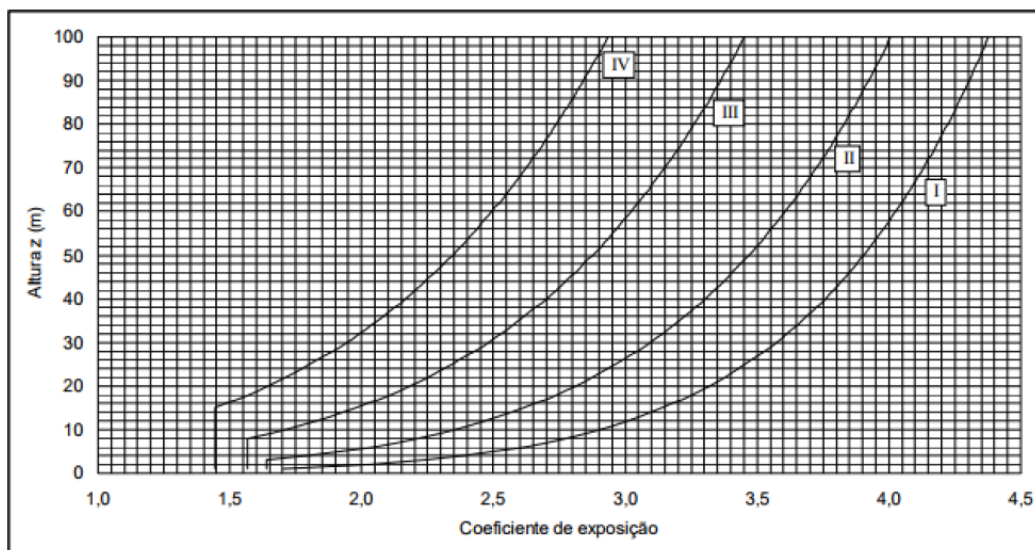


Figura 2.5 - Coeficiente de Exposição para C_{dir} e C_{season} unitários (Eurocódigo 4)

Pressão do Vento

Para quantificar a ação do vento deve ser contabilizada a pressão do mesmo no exterior da estrutura, que é dada por:

$$w_e = q_p(z_e) \times C_{pe} \tag{2.7}$$

Onde:

- $q_p(z_e)$ traduz a pressão dinâmica de pico;
- z_e traduz a altura de referência para a pressão exterior;
- C_{pe} traduz o coeficiente de pressão para a pressão exterior.

A altura de referência exterior z_e depende da relação h/b e é obtida pelo princípio exposto na figura seguinte:

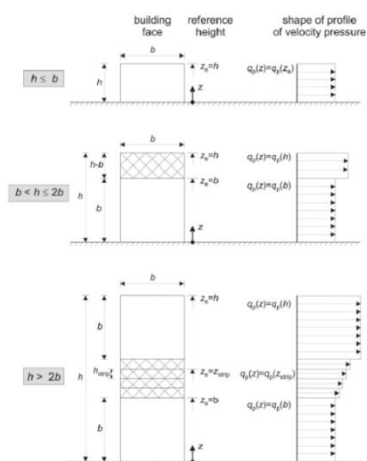


Figura 2.6 - Altura de Referência (Eurocódigo 4)

No caso do edifício temos que, na direção X:

- B = 27,10 m
- H = 4,35 m

E na direção Y:

- B = 66,70 m
- H = 4,35 m

O edifício encontra-se no primeiro caso, $h \leq b$ e por isso $q_p(z) = q_p(z_e)$.

Pela o exposto na norma, os coeficientes de pressão, C_{pe} , dependem das dimensões da superfície onde o vento incide. Estes coeficientes apresentam-se para superfícies de 1 m² e de 10 m² denominadas por $C_{pe,1}$ e $C_{pe,10}$ respetivamente.

CAPÍTULO 2

Para perceber como se distribui a ação do vento nas fachadas é necessário analisar a figura disposta na norma. O edifício em questão tem o vento a atuar nas zonas D e E e os valores para cada zona são tabelados.

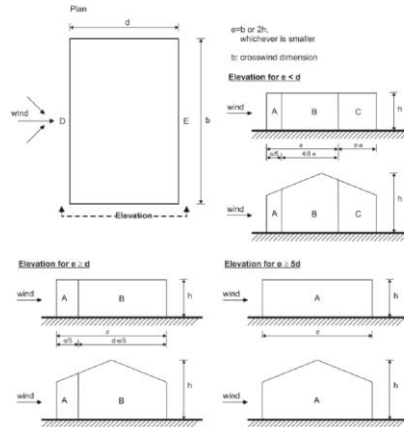


Figura 2.7 - Zonas de Incidência em Fachadas (Eurocódigo 4)

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 2.8 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exterior (Eurocódigo 4)

A ação do vento na cobertura não foi considerada, pois o seu efeito é favorável.

O quadro seguinte resume os valores de cálculo que permitiram chegar ao valor da pressão dinâmica de pico a considerar no cálculo da estrutura, tendo-se concluído que a ação do vento na direção X e Y é igual.

Tabela 2.7 - Resumo dos valores de cálculo obtidos da Ação do Vento

V_b (m/s ²)				V_m (m/s)			q_p (KN/m ²)				Pressão do Vento (KN/m ²)		
C_{dir}	C_{season}	V_{bo}	V_b	$C_r(z)$	$C_o(z)$	$v_m(z)$	k_1	$I_v(z)$	p	q_p	c_p	q_{px}	q_{py}
1	1	30	30	0,606	1	18,18	1	0,3554	1,25	0,72	1	0,72	0,72

2.3.2.3 Ação Sísmica

Para o dimensionamento da estrutura à ação sísmica tem de ser garantido que a estrutura se mantenha operacional na ocorrência de um sismo, quer isto dizer que, devem ser limitados os danos de modo que

a vida humana não seja posta em risco. Para garantir este estado de segurança, segundo a Norma NP EN 1998 – 1, é necessário garantir os seguintes princípios básicos de conceção:

Simplicidade estrutural

A estrutura deve ser concebida de um modo simples, com alinhamentos bem definidos de modo a facilitar a transmissão das forças sísmicas. Este requisito permite a maior fiabilidade relativamente ao comportamento da estrutura.

Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

Este requisito refere uma distribuição o mais regular dos elementos estruturais, garantindo assim, transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas presentes no edifício. Permite, ainda, evitar a concentração de tensões prevendo roturas prematuras. Quanto mais simétrica for a estrutura, menor serão os efeitos de torção e, claro, mais adequada será a distribuição dos esforços presentes.

Resistência e rigidez nas duas direções

O efeito de um sismo faz-se sentir de um modo bidirecional. Por este motivo, os elementos estruturais devem ser distribuídos sob forma de uma malha relativamente ortogonal de modo a garantir resistência semelhante em ambas as direções solicitadas por este efeito. Assim, conseguem-se minimizar os esforços e deslocamentos associados ao efeito sísmico.

Resistência e rigidez à torção

A estrutura deve garantir que o efeito da torção seja minimizado para que solicitações não uniformes sejam evitadas, quando possível. Para prever tal fenómeno, devem ser previstos contraventamentos na estrutura.

Ação de diafragma ao nível dos pisos

Os elementos estruturais horizontais têm um papel determinante no que diz respeito à ação sísmica. O efeito de diafragma destes elementos garante que os esforços são transmitidos aos elementos verticais que ligam os pavimentos.

Fundação adequada

As forças de inércia e a aceleração do terreno são transmitidas pelas fundações. Numa estrutura que contenha um número reduzido de paredes resistentes deve optar-se por fundações rígidas do tipo caixão ou celular.

CAPÍTULO 2

Segundo a Norma atrás referida, são previstos dois tipos de sismos, Tipo I e Tipo II.

A ação sísmica do Tipo I está associada a sismos com epicentros localizados na região atlântica e, portanto, segundo o Anexo Nacional da Norma, trata-se de sismos distantes.

Já a ação sísmica de Tipo II retrata os sismos com epicentro no Território Continental ou no Arquipélago dos Açores sendo considerados pela Norma como próximos.

No cálculo da estrutura foram estudados os dois tipos.

O território nacional divide-se em zonas sísmicas às quais correspondem dados importantes para quantificação sísmica em projeto. Um desses dados é a aceleração de referência.

No processo de cálculo percebeu-se que a ação sísmica condicionante é a do Tipo II, isto porque é a que gera esforços mais elevados nos apoios da estrutura.

O edifício em questão situa-se na zona 1.6 para a ação sísmica do Tipo 1 e na zona 2.5 para a ação sísmica Tipo II, como é possível analisar pela seguinte imagem:

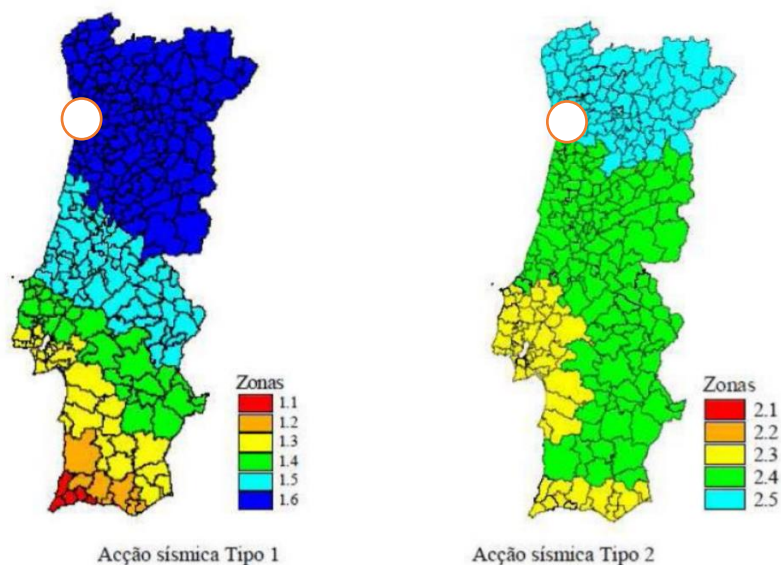


Figura 2.9 - Zoneamento Sísmico em Portugal (*Google Imagens*)

No que diz respeito à Classe de Importância, o *Eurocódigo* classifica as estruturas consoante a gravidade das consequências em caso de colapso. No caso do edifício em questão a classe de Importância é II.

Tabela 2.8 - Coeficientes da Classe de Importância

Classe de Importância	γ_1 Tipo I	γ_1 Tipo II
II	1	1

Deste modo é possível calcular a aceleração do terreno a_g onde:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gr} \quad (2.8)$$

O tipo de terreno é uma informação que tem de se ter em conta e é avaliado segundo os seguintes parâmetros: valor da velocidade média das ondas ao corte, valor do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica e resistência ao corte não drenada. O edifício localiza-se num terreno do tipo C (solos médios ou brandos). Através do tipo de terreno é possível obter valores que possibilitam o cálculo que permita contabilizar a ação sísmica em projeto.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 2.10 - Tipos de terreno (Eurocódigo 8)

Esta ação sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam o deslocamento horizontal do solo. A Norma NP EN 1991-8 define o espectro, $S_e(T)$, como:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Figura 2.11 - Expressões para cálculo do Espectro de Resposta Horizontal (*Eurocódigo 8*)

Em que:

- $S_e(T)$ – Espectro de resposta elástico;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S_{vc} – Coeficiente do solo;
- η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

O conceito de espectro de resposta elástica assume que a estrutura recupera a sua posição inicial após a ocorrência do sismo mantendo a sua integridade, mas na realidade este acontecimento acaba por não se verificar, uma vez que, a estrutura acaba por plastificar antes de atingir um nível de força linear o que significa que quando deixa de ser solicitada pela ação sísmica, o seu deslocamento mantém-se, designando-se assim por comportamento não linear.

Para se evitar uma análise estrutural não elástica, a norma sugere que se efetue uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao espectro de resposta elástica. Este espectro denomina-se de espectro de cálculo e a sua redução deve-se à capacidade de dissipação da energia retida na estrutura aquando do fenómeno sísmico, obtida pelo comportamento dúctil dos seus elementos, quantificada pelo coeficiente de comportamento q .

O valor deste coeficiente obtém-se a partir da seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.9)$$

Onde:

- q_0 traduz o valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
- K_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

<i>Tipo estrutural</i>	<i>DCM</i>	<i>DCH</i>
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 α_u/α_1
Sistema torsional flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0
Nota: Normalmente adota-se um coeficiente correspondente à classe de ductilidade média <i>DCM</i> . No caso de edifícios não regulares em altura, o valor de q_0 deve ser reduzido em 20%.		

Figura 2.12 - Valores Básicos do Coeficiente de Comportamento (*Eurucódigo8*)

O fator de majoração α_u / α_1 para edifícios regulares em planta é dado pelos valores enunciados na seguinte figura:

<i>Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos</i>	
Edifícios de um só piso	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
<i>Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes</i>	
Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
Outros sistemas de paredes não acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
Nota: No caso de edifícios não regulares em planta, o valor aproximado de α_u/α_1 que pode ser utilizado é igual à média entre 1,0 e o valor estabelecido para o sistema estrutural em causa.	

Figura 2.13 - Valores do Fator de Majoração (*Eurocódigo 8*)

O coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes deve assumir o seguinte valor:

- $k_w = 1,0$, para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;
- $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$, mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

Onde:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad \text{em que } h_{wi} \text{ diz respeito à altura da parede e } l_{wi} \text{ o comprimento da secção da parede.}$$

Assim, o espectro de cálculo pode ser definido segundo as expressões presentes na norma representados na figura que se segue:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Figura 2.14 - Expressões para Obtenção do Espectro de Cálculo (*Eurocódigo 8*)

O valor β corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo.

Para o caso do edifício em questão, seguindo todos os passos expostos no *Eurocódigo 8*, os valores utilizados para gerar os espectros de resposta elástica a carregar no programa de cálculo foram os seguintes:

Tabela 2.9 - Valores de cálculo para obtenção do Espectro de Resposta Elástica

	Tipo 1	Tipo 2
	1,6	2,5
γ_f	1	1
a_g	0,35	0,8
S	1,6	1,6
Terreno	C	C
$S_{m\acute{a}x}$	1,6	1,6
TB	0,1	0,1
TC	0,6	0,6
TD	2	2
β_0	0,2	
η	1	
x (%)	5	
q	3,9	
q₀	3,9	
k_w	1	
h_{wi}	3,5	
l_{wi}	1	
α_0	3,5	
α_u/α_1	1,3	

Apesar de o programa de cálculo através da introdução dos parâmetros formar os espectros para ambos os tipos de ação sísmica, os gráficos seguintes retratam os espectros gerados para a zona em questão:

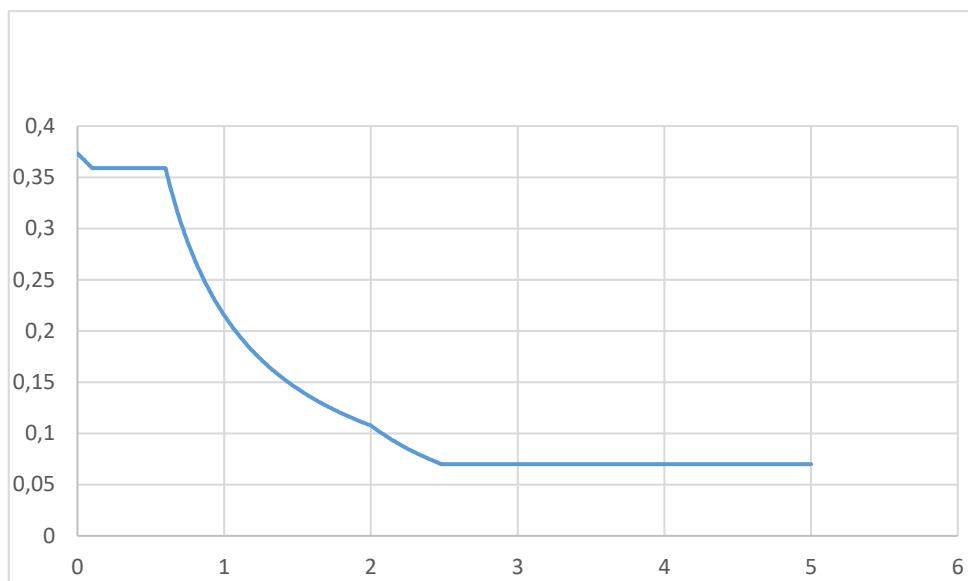


Figura 2.15 - Espectro de Resposta Elástica Para Ação Sísmica do Tipo I

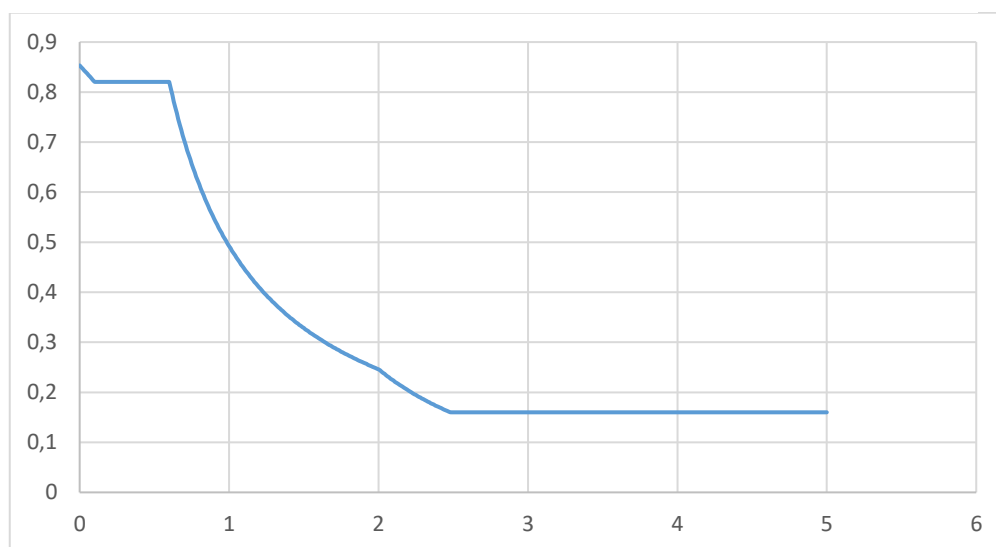


Figura 2.16 - Espectro de Resposta Elástica Para Ação Sísmica do Tipo II

2.3.3 Combinação de Ações

Segundo a Norma NP EN 1990, as ações atuantes numa estrutura devem ser combinadas entre si de modo a gerarem os casos mais desfavoráveis para a estrutura com o intuito de que o seu dimensionamento preveja esses mesmos casos.

Assim sendo, as combinações de ações utilizadas são as expostas na figura seguinte:

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)

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

ELU – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Figura 2.17 - Combinações de Ações Consideradas (*Eurocódigo 0*)

Onde:

- “+” – Significa “a combinar com”;
- Σ – Significa “o efeito combinado de”;
- E_d – Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;
- G_k – Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;
- γ_G – Coeficiente parcial para as ações permanentes;
- γ_Q – Coeficiente parcial para as ações variáveis;
- ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- ψ_1 – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- A_{Ed} – Valor de cálculo para a ação sísmica.

Os coeficientes parciais utilizados γ_G e γ_Q são respetivamente 1,35 e 1,5 segundo o *Eurocódigo 0*.

No que diz respeito à ação sísmica, esta atua em ambas as direções horizontais e ainda produz um momento torsor.

A técnica utilizada para a quantificação da ação sísmica na estrutura foi a de considerar em cada direção cerca de 30% do efeito da ação sísmica que lhe é perpendicular.

- 20 : Modal
- 21 : Seismic EC 8 _ T1 Direction_X
- 22 : Seismic EC 8 _ T1 Direction_Y
- 23 : 1 * X 0.3 * Y
- 24 : 1 * X -0.3 * Y
- 25 : 0.3 * X 1 * Y
- 26 : 0.3 * X -1 * Y
- 27 : Seismic EC 8 _ T2 Direction_X
- 28 : Seismic EC 8 _ T2 Direction_Y
- 29 : 1 * X 0.3 * Y
- 30 : 1 * X -0.3 * Y
- 31 : 0.3 * X 1 * Y
- 32 : 0.3 * X -1 * Y

Figura 2.18 - Contabilização do Efeito da Direção Perpendicular no Programa de Cálculo Automático

A figura seguinte apresenta um excerto da tabela das combinações de ações retirada do programa de cálculo automático.

Combinações	Nome	Tipo de análise	Tipo de	Natureza do caso	Definição
71 (C)	ULS/37=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+6*1.50
72 (C)	ULS/38=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+6*1.50+10*0.90
73 (C)	ULS/39=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+6*1.50+11*0.90
74 (C)	ULS/40=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+6*1.50+12*0.90
75 (C)	ULS/41=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+6*1.50+13*0.90
76 (C)	ULS/42=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+6*1.50
77 (C)	ULS/43=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+6*1.50+10*0.90
78 (C)	ULS/44=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+6*1.50+11*0.90
79 (C)	ULS/45=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+6*1.50+12*0.90
80 (C)	ULS/46=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+6*1.50+13*0.90
81 (C)	ULS/47=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50
82 (C)	ULS/48=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+10*0.90
83 (C)	ULS/49=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+11*0.90
84 (C)	ULS/50=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+12*0.90
85 (C)	ULS/51=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+13*0.90
86 (C)	ULS/52=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50
87 (C)	ULS/53=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+10*0.90
88 (C)	ULS/54=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+11*0.90
89 (C)	ULS/55=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+12*0.90
90 (C)	ULS/56=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+13*0.90
91 (C)	ULS/57=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50
92 (C)	ULS/58=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+10*0.90
93 (C)	ULS/59=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+11*0.90
94 (C)	ULS/60=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+12*0.90
95 (C)	ULS/61=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+4*1.35+(7+5)*1.05+6*1.50+13*0.90
96 (C)	ULS/62=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50
97 (C)	ULS/63=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+10*0.90
98 (C)	ULS/64=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+11*0.90
99 (C)	ULS/65=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+12*0.90
100 (C)	ULS/66=1*1.00+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.00+(7+5)*1.05+6*1.50+13*0.90
101 (C)	ULS/67=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+5*1.05+7*1.50
102 (C)	ULS/68=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+5*1.05+7*1.50+10*0.90
103 (C)	ULS/69=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+5*1.05+7*1.50+11*0.90
104 (C)	ULS/70=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+5*1.05+7*1.50+12*0.90
105 (C)	ULS/71=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+5*1.05+7*1.50+13*0.90
106 (C)	ULS/72=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+5*1.05+7*1.50
107 (C)	ULS/73=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+5*1.05+7*1.50+10*0.90
108 (C)	ULS/74=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+5*1.05+7*1.50+11*0.90
109 (C)	ULS/75=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+5*1.05+7*1.50+12*0.90
110 (C)	ULS/76=1*1.00	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.00+5*1.05+7*1.50+13*0.90
111 (C)	ULS/77=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+5*1.05+7*1.50
112 (C)	ULS/78=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+5*1.05+7*1.50+10*0.90
113 (C)	ULS/79=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+5*1.05+7*1.50+11*0.90
114 (C)	ULS/80=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+5*1.05+7*1.50+12*0.90
115 (C)	ULS/81=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3+4)*1.35+5*1.05+7*1.50+13*0.90
116 (C)	ULS/82=1*1.35	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+5*1.05+7*1.50
117 (C)	ULS/83=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+5*1.05+7*1.50+10*0.90
118 (C)	ULS/84=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+5*1.05+7*1.50+11*0.90
119 (C)	ULS/85=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+5*1.05+7*1.50+12*0.90
120 (C)	ULS/86=1*1.35+	Combinação line		morto	(1+2+3)*1.35+4*1.00+5*1.05+7*1.50+13*0.90

Figura 2.19 – Excerto das Combinação de Ações (Robot)

CAPÍTULO 3

PRÉ DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO

3.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

Como solução estrutural, optou-se por uma solução porticada com um sistema de lajes maioritariamente aligeirado. Existem, ainda, lajes maciças e zonas de emaciamento uma vez que, as lajes previstas são fungiformes, o que torna necessária a criação de capiteis com o objetivo de controlar o punçoamento.

Uma parte da estrutura está enterrada e, desse modo, as paredes de contenção da zona da cave serão em betão armado.

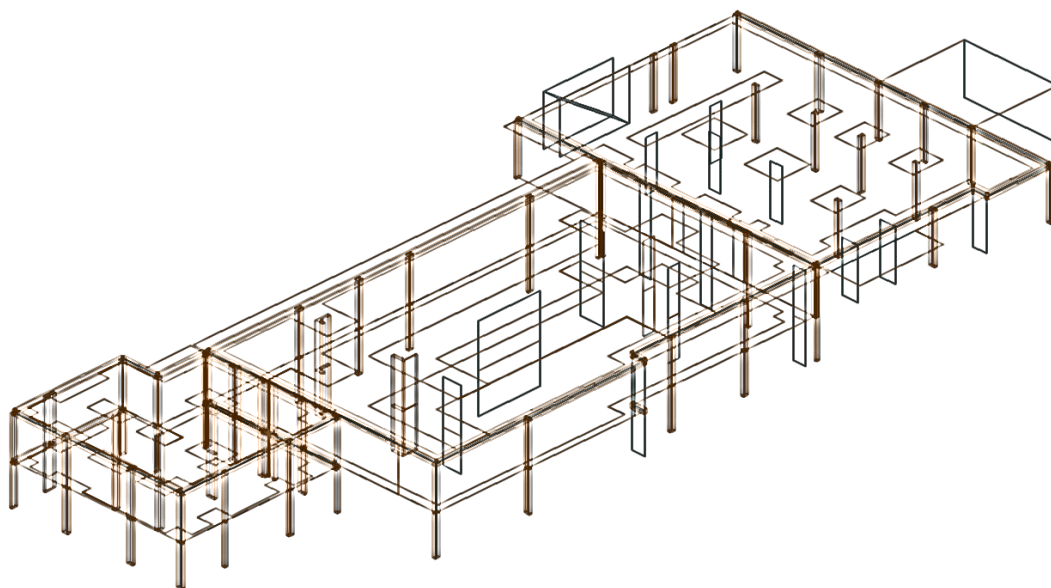


Figura 3.1 - Esquema Estrutural 3D

A estrutura é composta por 47 pilares (P), 10 paredes de contenção de terras (Pc), 26 paredes resistentes com o objetivo de controlar as deformações (Pa) e respetivos elementos de fundação.

3.2 VERIFICAÇÃO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para a solução estrutural e cargas definidas procede-se às verificações de segurança em situação de pré-dimensionamento.

O objetivo de proceder a estas verificações passa por analisar se perante as cargas atuantes a geometria definida nas peças estruturais continua a ser válida no ponto de vista da segurança. Caso tal não se verifique, é necessário o seu ajuste.

3.2.1 Pré Dimensionamento de Lajes

Para obter uma altura das lajes maciças utilizou-se a seguinte fórmula da Norma NP EN 1992:

$$d \geq \frac{L}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1)$$

Em que:

- d representa a espessura da laje;
- L traduz o menor vão;
- K é uma constante do quadro 7.4N do EC2;
- f_{yk} é a tensão característica de cedência à tração do aço.

Considera-se que o sistema estrutural do vão condicionante é encastrado-apoiado e que o betão é levemente solicitado ($\rho=0,5\%$), assim pelo quadro 7.4N do EC2, conclui-se que o valor da constante $K=26$.

Utilizando o maior vão com o objetivo de utilizar a mesma solução de laje por toda a estrutura, temos que:

$$d \geq \frac{3,7}{26 \times \frac{500}{400}} = 0,11 \text{ m} \quad (3.2)$$

A espessura adotada para lajes maciças foi de 0,20 m.

Para lajes aligeiradas a expressão usada foi:

$$d \geq \frac{l}{30} = \frac{8,7}{30} = 0,29 \text{ m} \quad (3.3)$$

A espessura adotada para lajes aligeiradas foi de 0,40 m.

3.2.2 Pré Dimensionamento de Vigas

Para o pré dimensionamento das vigas segue-se a seguinte formulação:

$$h = \frac{l}{12} \quad (3.4)$$

Em que l é o vão vencido pela viga em questão.

Uma vez que esta fase está no domínio do pré-dimensionamento assumiu-se a altura das vigas igual à das lajes aligeiradas com o objetivo de não existirem elementos salientes no interior do edifício. Por isso, a altura adotada para as vigas foi de 0,40 m.

3.2.3 Pré Dimensionamento de Paredes e Pilares

Para definir as dimensões de paredes e pilares é necessário prever o valor do esforço axial a que os elementos estão sujeitos. Para estes elementos, o esforço axial é traduzido pela soma de todas as solicitações verticais dos elementos suportados. Após obter este valor de carga, é possível prever a área da secção dos elementos em questão através da seguinte fórmula:

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0,65 \times f_{cd}} \quad (3.5)$$

Em que:

- A_c traduz a área da secção das paredes e dos pilares.
- N_{sd} traduz o valor do esforço axial nos elementos para a combinação fundamental de ações.
- f_{cd} traduz o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Uma vez mais, estando no domínio do pré dimensionamento, tentou-se introduzir as paredes e pilares com as dimensões previstas na arquitetura de modo a evitar a saliência de elementos ou colocação que reduza a área útil do espaço em questão.

As paredes resistentes assumiram todas uma espessura de 0,20 m.

3.2.4 Pré Dimensionamento de Elementos de Fundação

No que diz respeito ao pré-dimensionamento de elementos de fundação, este diz respeito a um processo iterativo estimando o valor das dimensões em planta e verificação da capacidade resistente do solo às cargas transmitidas.

Assim, a expressão que permite obter a área mínima em planta dos elementos de fundação é:

$$A_{min} \geq \frac{N_{ed}}{T_{adm}} \quad (3.6)$$

Onde:

- A_{min} traduz a área mínima da secção dos pilares/paredes;
- N_{ed} traduz o valor do esforço axial nos pilares/paredes;
- T_{amd} traduz o valor da tensão admissível no solo, $T_{amd} = 400$ kPa.

3.3 MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

Após a realização do pré-dimensionamento inicial dos elementos que constituem a estrutura do edifício e da classificação do sistema estrutural, é necessário efetuar uma análise estática e dinâmica dos esforços da estrutura para validar ou não o estudo feito em fase de pré-dimensionamento. Para tal, como já referido, recorreu-se a um programa de cálculo automático, o *Robot*, modelando a estrutura com objetivo de analisar os esforços a que esta está sujeita.

O modelo concebido permite então, obter todos os esforços a que a estrutura está sujeita e, posteriormente, definir a solução de armaduras necessária.

O modelo estrutural procura definir com a maior precisão uma distribuição de rigidez e massa para que os modos de deformação significativos e as forças de inércia atuantes consigam ser representados de um modo preciso e o mais aproximado da realidade.

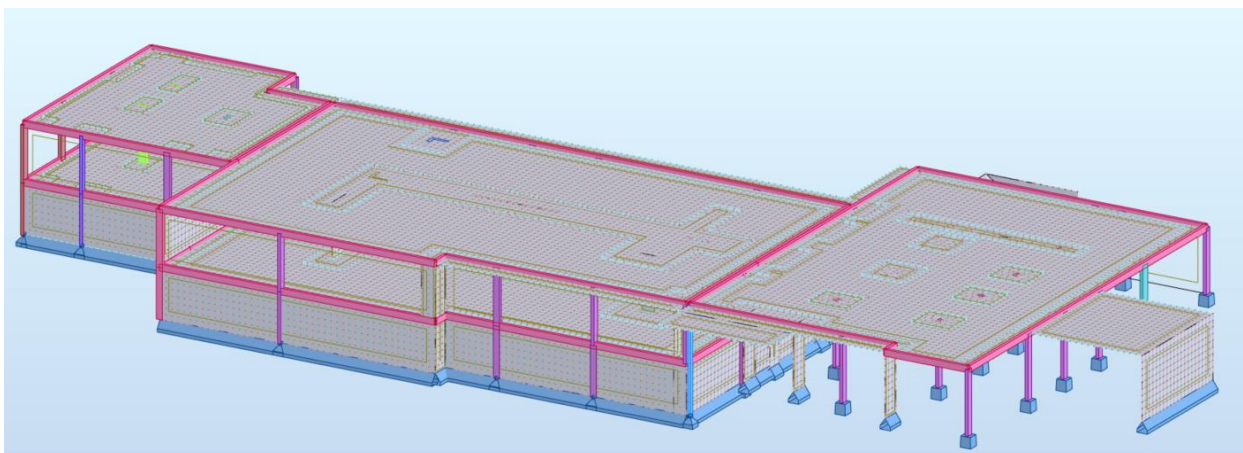


Figura 3.2 - Modelo Estrutural com Malha de Elementos Finitos

Para a execução do modelo estrutural no programa de cálculo automático foi necessário definir os materiais e as secções dos elementos estruturais. As características dos materiais já foram anteriormente referidas, enquanto que as secções dos elementos estruturais tiveram por base os valores obtidos em pré-dimensionamento.

Foram definidos dois tipos de elementos estruturais:

- elementos de barras (*Frame*) - os elementos de barras consistem em elementos finitos de 2 nós;
- elementos de casca (*Shell*) - os elementos de casca são elementos finitos com 4 nós.

Cada nó apresenta 6 graus de liberdade (3 de translação e 3 de rotação).

3.3.1 Pilares, Paredes e Vigas

No que diz respeito aos pilares, estes têm uma numeração independente apesar de serem agrupados consoante a sua secção no quadro de pilares em Anexo.

A fendilhação nos pilares devido à ação de um sismo origina uma perda de rigidez nos mesmos. A norma EN 1998-1 2010 permite a análise destes elementos no seu estado fendilhado, reduzindo a sua rigidez para metade. Para simular este fenómeno, definiu-se a rigidez destes elementos com uma redução de 50% da sua rigidez inicial.

No caso das vigas não foi considerada a rigidez à torção.

3.3.2 Lajes

A modelação das lajes foi feita com recurso a elementos de casca na opção "*Shell-thick*", que tem em conta o efeito do esforço transversal, obtendo assim valores mais precisos. Foram utilizados elementos finitos de 0,4 x 0,4 m² para obter resultados mais exatos.

No que diz respeito à torção, considerou-se um valor próximo de zero para ter esforços apenas nas duas direções principais, X e Y, isto porque as lajes são elementos solicitados sobretudo com esforços de flexão.

De acordo com a Cl.4.3.1 (4) do EC8, as lajes dos pisos foram modeladas como diafragmas, ou seja, pisos rígidos indeformáveis no seu plano, constituindo um sistema resistente às cargas verticais e horizontais.

3.3.3 Condições de Apoio

Definiram-se como apoios fixos as condições de apoio dos elementos verticais, de modo a permitir a transmissão dos esforços de flexão às sapatas permitindo um cálculo correto das mesmas.

3.3.4 Ações e Combinação de Ações

Foram introduzidas as cargas referidas no capítulo anterior, à exceção do peso próprio dos elementos estruturais, uma vez que o programa contabiliza os mesmo automaticamente.

No que diz respeito à combinação das mesmas, foi utilizado um modo de combinação semiautomático onde as ações foram divididas por grupos, encarregando-se o programa de as combinar segundo a norma seguida.

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado à luz do *Eurocódigo 0*, sendo que a verificação de segurança foi feita a dois estados limite, sendo estes:

- Estados Limites Últimos: Estados associados a danos graves que podem comprometer a segurança das pessoas ou bens. Estão associados ao colapso ou a outras formas de ruína estrutural.
- Estados Limites de Utilização: Estados associados a danos de menor gravidade, que comprometem apenas o funcionamento da estrutura, bem como o seu aspeto ou ainda o conforto das pessoas.

Os exemplos retirados do *Robot* correspondem a Estados Limites Últimos (Combinação 35 a 262).

Não foi considerada a alternância de sobrecargas uma vez que requiere alguma complexidade na sua modelação. Para isso prever essa situação, majoraram-se as sobrecargas em cerca de 20% do seu valor.

4.1 GENERALIDADES

Existem regras que se aplicam a qualquer um dos elementos estruturais que estão definidas nos *Eurocódigos 2* e *8* sendo estas:

- Recobrimento de armaduras.
- Distância mínima entre varões.
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões.
- Comprimento de amarração.
- Amarração de armaduras transversais.
- Comprimentos de emenda de armaduras.

4.2 RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Trata-se da menor distância entre as armaduras e da face mais próxima do betão.

Sendo que o betão utilizado tem classe de exposição XC2, o recobrimento mínimo, c_{min} , é de 2,5 cm e o recobrimento nominal, c_{nom} , é de 3,5 cm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

Onde:

$$c_{min} = \max[c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta_{cdur,st} - c_{dur,add}; 10\text{mm}] \quad (4.2)$$

- $c_{min,b}$ traduz o recobrimento mínimo para requisitos de aderência;
- $c_{min,dur}$ traduz o recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais;
- $\Delta_{cdur,y}$ traduz a margem de segurança;
- $\Delta_{cdur,st}$ traduz a redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável;
- $\Delta_{cdur,add}$ traduz a redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

4.2.1 Distância mínima entre varões

O Eurocódigo 2, na cláusula 8.2, enuncia que a distância mínima a assegurar entre varões deve garantir uma betonagem, compactação e vibração do betão satisfatórias de modo a assegurar boas condições de aderência.

$$d_{min} = \max[k1 \times \emptyset; d_g + k2; 20\text{mm}] \quad (4.3)$$

Onde:

- d_{min} traduz a distância mínima entre varões;
- $k1$ toma o valor unitário;
- $k2$ toma o valor de 5mm;
- \emptyset traduz o diâmetro do varão em mm;
- d_g traduz a dimensão máxima do agregado, admite-se 20 mm.

Assumiu-se o valor de $d_{min} = 25\text{mm}$.

4.2.2 Diâmetro mínimo de dobragem dos varões

O diâmetro mínimo de dobragem dos varões deve ser tal que não origine a criação de fendas nos varões.

$$\emptyset_{m,min} = \begin{cases} 4\emptyset & \text{se } \emptyset \leq 16\text{mm} \\ 7\emptyset & \text{se } \emptyset > 16\text{mm} \end{cases} \quad (4.4)$$

Os diâmetros mínimos estão representados na seguinte tabela:

Tabela 4.1 - Diâmetro mínimo de dobragem

\varnothing (mm)	$\varnothing_{m, \min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

Em que:

- \varnothing traduz o diâmetro do varão;
- $\varnothing_{m, \min}$ traduz o diâmetro mínimo de dobragem dos varões.

4.2.3 Comprimento de Amarração

Admite-se que os varões estão sempre comprimidos, retratando o caso mais desfavorável. É possível calcular os calores do comprimento de amarração segundo a cláusula 8.4.3 e 8.4.4 do *Eurocódigo 2*. O comprimento de amarração tem em conta o tipo de aço e as suas propriedades de aderência. Os comprimentos adotados estão representados na tabela seguinte:

Tabela 4.2 - Comprimentos de amarração

\varnothing (mm)	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	$\alpha 4$	$\alpha 5$	$l_{b, rqd}$ (m)	$l_{bd, \min}$ (mm)	l_{bd} (mm)	$l_{bd, adotado}$ (mm)
8	1	1	1	0,7	1	0,41	0,25	0,29	0,45
10						0,52	0,31	0,36	0,55
12						0,62	0,37	0,44	0,65
16						0,83	0,50	0,58	0,85
20						1,04	0,52	0,73	1,05
25						1,29	0,78	0,91	1,30

Em que:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,min} \quad (4.5)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (4.6)$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \quad (4.7)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (4.8)$$

$$f_{ctd} = \begin{cases} \text{máx} \{0.3 \times l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} \\ \text{máx} \{0.6 \times l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} \end{cases} \quad (4.9)$$

Onde:

- α_1 traduz o coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- α_2 traduz o coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão.;
- α_3 traduz o coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais;
- α_4 traduz o coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados;
- α_5 traduz o coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $l_{b,rqd}$ representa o comprimento de amarração de referência;
- l_{bd} é o comprimento de amarração;
- \emptyset traduz o diâmetro do varão;
- σ_{sd} traduz o valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração;
- f_{bd} traduz a tensão de rotura da aderência;
- η_1 traduz o coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;
- η_2 traduz o coeficiente relacionado com o diâmetro do varão;
- f_{ctd} traduz o valor de cálculo da resistência do betão à tração;
- α_{ct} traduz o coeficiente relacionado com efeitos de longo prazo na resistência à tração e com efeitos desfavoráveis. Valor recomendado $\alpha_{ct}=1,0$;
- $f_{ctk,0.05}$ traduz 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão;

- γ_c traduz o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, $\gamma_c = 1,5$.

4.2.4 Amarração de Armaduras Transversais

Segundo a cláusula 5.6.1 do *Eurocódigo 8* para as cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, paredes e pilares, deve utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10d_{bw}$.

Em pilares, se o esforço normal para a situação de projeto sísmico for de tração, os comprimentos de amarração determinados pelo *Eurocódigo 2* devem ser aumentados em 50%.

4.2.5 Amarração de Armaduras Transversais

Segundo a cláusula 5.6.1 do *Eurocódigo 8* para as cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, paredes e pilares, deve utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10d_{bw}$.

Em pilares, se o esforço normal para a situação de projeto sísmico for de tração, os comprimentos de amarração determinados pelo *Eurocódigo 2* devem ser aumentados em 50%.

4.2.6 Comprimento de Emendas

De acordo com a cláusula 8.7 do *Eurocódigo 2*, este comprimento tem como objetivo garantir a transmissão dos esforços entre varões, evitando que haja deslocamentos do betão na vizinhança das emendas e ainda evitar ocorrência de fendas largas que influenciem o comportamento estrutural.

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (4.10)$$

$$l_{0,min} \geq \max \{0.3 \times \alpha_6 \times l_{bd,rqd;1.5\phi}; 200\text{mm}\} \quad (4.11)$$

Tabela 4.3 - Comprimento de Emendas

ϕ (mm)	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{0,min}$ (m)	l_0 (m)	$l_{0,adotado}$ (m)
8	1	1	1	1	1,5	0,20	0,62	0,6
10						0,23	0,78	0,8
12						0,28	0,93	0,9
16						0,37	1,24	1,25
20						0,47	1,55	1,55
25						0,58	1,94	1,95

Em que:

- l_0 é o comprimento de sobreposição;
- α_6 é dado pela raiz quadrada entre da relação entre ρ_1 e 25 mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0;
- $l_{b, rqd}$ traduz o comprimento de amarração e referência;
- $l_{0, min}$ traduz o comprimento de emenda mínimo;
- \emptyset traduz o diâmetro do varão.

4.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJES

4.3.1 Áreas Máxima e Mínima de Armadura

Segundo o *Eurocódigo 2*, as quantidades máximas e mínimas são dadas pelas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0,25 \times b_t \times d \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (4.12)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad (4.13)$$

Onde:

- $A_{s,min}$ traduz a área mínima de armadura;
- $A_{s,máx}$ traduz a área máxima de armadura;
- f_{ctm} traduz o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- f_{yk} traduz o valor característico da tensão de cedência à tração do aço;
- b_t traduz a largura média da zona tracionada, no caso das lajes toma o valor unitário;
- d traduz a altura útil da secção.

Pelas expressões atrás enunciadas:

Tabela 4.4 - Valores de armadura máxima e mínima nas lajes

Laje	h(m)	A_c (m ²)	f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	c (m)	d (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,máx}$ (cm ² /m)
Maciça	0,25	0,25	2,9	500	0,035	0,22	3,31	100
Maciça	0,4	0,4				0,37	5,58	160
Aligeirada	0,4	0,4				0,3	4,5	160

O *Eurocódigo 2* define o espaçamento máximo, $s_{máx}$, através das seguintes expressões:

- Armaduras Principais $s_{máx} = 3 \times h \leq 250 \text{ mm}$ (4.14)

- Armaduras de Distribuição $s_{máx} = 3,5 \times h \leq 400 \text{ mm}$ (4.15)

Em zonas onde se prevejam cargas concentradas ou então zonas onde os momentos são máximos, os espaçamentos são dados por:

- Armaduras Principais $s_{máx} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm}$ (4.16)

- Armaduras de Distribuição $s_{máx} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm}$ (4.17)

Onde h traduz a espessura da laje.

No projeto em estudo, todas as lajes cumprem os limites estipulados.

4.3.2 Armadura na Zona dos Apoios

A norma prevê que na zona junto aos apoios, metade da armadura calculada deverá ser prolongada até ao apoio e amarrada com o respetivo comprimento de amarração.

4.3.3 Armadura de Bordo Livre

A norma prevê, ao longo dos bordos livres, a seguinte disposição construtiva de armaduras transversais e longitudinais, conforme a figura seguinte:

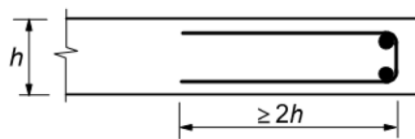


Figura 4.1 - Armaduras de bordo livre (Eurocódigo 2)

4.3.4 Verificação ao Estado Limite Último de Flexão

A verificação ao estado limite último regeu-se pelos princípios executados na norma atrás referida.

Com o auxílio do programa de cálculo obtivera-se os esforços a que as lajes estavam sujeitas e que estão demonstrados nos mapas que seguem:

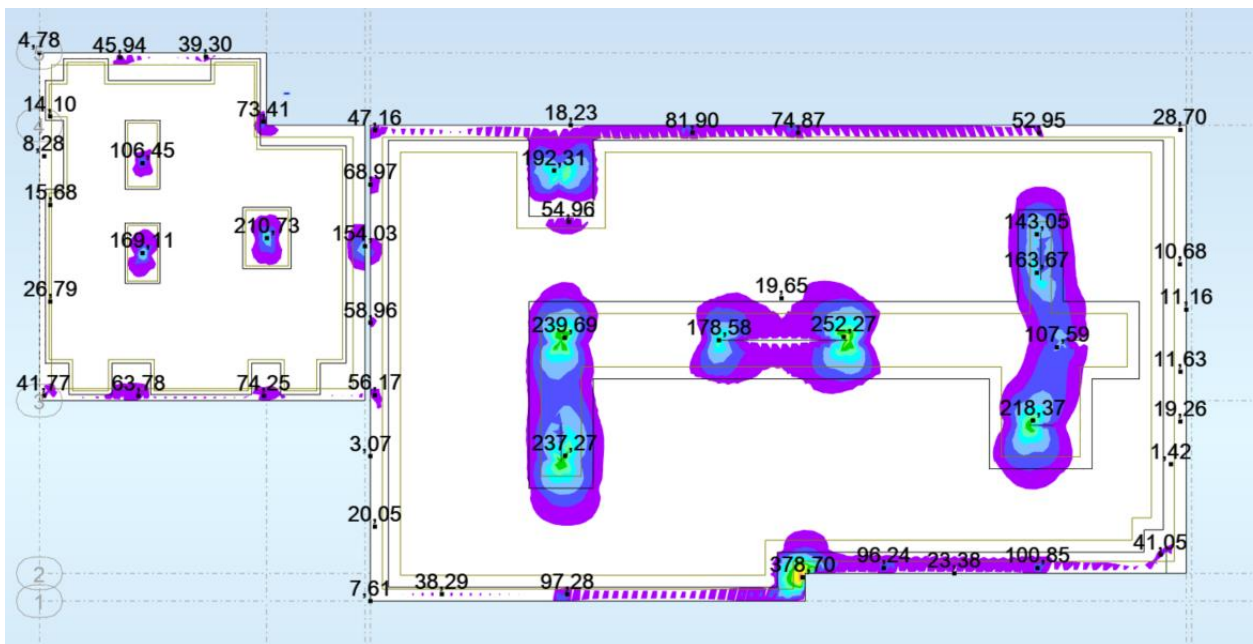


Figura 4.2 - Mapa de Momentos Negativos (XX) – Teto Cave

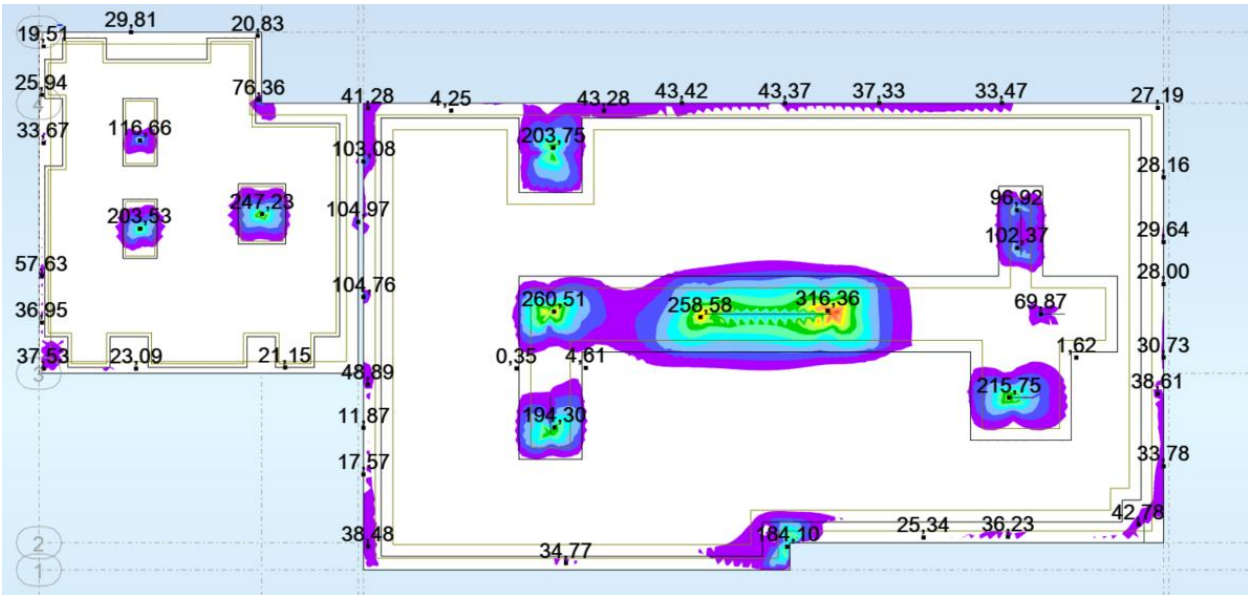


Figura 4.3 - Mapa de Momentos Negativos (YY) – Teto Cave

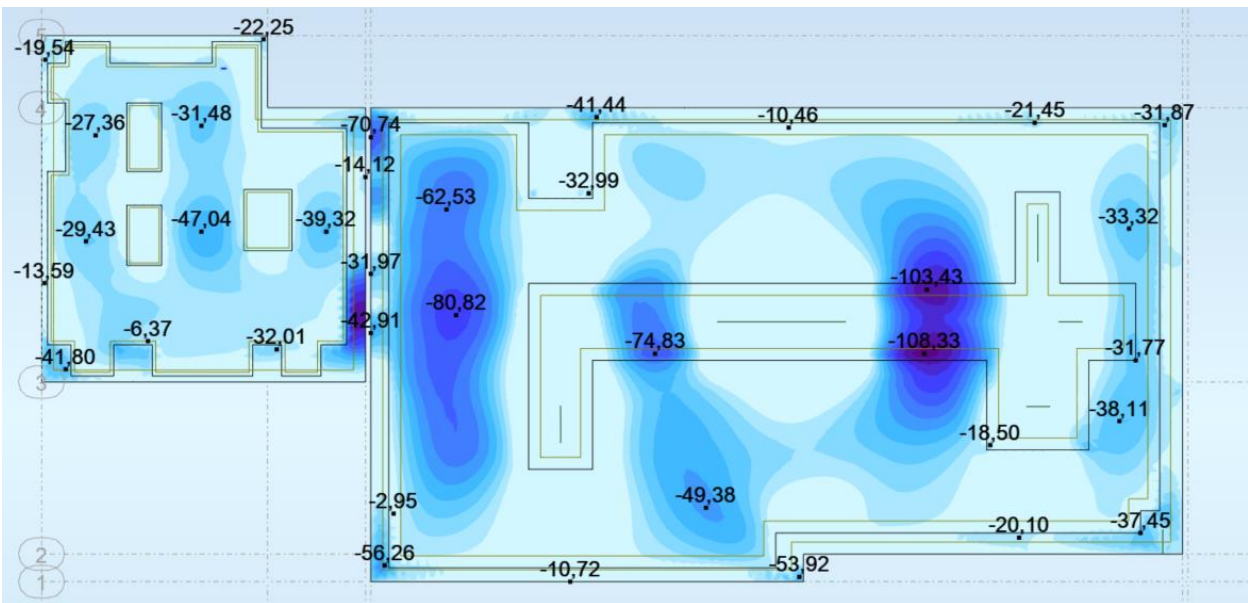


Figura 4.4 - Mapa de Momentos Positivos (XX) – Teto Cave

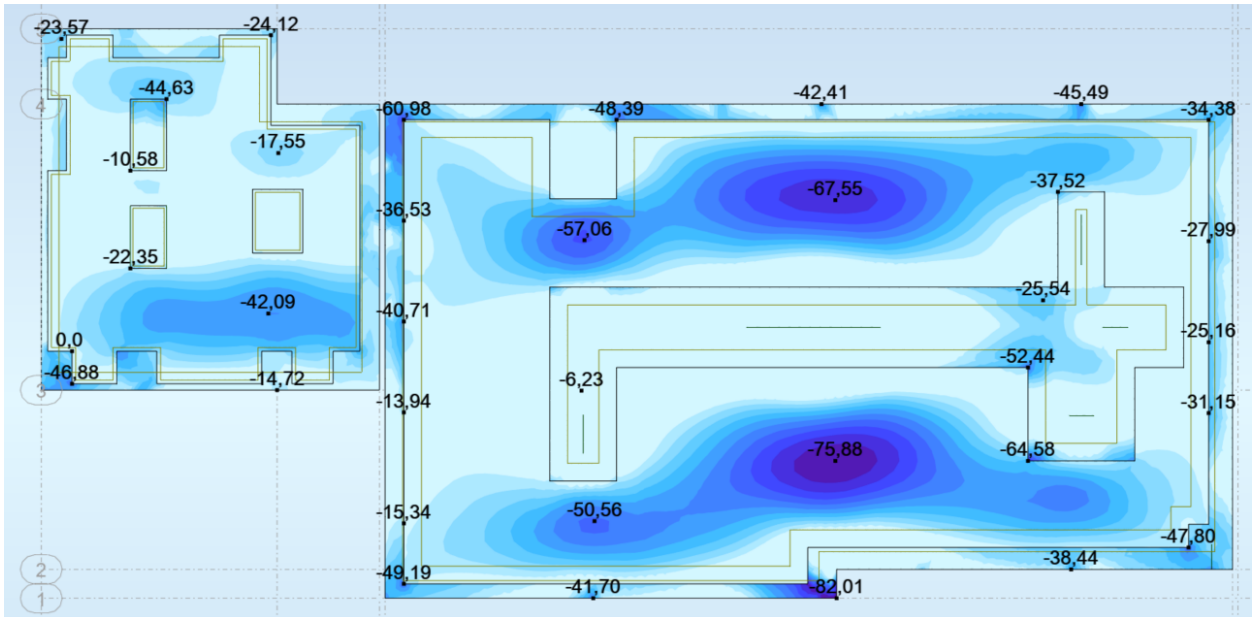


Figura 4.5 - Mapa de Momentos Positivos (YY) – Teto Cave.

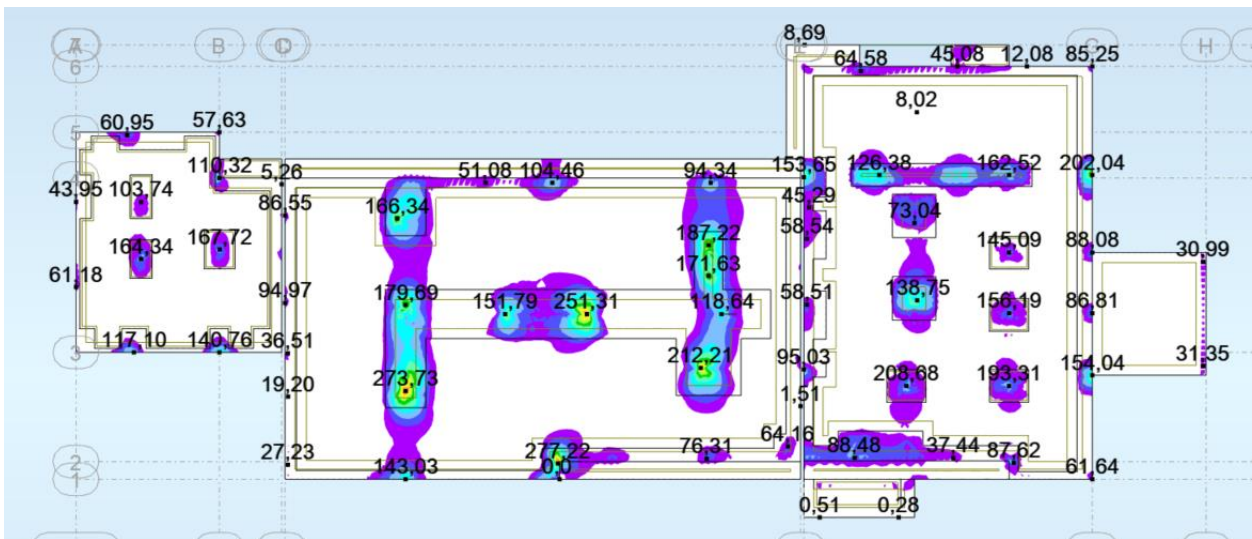


Figura 4.6 - Mapa de Momentos Negativos (XX) – Cobertura

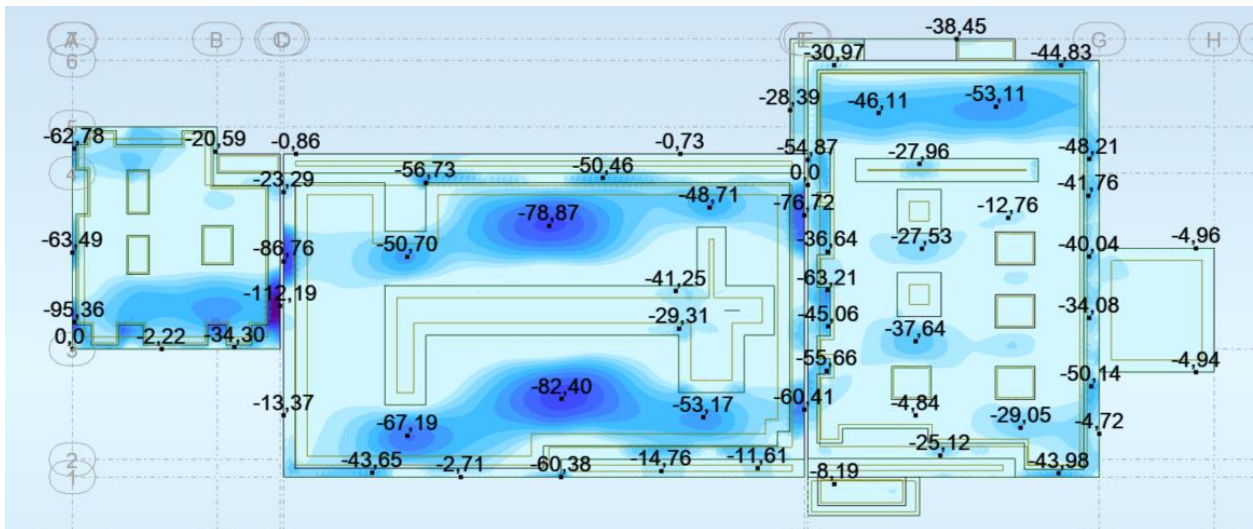


Figura 4.9 - Mapa de Momentos Positivos (YY) – Cobertura

Uma vez apresentados os mapas com os respetivos momentos, apresenta-se em seguida um quadro com possíveis as soluções de armadura escolhidas para as zonas maciças tendo em conta as solicitações apresentadas.

O cálculo do momento resistente foi feito pelos métodos lecionados nas unidades curriculares de Estruturas de Betão Armado.

As seleções de armaduras utilizadas constam na planta de estabilidade em Anexo II.

Tabela 4.5 - Possíveis soluções de armadura para lajes maciças

Armadura					$M_{Rd}^{Total}_{ELU}$
Ø 16	//0,25	+	Ø12	//0,25	179,04
Ø 16	//0,25	+	Ø16	//0,25	225,92
Ø 20	//0,25	+	Ø16	//0,25	280,25
Ø 20	//0,25	+	Ø20	//0,25	335,40
Ø 25	//0,25	+	Ø20	//0,25	409,55
Ø 25	//0,25	+	Ø25	//0,25	484,31
Ø 32	//0,25	+	Ø25	//0,25	586,72

Uma vez apresentadas possíveis soluções a usar para as lajes maciças, sendo que a aplicação do cálculo dos momentos resistentes é igual para os esforços positivos e negativos ($b=1$), para o cálculo das lajes aligeiradas tem de ser ter em atenção qual o valor de b da nervura a utilizar.

Tabela 4.6 - Quadro de soluções de armaduras para nervuras das lajes aligeiradas fungiformes

Solução	Sinal	b (m)	d (m)	f_{cd} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	u	w	$A_{s_{req}}$ (cm ² /m)	Solução	$A_{s_{sol}}$ (cm ² /m)	M_{rd} (KN/nerv)	M_{rd} (KN/m)
N1	+	0,9	0,3	20	435	0,02	0,03	3,47	2Ø16	4,02	27	30
N2	+	0,9				0,05	0,05	5,83	2Ø20	6,28	67,5	75

Os mapas atrás apresentados contém picos de esforços e para o dimensionamento correto é necessário perceber qual o esforço real nas zonas mais esforçadas (zonas de troca de sinal de momentos principalmente). Para se obter esta informação, o Robot tem uma opção denominada “Panel Cuts” que permite, na zona dos picos dos esforços, estudar uma área de influência escolhida pela projetista. Escolheu-se uma faixa de um metro para cada um dos lados do pico de esforços. Esta opção do Robot basicamente calcula o integral dos esforços na direção pretendida.

De seguida, apresenta-se um exemplo da utilização da ferramenta “Panel Cut”.

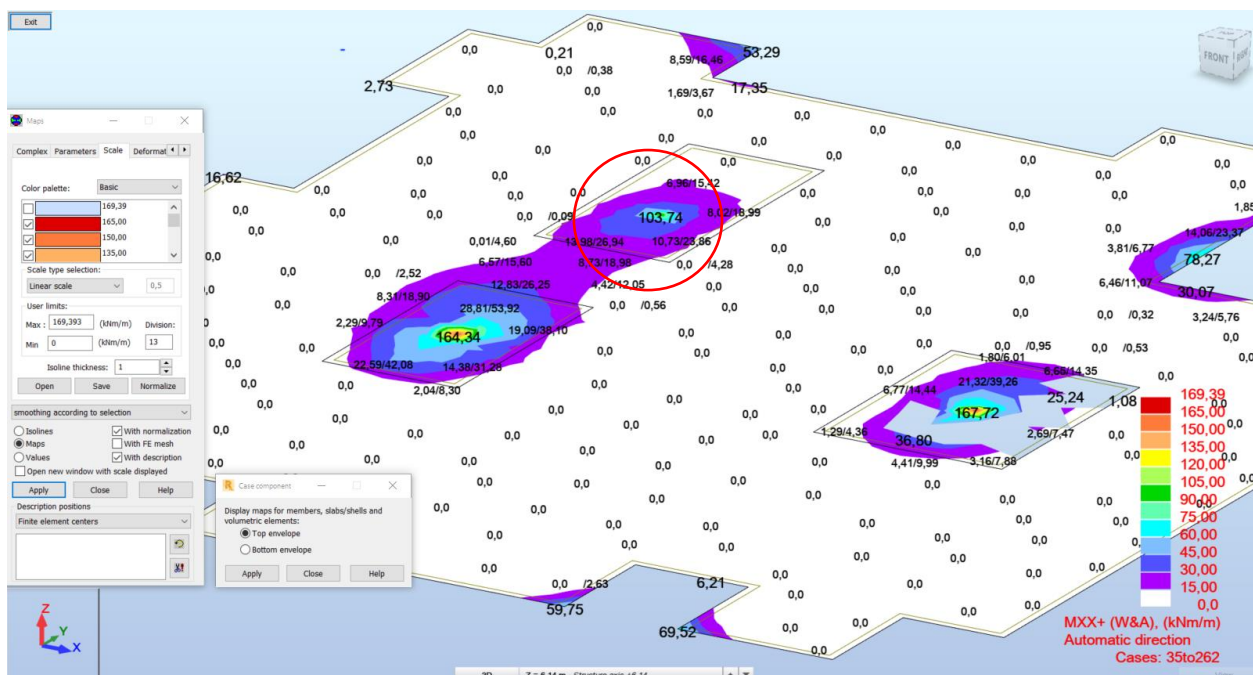


Figura 4.10 - Seleção de zona para aplicação do Panel Cut

O exemplo atrás apresentado serve para demonstrar como se obteve o esforço para dimensionamento da armadura negativa na direção XX. Para esta direção, o “Panel Cut” a criar será na direção perpendicular ao caso em questão.

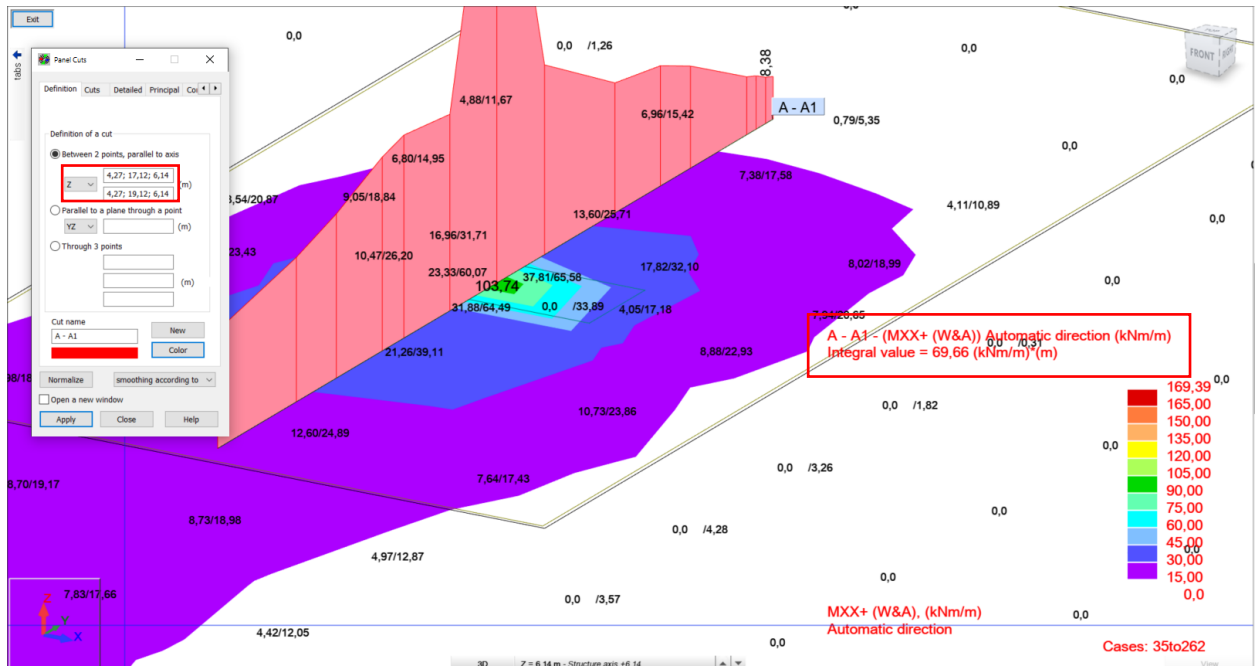


Figura 4.11 - Definição e análise do *Panel Cut*

A extensão da área a dimensionar está 1 metro atrás e 1 metro a frente do ponto referente ao pico do esforço (zona de um pilar). Este corte é feito em altura por se tratar de uma laje, e por isso mesmo, ao lado esquerdo das cotas que marcam a extensão do *Cut*, definiu-se que este é paralelo ao eixo Z.

O programa dá a informação de que o integral do esforço da zona pretendida é de 69,66 kNm/m, valor este que terá de ser dividido por dois, metade para o lado esquerdo e metade para o lado direito. Posto isto, o valor do esforço considerado para o dimensionamento é de 35 kNm/m, muito diferente do valor apresentado no mapa de esforços geral de 103,74 kNm/m.

O processo é repetido para a outra direção e deve ser feito em todas as zonas onde o mapa de esforços gerais apresente picos de momentos.

4.3.5 Verificação ao Esforço Transverso

O *Eurocódigo 2* dispensa a utilização de armadura de esforço transverso em lajes, caso seja possível redistribuir as ações, se forem cumpridas as verificações por ele imposto:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \tag{4.18}$$

Onde:

- V_{Ed} traduz o valor de cálculo do esforço transverso;
- $V_{Rd,c}$ traduz o valor de cálculo do esforço transverso resistente sem a contabilização de armadura de esforço transverso.

CAPÍTULO 4

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times K \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (4.19)$$

Tendo o valor de $V_{Rd,c}$ um mínimo igual a:

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + K_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (4.20)$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (4.21)$$

$$K_1 = 0.15 \quad (4.22)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w} \quad (4.24)$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{1,5} \times f_{ck}^{0,5} \quad (4.25)$$

Em que:

- A_{sl} traduz a área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da seção considerada;
- A_c traduz a área da seção transversal de betão em mm²;
- b_w traduz a menor largura da seção transversal na área tracionada;
- N_{Ed} traduz o esforço normal na seção devido às ações aplicadas;
- f_{ck} traduz a tensão de rotura do betão à compressão, em MPa;
- $V_{Rd,c}$ traduz o esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal.

Faz-se a verificação para o menor valor de A_{sl} e compara-se com o maior V_{Ed} e se verificar nestas condições que são as mais desfavoráveis, valida automaticamente as restantes.

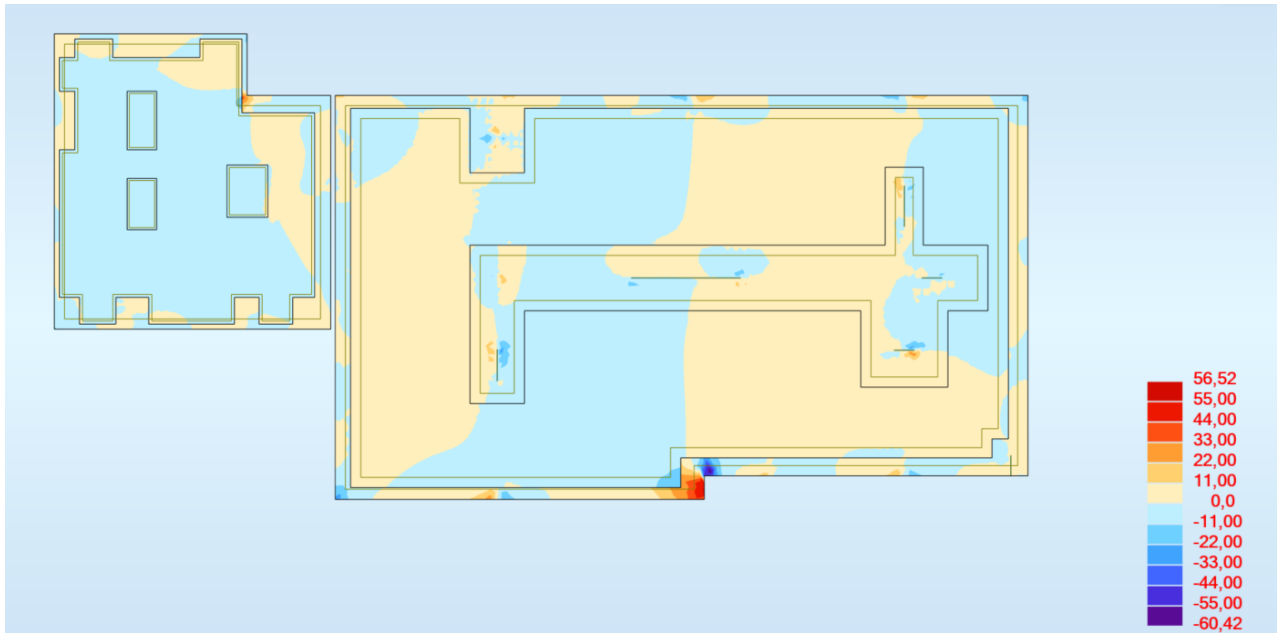


Figura 4.12 - Mapa de Esforço Transverso Atuante no Teto da Cave (XX)

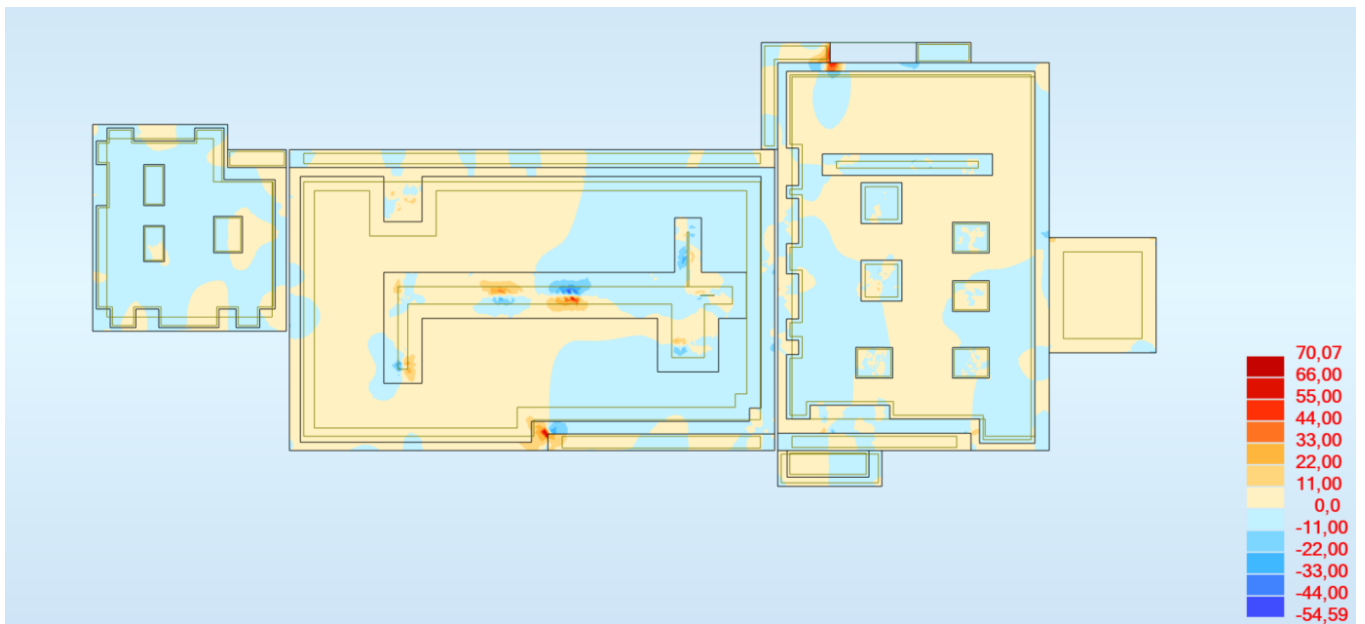


Figura 4.13 - Mapa de Esforço Transverso Atuante na Cobertura (XX)

Tabela 4.7 - Verificação da segurança ao esforço transverso para a situação mais desfavorável

h (m)	d (m)	b _w (m)	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min} (Mpa)	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	v _{Rd,c} (KN/m)	V _{Ed,máx} (KN/m)	Verificação
0,4	0,37	1	2	30	0,54	4,02	0,0004	127,66	70,07	OK
0,4	0,3	0,9						93,2		
0,25	0,22	1						86,25		

4.3.6 Verificação das Deformações

Segundo o *Eurocódigo 2*, a deformação dos pisos é limitada pelas seguintes condições:

- A flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase-permanentes não deve ser superior a $L/250$, em que L é o comprimento do vão;
- No caso das flechas que ocorrem depois da construção que possam danificar elementos adjacentes à estrutura (elementos não estruturais), o limite máximo é $L/500$.

Para validar as condições anteriormente enunciadas, é necessário determinar que deslocamentos ($\alpha\Delta$) ocorrem nos pisos após estes entrarem no seu estado de utilização. O valor deste deslocamento calcula-se após verificar as flechas instantânea ($\alpha 0$) e a longo prazo ($\alpha \infty$).

$$\alpha\Delta = \alpha\infty - \alpha 0 \tag{4.26}$$

Através dos mapas gerados pelo programa de cálculo percebe-se que o maior deslocamento é de 0.56 cm.

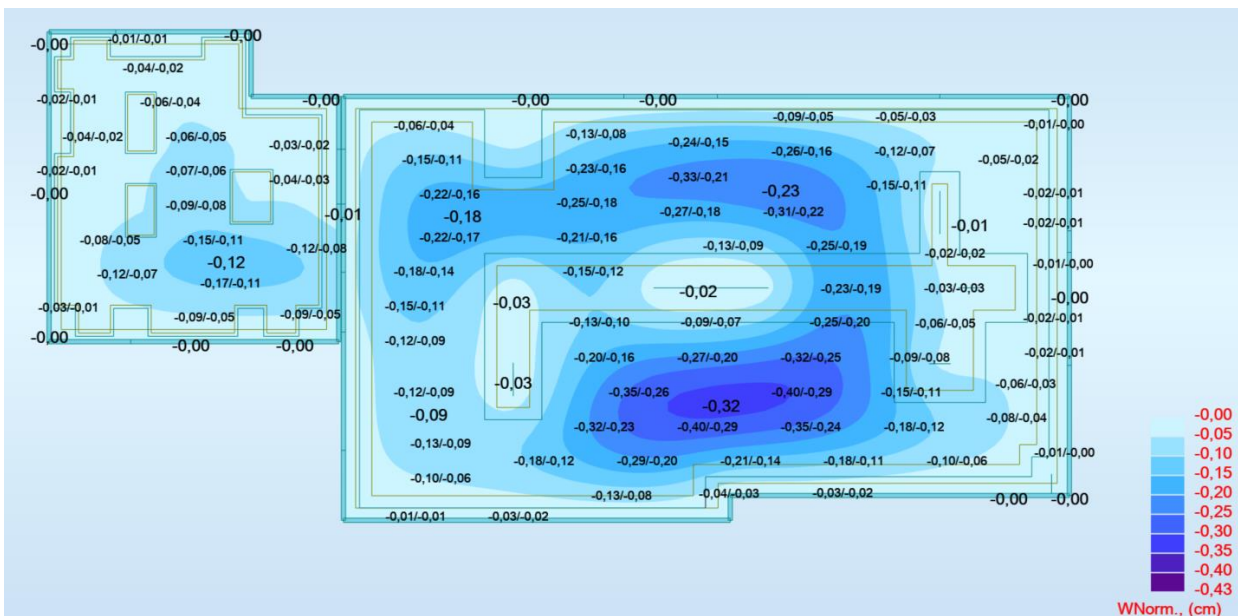


Figura 4.14 - Mapa dos Deslocamentos no Teto da Cave

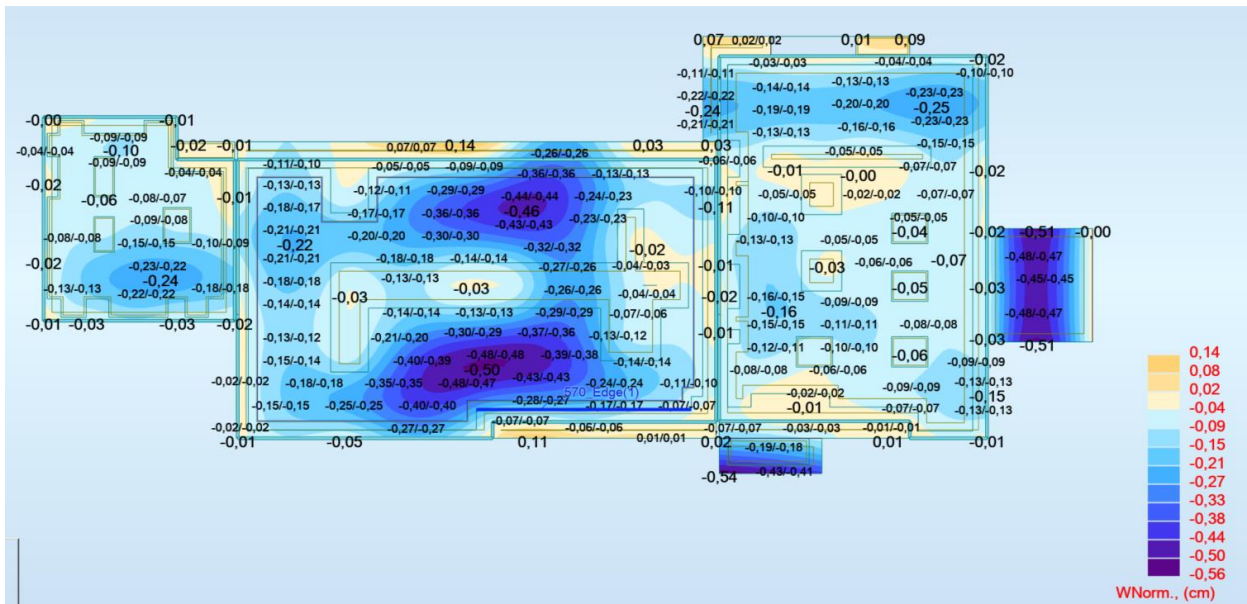


Figura 4.15 - Mapa dos Deslocamentos na Cobertura

Após perceber que a flecha elástica máxima é de 5,6 mm procede-se ao cálculo da flecha a tempo infinito que é aproximadamente 3 vezes a flecha elástica.

$$\alpha t = 3 \times 5,6 = 16,8 \text{ mm} \leq \frac{L}{500} = \frac{9200}{500} = 18,4 \text{ mm} \quad (4.27)$$

Uma vez que a flecha a tempo infinito é menor que o estipulado na norma, considera-se verificada a segurança à deformação.

4.3.7 Verificação da Fendilhação

A fendilhação surge nas estruturas devido aos esforços a que os elementos de betão armado estão sujeitos.

Após a definição das soluções de armadura para cada uma das lajes, com o auxílio de uma folha de cálculo programada com as expressões presentes na norma, verificou-se a segurança relativamente à fendilhação.

De acordo com o preconizado no *Eurocódigo 2*, a largura de fendas w_k é dada pela expressão:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (4.28)$$

Onde:

- $s_{r,max}$ – distância máxima entre fendas;
- ϵ_{sm} – extensão média da armadura para a combinação considerada;
- ϵ_{cm} – extensão média no betão entre fendas.
- A distância máxima entre fendas é calculada com a expressão:

$$S_{r,max} = k_3 \times c + k_1 k_2 k_4 \times \frac{\varnothing}{p_{p,eff}} \quad (4.29)$$

Onde:

- \varnothing traduz o diâmetro dos varões;
- $p_{p,eff}$ traduz o recobrimento das armaduras longitudinais;
- k_1 traduz o coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes; para varões de alta aderência = 0,8 e para armaduras com superfície lisa = 1,6;
- k_2 traduz o coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões; = 0,5 para a flexão e = 1,0 para a tração simples;
- k_3 e k_4 assumem os valores de 3,4 e 0,425, respetivamente.

A diferença entre a extensão média da armadura e a extensão média no betão é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - K_t \times \frac{f_{ct,eff}}{p_{p,eff}} (1 + \alpha_e \times p_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.30)$$

Onde:

- σ_s traduz a tensão na armadura de tração;
- α_e traduz a relação entre E_s/E_{cm} ;
- $p_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1 \times A'_p}{A_{c,eff}}$ onde $A_{c,eff} = b \times h_{c,eff}$ traduz a área efetiva do betão tracionado e $h_{c,eff}$ é o menor dos valores entre $\{2,5 \times (h-d); (h-x)/3; h/2\}$;
- A'_p traduz a área da secção das armaduras;
- ξ_1 traduz o coeficiente corrigido da resistência de aderência.

O Eurocódigo 2 refere no capítulo 7.3 todas as regras enunciadas atrás para a verificação da segurança. Define ainda valores recomendados para o limite da largura de fendas $w_{máx}$. Esses valores constam no quadro seguinte:

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

Figura 4.16 - Valores Recomendados de $w_{m\acute{a}x}$ (Eurocódigo 2)

Toda a estrutura verificou os princípios enunciados pela norma no que diz respeito à fendilhação.

4.3.8 Verificação ao Punçoamento

O punçoamento retrata o esforço transversal resultante de uma carga concentrada ou de uma reacção aplicada a uma área, denominada por área carregada de uma laje ou fundação.

Exemplos de elementos estruturais sujeitos ao fenómeno do punçoamento são lajes fungiformes e fundações diretas.

A verificação ao punçoamento será feita apenas às lajes fungiformes.

A resistência ao punçoamento está relacionada essencialmente à com a espessura da laje, da geometria e posicionamento do pilar e também com as características do betão em questão.

A figura seguinte retirada da norma NP EN 1992-1-1 traduz algumas noções importantes que serão necessárias para a verificação de segurança ao punçoamento.

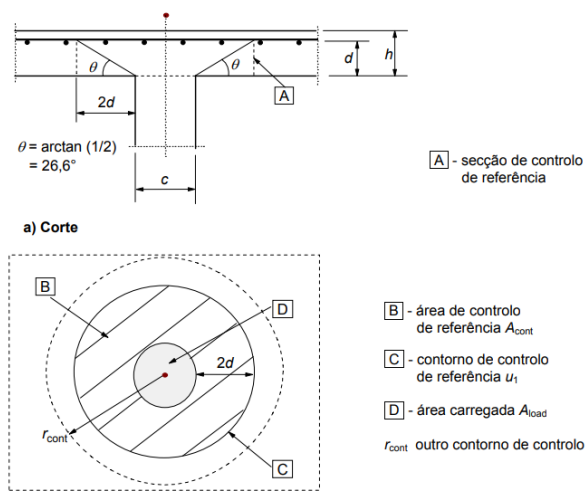


Figura 4.17 - Modelo para a verificação do punçoamento (Eurocódigo 2)

A norma atrás referida salienta que a resistência de uma laje ao punçoamento deve ser verificada na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo, u_1 . Este perímetro de controlo é definido a uma distância $2d$ da face do pilar e o seu traçado deve corresponder ao menor comprimento possível, onde d traduz a altura útil da laje.

A figura seguinte, retirada da norma, demonstra alguns contornos de controlo de referência típicos em torno de áreas carregadas.

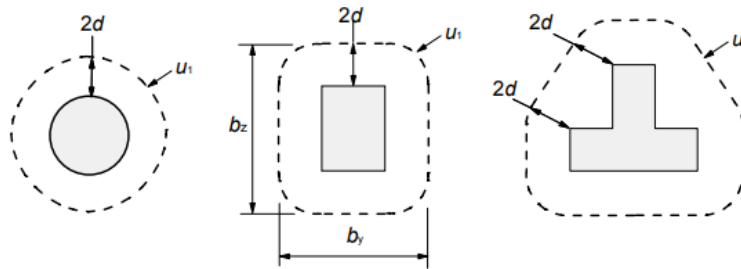


Figura 4.18 - Contornos de Controlo de Referência (*Eurocódigo 2*)

No caso de o pilar em questão na verificação ao punçoamento não for considerado como um pilar interior (localizado a uma distância inferior à da altura útil da laje, do bordo livre ou um canto), a norma define perímetro de controlo segundo a figura seguinte:

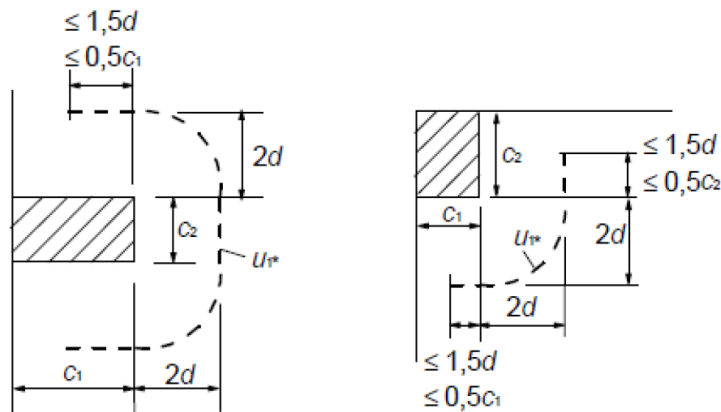


Figura 4.19 - Contornos de controlo de referência para áreas carregadas junto a um bordo livre ou canto (*Eurocódigo 2*)

Conhecidos as nomenclaturas e regras a garantir na verificação ao punçoamento, a primeira verificação a efetuar será aquela que garante que no perímetro do pilar o valor da tensão de punçoamento não seja excedida, ou seja:

$$V_{Ed} \leq V_{rd,max} \quad (4.31)$$

$$V_{rd,max} = 0,5 \times v \times f_{cd} \quad (4.32)$$

Onde:

- V_{Ed} traduz a tensão atuante;
- $V_{rd,max}$ traduz a tensão máxima resistente de punçoamento.

Se esta primeira verificação não for cumprida é necessário haver um ajuste nas dimensões ou do pilar, ou da altura da laje.

No caso de não ser verificada a segurança ao punçoamento procede-se à introdução de capiteis.

Caso o elemento em questão seja capaz de resistir aos esforços de punçoamento, não será necessária a introdução de qualquer armadura para resistir a tal fim. Para que a condição atrás enunciada seja cumprida, é necessário garantir a seguinte verificação:

$$V_{Ed} \leq V_{rd,c} \quad (4.33)$$

$$V_{rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} = 0.0035 \times k^{2/3} \times f_{ck}^{0,5} \quad (4.34)$$

Onde:

- V_{Ed} traduz a tensão de punçoamento atuante;
- $V_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d} \quad (4.35)$
- $V_{rd,max}$ traduz a tensão máxima resistente de punçoamento;
- $C_{Rd,c} = 0,12$;
- $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ (d em mm); (4.36)
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,02$ (4.37)
- ρ_{ly} e ρ_{lz} referem-se às armaduras de tração aderentes em ambas as direções. Devem ser calculados como valores médios numa extensão de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada um dos lados;
- U_i traduz o perímetro de controlo.

A norma recomenda valores do parâmetro β expostos na figura seguinte:

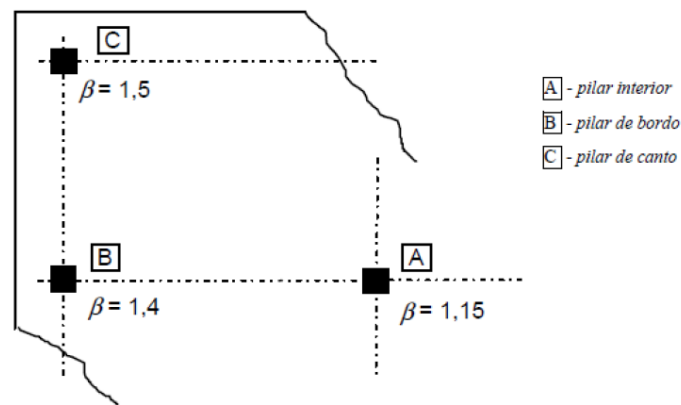


Figura 4.20 - Valores recomendados do parâmetro β (Eurocódigo 2)

No caso de a segurança não ser verificada é necessário calcular uma solução de armadura capaz de resistir a tais esforços. Para o cálculo desta armadura é necessário conhecer um outro perímetro de controlo, u_{out} , que marca a zona a partir da qual já não é necessária a armadura de punçoamento.

A expressão seguinte, que retrata o valor resistente da tensão de punçoamento, permite obter uma solução de armaduras que garanta a verificação de segurança a este fenómeno:

$$V_{Ed} \leq V_{rd,cs} \quad (4.38)$$

$$V_{rd,cs} = 0,75 \times v_{Rd,c} + 1,5 \times \left(\frac{d}{s_r}\right) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times \left(\frac{1}{u_{1 \times d}}\right) \times \sin \alpha \quad (4.39)$$

Onde:

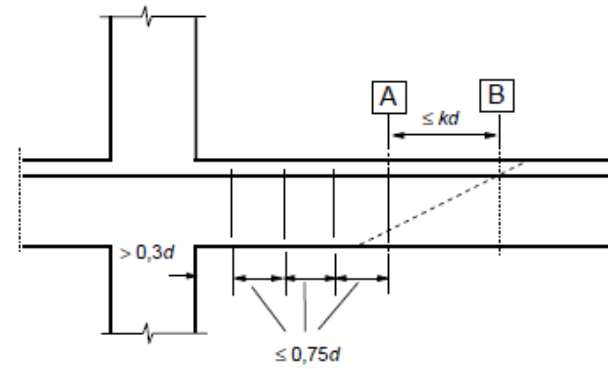
- A_{sw} traduz a área de um perímetro de armaduras de punçoamento;
- s_r traduz o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento;
- $f_{ywd,ef}$ traduz o valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \times d < f_{ywd} \quad (4.40)$$

- d traduz a média das alturas úteis nas direções ortogonais;
- α traduz o ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

No que diz respeito à constituição da armadura de punçoamento, esta deve ser constituída, no mínimo, por dois perímetros de estribos e o espaçamento entre os ramos dos estribos tem de ser igual ou inferior a $1,5d$ no interior do primeiro perímetro de controlo e inferior a $2d$ nos restantes perímetros.

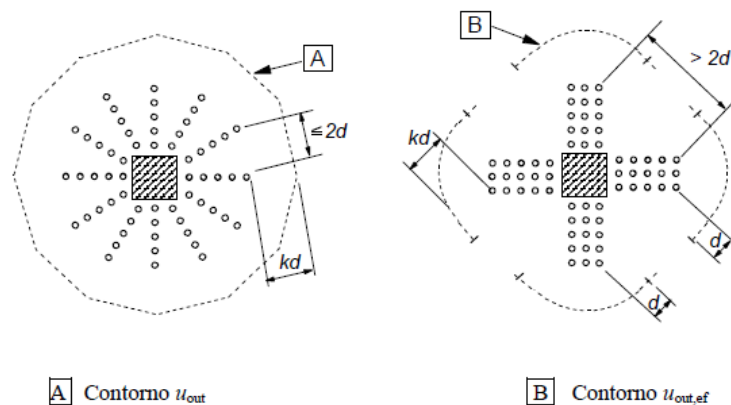
A figura seguinte demonstra a disposição construtiva da armadura de punçoamento imposta pela norma:



- A** - perímetro de controlo exterior que necessita de armaduras de punçoamento
- B** - primeiro perímetro de controlo que não necessita de armaduras de punçoamento

Figura 4.21 - Disposição da Armadura de Punçoamento segundo a norma (Eurocódigo 2)

A norma define que o perímetro de controlo a partir do qual não é necessário armadura de punçoamento como u_{out} ou $u_{out,eff}$ tendo em conta o modo como a armadura é disposta:



- A** Contorno u_{out}
- B** Contorno $u_{out,ef}$

Figura 4.22 - Disposição da armadura e dos perímetros de controlo em pilares interiores (Eurocódigo2)

Os valores atrás referidos são dados por:

$$u_{out} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \times d} \tag{4.41}$$

A área de um ramo de um estribo é dada por:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \times s_r \times s_t}{1,5 \times \sin \alpha + \cos \alpha} \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{4.42}$$

Onde:

- α traduz o ângulo entre a armadura de punçoamento e a armadura principal;

- s_r traduz o espaçamento dos estribos na direção radial;
- s_t traduz o espaçamento dos estribos na direção tangencial;
- f_{ck} traduz o valor característico da tensão de cedência do aço;
- f_{yk} traduz o valor característico da resistência à compressão do betão.

4.3.8.1 Verificação da Segurança ao Punçoamento

A verificação da segurança ao punçoamento foi feita através de uma folha de cálculo programada segundo o *Eurocódigo 2*.

Será apresentado o processo de verificação da segurança de um dos pilares (com dois tramos). A forma de verificar a segurança ao punçoamento na zona dos pilares é idêntica para as paredes resistentes.

Foi utilizada uma folha de cálculo para a efetuar a verificação da segurança ao punçoamento

Como já referido, será demonstrado o processo da verificação de um pilar com dois tramos, uma vez que para este caso é necessário um passo adicional que passa por perceber qual o esforço transmitido pela laje ao pilar.

Para isso, foi preparada uma folha de cálculo onde se carregam diretamente do *ROBOT* as tabelas dos esforços dos dois tramos dos pilares. Sabemos que se subtrairmos o esforço na base do pilar do tramo superior pelo do topo do pilar inferior obtemos o esforço na laje, e é precisamente isso que a folha de cálculo está preparada para fazer.

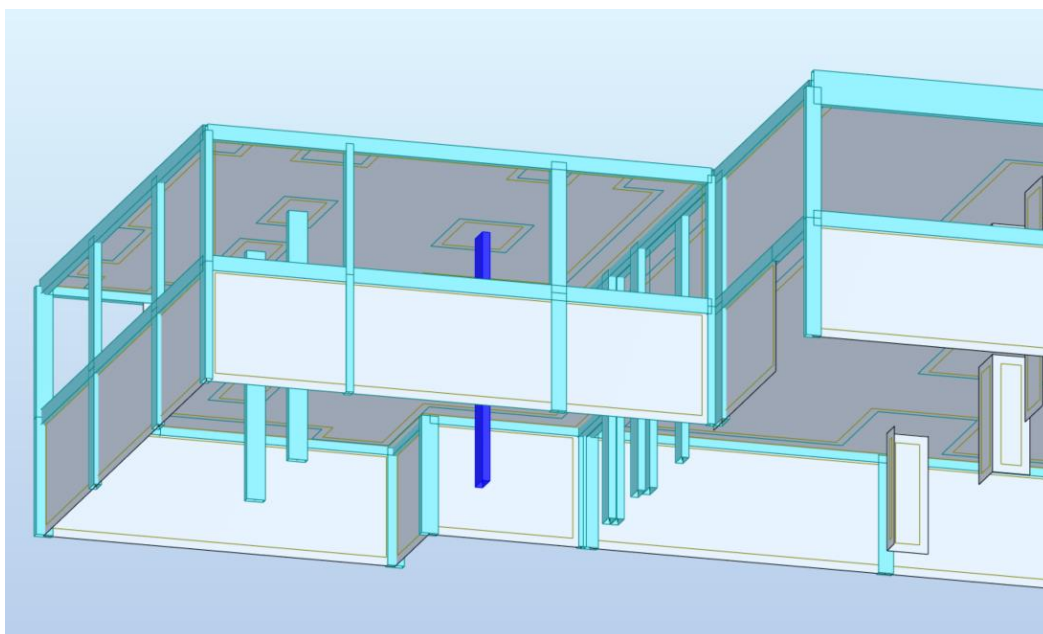


Figura 4.23 - Seleção da zona a verificar

Esforços Barra Inferior							Esforços Barra Superior							MÍNIMO			MÁXIMO			29,43
Resultados do Robot - esforços em barras							Resultados do Robot - esforços em barras							M _y [kN.m]			M _z [kN.m]			P circ
Barra/Nó/Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	Barra/Nó/Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	F _x [kN]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	M [kN.m]			
176/ 12473/ 35 (C)	849,93	10,86	0,79	0,01	-1,67	23,08	126/ 337/ 35 (C)	479,8	15,56	1,41	0,12	-2,49	36,01	370,13	0,82	-12,93	12,96			
176/ 12473/ 36 (C)	629,58	8,04	0,59	0,01	-1,23	17,1	126/ 337/ 36 (C)	355,41	11,52	1,04	0,09	-1,85	26,68	274,17	0,62	-9,58	9,60			
176/ 12473/ 37 (C)	949,66	10,7	0,86	0,01	-1,82	22,78	126/ 337/ 37 (C)	582,5	18,02	1,6	0,14	-2,87	43,31	367,16	1,05	-20,53	20,56			
176/ 12473/ 38 (C)	949,69	10,33	0,88	-0,01	-1,82	21,95	126/ 337/ 38 (C)	582,66	19,25	3,14	0,02	-5,56	45,34	367,03	3,74	-23,39	23,69			
176/ 12473/ 39 (C)	948,67	10,09	0,87	0,01	-1,84	21,26	126/ 337/ 39 (C)	581,26	20,64	1,6	0,14	-2,86	47,61	367,41	1,02	-26,35	26,37			
176/ 12473/ 40 (C)	949,63	10,68	0,86	0,01	-1,82	22,74	126/ 337/ 40 (C)	582,47	18,07	1,52	0,13	-2,73	43,4	367,16	0,91	-20,66	20,68			
176/ 12473/ 41 (C)	950,33	11,27	0,85	0,01	-1,8	24,2	126/ 337/ 41 (C)	582,92	15,82	1,57	0,14	-2,82	39,61	367,41	1,02	-15,41	15,44			
176/ 12473/ 42 (C)	729,31	7,88	0,66	0,01	-1,39	16,79	126/ 337/ 42 (C)	458,11	13,98	1,24	0,11	-2,23	33,97	271,2	0,84	-17,18	17,20			
176/ 12473/ 43 (C)	729,34	7,52	0,67	-0,01	-1,39	15,97	126/ 337/ 43 (C)	458,26	15,22	2,77	-0,01	-4,91	36	271,08	3,52	-20,03	20,34			
176/ 12473/ 44 (C)	728,31	7,28	0,67	0	-1,41	15,27	126/ 337/ 44 (C)	456,86	16,61	1,23	0,11	-2,21	38,27	271,45	0,8	-23	23,01			
176/ 12473/ 45 (C)	729,28	7,87	0,66	0,01	-1,39	16,75	126/ 337/ 45 (C)	458,08	14,04	1,15	0,1	-2,08	34,06	271,2	0,69	-17,31	17,32			
176/ 12473/ 46 (C)	729,98	8,46	0,65	0,01	-1,37	18,21	126/ 337/ 46 (C)	458,52	11,78	1,21	0,11	-2,18	30,27	271,46	0,81	-12,06	12,09			
176/ 12473/ 47 (C)	1080,28	14,94	1,06	0,01	-2,24	31,74	126/ 337/ 47 (C)	578,9	19,72	1,84	0,14	-3,23	44,3	501,38	0,99	-12,56	12,60			
176/ 12473/ 48 (C)	1080,3	14,58	1,07	-0,01	-2,23	30,91	126/ 337/ 48 (C)	579,05	20,95	3,37	0,03	-5,91	46,33	501,25	3,68	-15,42	15,45			
176/ 12473/ 49 (C)	1079,28	14,34	1,07	0,01	-2,26	30,21	126/ 337/ 49 (C)	577,66	22,34	1,83	0,15	-3,21	48,59	501,62	0,95	-18,38	18,40			
176/ 12473/ 50 (C)	1080,24	14,93	1,06	0,01	-2,24	31,7	126/ 337/ 50 (C)	578,87	19,77	1,75	0,14	-3,09	44,39	501,37	0,85	-12,69	12,72			
176/ 12473/ 51 (C)	1080,94	15,52	1,05	0,01	-2,22	33,15	126/ 337/ 51 (C)	579,31	17,52	1,81	0,15	-3,18	40,6	501,63	0,96	-7,45	7,51			
176/ 12473/ 52 (C)	859,92	12,13	0,86	0,01	-1,8	25,75	126/ 337/ 52 (C)	454,51	15,68	1,47	0,11	-2,58	34,96	405,41	0,78	-9,21	9,24			
176/ 12473/ 53 (C)	859,95	11,77	0,87	-0,01	-1,8	24,93	126/ 337/ 53 (C)	454,66	16,92	3	0	-5,27	36,99	405,29	3,47	-12,06	12,55			
176/ 12473/ 54 (C)	858,93	11,53	0,87	0,01	-1,82	24,23	126/ 337/ 54 (C)	453,26	18,31	1,46	0,12	-2,57	39,26	405,67	0,75	-15,03	15,05			
176/ 12473/ 55 (C)	859,89	12,12	0,85	0,01	-1,8	25,71	126/ 337/ 55 (C)	454,48	15,74	1,39	0,11	-2,44	35,05	405,41	0,64	-9,34	9,36			
176/ 12473/ 56 (C)	860,59	12,71	0,85	0,01	-1,79	27,17	126/ 337/ 56 (C)	454,92	13,49	1,44	0,12	-2,54	31,26	405,67	0,75	-4,09	4,16			
176/ 12473/ 57 (C)	827,45	9,49	1,05	0,01	-2,09	19,63	126/ 337/ 57 (C)	478,47	14,58	1,36	0,12	-2,38	35,63	348,98	0,29	-16	16,00			
176/ 12473/ 58 (C)	833,28	9,84	0,99	0,01	-1,98	20,52	126/ 337/ 58 (C)	478,82	14,84	1,37	0,12	-2,41	35,73	354,46	0,43	-15,21	15,22			
176/ 12473/ 59 (C)	607,1	6,67	0,85	0,01	-1,66	13,64	126/ 337/ 59 (C)	354,08	10,55	0,99	0,09	-1,73	26,3	253,02	0,07	-12,66	12,66			
176/ 12473/ 60 (C)	612,93	7,03	0,78	0,01	-1,55	14,54	126/ 337/ 60 (C)	354,42	10,8	1,01	0,09	-1,76	26,39	258,51	0,21	-11,85	11,85			
176/ 12473/ 61 (C)	927,18	9,32	1,13	0,01	-2,25	19,32	126/ 337/ 61 (C)	581,17	17,04	1,55	0,14	-2,76	42,93	346,01	0,51	-23,61	23,62			
176/ 12473/ 62 (C)	927,21	8,96	1,14	-0,01	-2,25	18,5	126/ 337/ 62 (C)	581,32	18,28	3,09	0,03	-5,44	44,96	345,89	3,19	-26,46	26,65			
176/ 12473/ 63 (C)	926,18	8,72	1,14	0,01	-2,27	17,8	126/ 337/ 63 (C)	579,92	19,67	1,55	0,14	-2,74	47,23	346,26	0,47	-29,43	29,43			
176/ 12473/ 64 (C)	927,15	9,31	1,13	0,01	-2,25	19,28	126/ 337/ 64 (C)	581,14	17,1	1,47	0,13	-2,61	43,02	346,01	0,36	-23,74	23,74			
176/ 12473/ 65 (C)	927,85	9,9	1,12	0,01	-2,23	20,74	126/ 337/ 65 (C)	581,58	14,84	1,52	0,14	-2,71	39,23	346,27	0,48	-18,49	18,50			
176/ 12473/ 66 (C)	933,01	9,68	1,06	0,01	-2,14	20,22	126/ 337/ 66 (C)	581,51	17,3	1,57	0,14	-2,79	43,03	351,5	0,65	-22,81	22,82			
176/ 12473/ 67 (C)	933,04	9,32	1,07	-0,01	-2,13	19,39	126/ 337/ 67 (C)	581,67	18,53	3,1	0,02	-5,47	45,06	351,37	3,34	-25,67	25,89			
176/ 12473/ 68 (C)	932,01	9,08	1,07	0,01	-2,16	18,69	126/ 337/ 68 (C)	580,27	19,92	1,56	0,14	-2,77	47,33	351,74	0,61	-28,64	28,65			

Figura 4.24 - Obtenção dos esforços máximos transmitidos à laje

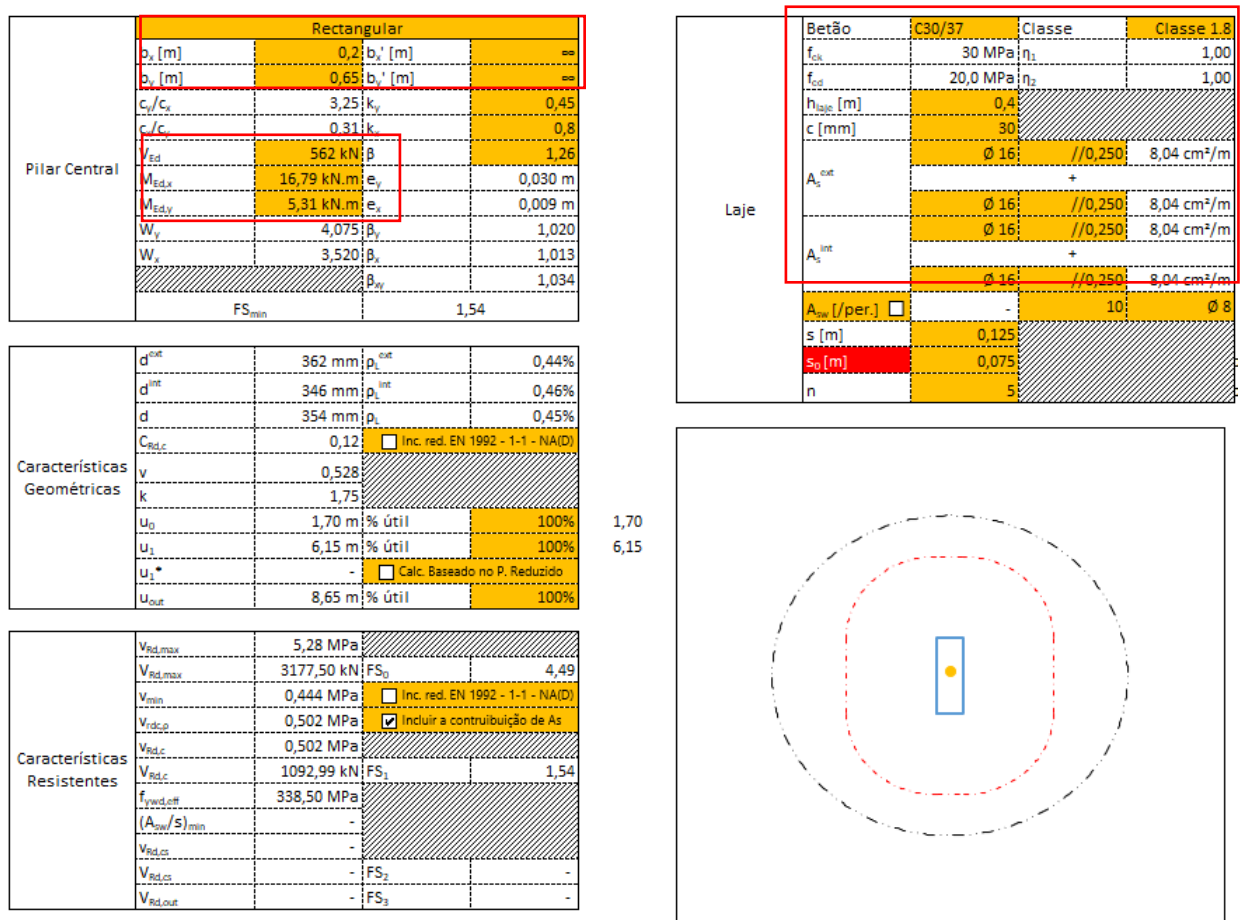


Figura 4.25 - Verificação da segurança ao Punçamento

Procurou-se evitar o uso de armadura de punçoamento, ou seja, a verificação da segurança ao punçoamento permitiu validar ou ajustar uma primeira escolha feita em relação aos varões das lajes.

Esta folha de cálculo, programada com os princípios enunciados no *Eurocódigo 2*, pede apenas que se introduzam alguns parâmetros, parâmetros esses que estão identificados.

O símbolo “∞” retrata o facto de se tratar de um pilar que não se encontra junto a nenhum canto.

Caso alteremos esse símbolo para o número “1” passa a ser considerado como um pilar de canto como mostra o exemplo seguinte:

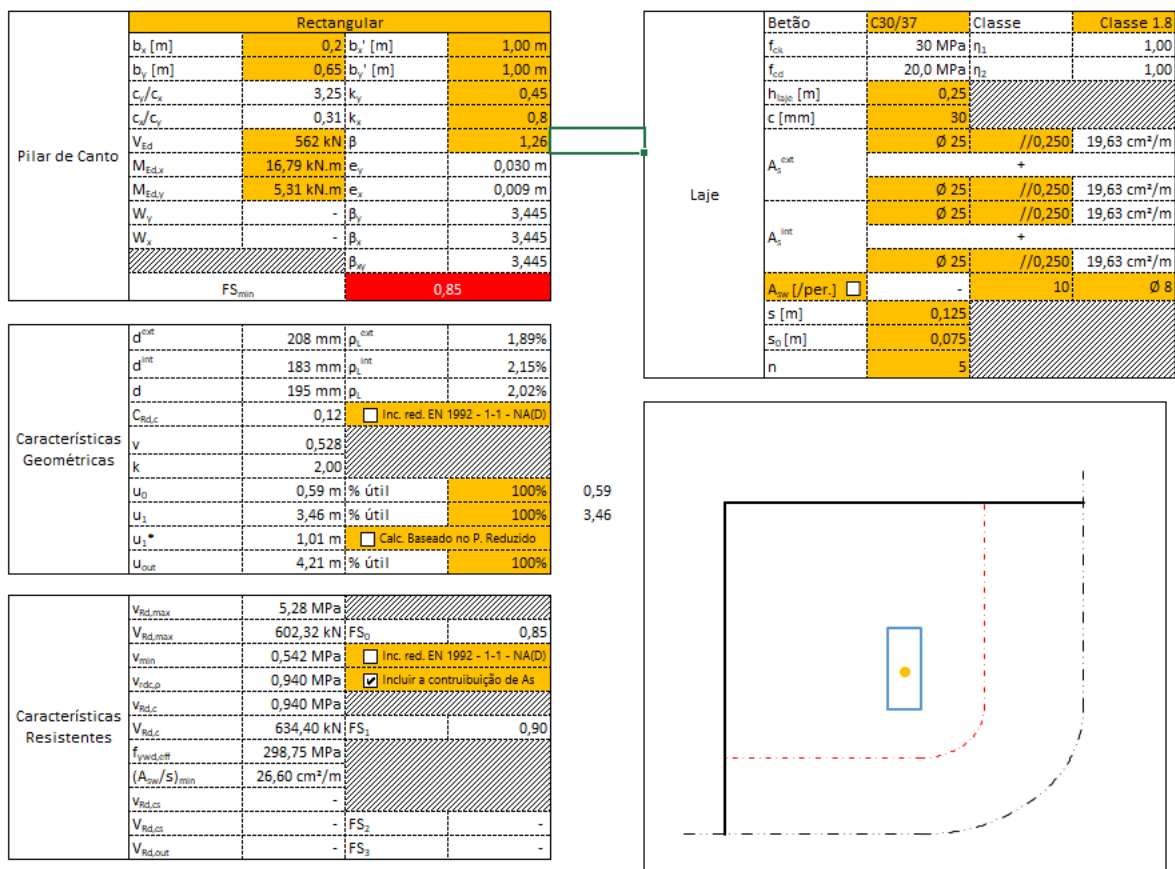


Figura 4.26 - Exemplo de verificação

Caso esta fosse a configuração de um outro pilar de uma outra laje, percebia-se que a segurança não estava verificada, e que teríamos que contabilizar armadura de punçoamento ou então definir uma nova a solução de varões da laje.

Para a segurança ao punçoamento ser verificada, o parâmetro FS_{Min} tem de ser igual ao superior a um. Caso não o seja, podemos decidir se pretendemos usar armadura de punçoamento, e neste caso ativamos

o parâmetro A_{sw} (/per) que corresponde à contabilização de uma possível armadura de punçoamento com as características que se pretender.

Foi garantida a verificação ao punçoamento em toda a estrutura sem ser necessária a utilização de armadura adicional para esse fim.

4.4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

As vigas são elementos estruturais cujo vão é 3 vezes superior a altura total da sua secção, em caso contrário são consideradas como vigas-parede.

Este elemento estrutural tem um papel fundamental no controlo da ação sísmica sob a estrutura, uma vez que é o elemento responsável por sustentar as lajes e transmitir os esforços gerados nestas para os pilares e paredes.

As vigas foram dimensionadas pelos princípios enunciados no *Eurocódigo*, preconizados numa folha de cálculo programada de modo a efetuar as verificações de segurança necessárias.

4.4.1 Armadura Longitudinal

O *Eurocódigo* 8 obriga a que sejam cumpridas as seguintes condições de ductilidade local:

- Nas zonas comprimidas deve ser colocada uma armadura de secção igual ou superior a metade da secção da armadura na zona tracionada:

$$A_{s,comp} \geq 0,5 \times A_{s,tração} \quad (4.43)$$

Onde:

- $A_{s,comp}$ traduz a armadura na zona comprimida;
- $A_{s,tração}$ traduz a armadura na zona tracionada.
- Ao longo do comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura na zona tracionada (ρ), não deve ser inferior a taxa de armadura mínima (ρ_{min}), e se na zona tracionada existir uma laje, as armaduras da laje, paralelas à viga no interior da largura efetiva (b_{eff}), devem ser incluídas em ρ , de modo a cumprir a seguinte condição:

$$\rho \geq \rho_{min} \quad (4.44)$$

$$\rho \geq \frac{A_{s,tração}}{A_c} \quad (4.45)$$

Onde:

- A_c traduz a área da secção transversal do betão.

- A taxa de armadura na zona tracionada não deve exceder a taxa de armadura máxima ($\rho_{\text{máx}}$):

$$p \leq p' + \frac{0.0018}{\mu\phi \times \epsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.46)$$

Onde:

- $\mu\phi$ – Fator de ductilidade em curvatura;
- $\epsilon_{sy,d}$ – Extensão de cedência do aço;
- ρ' – Taxa de armadura na zona comprimida.

Pelo *Eurocódigo 8*, o fator de ductilidade em curvatura calcula-se da seguinte forma:

$$\mu\phi = 2 \times q_0 - 1 \quad \text{se } T1 \geq TC \quad (4.47)$$

$$\mu\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{Tc}{T1} \quad T1 \leq TC \quad (4.48)$$

O momento resistente de uma viga é obtido tendo em consideração um diagrama de tensões no betão retangular e expressa-se através da resolução do seguinte sistema de equações:

$$MRd = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (4.49)$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (4.50)$$

Onde:

- A_s traduz a área de armadura longitudinal de tração;
- d traduz a distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e da fibra mais comprimida da secção;
- x traduz a posição do eixo neutro.

4.4.2 Armadura Transversal

O *Eurocódigo 2* enuncia que a armadura transversal em vigas deve ser limitada e apresenta uma formulação que determina a taxa de armadura mínima e a taxa de armadura que permita a verificação da segurança ao esforço transverso:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.51)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \text{sen}\alpha} \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \text{sen}\alpha \quad (4.52)$$

Onde:

- ρ_w traduz a taxa de armadura de esforço transverso;
- $\rho_{w,min}$ traduz a taxa de armadura mínima de esforço transverso;

- A_{sw} traduz a área de armadura de esforço transversal no comprimento s ;
- s traduz o espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;
- b_w traduz a largura da alma do elemento;
- α traduz o ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal ($\alpha = 90^\circ$).

4.4.3 Disposições Construtivas

O *Eurocódigo 8* refere que para impedir roturas devido à falta de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas (d_{bl}) deve ser limitado da seguinte forma, apenas para o seguinte caso que se aplica à estrutura em questão:

- Nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \quad (4.53)$$

Onde:

- d_{bl} traduz o diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal;
- h_c traduz a largura do pilar medida paralelamente aos varões longitudinais;
- γ_{rd} traduz o coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, igual a 1,0 para a classe de ductilidade média (DCM);
- v_d traduz o esforço normal reduzido no pilar.

Caso não seja possível cumprir a verificação estipulada devido à dimensão h_c do pilar, paralela aos varões é muito reduzida, a norma permite utilizar disposições alternativas para garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas como demonstra a figura seguinte proveniente do *Eurocódigo 8*.

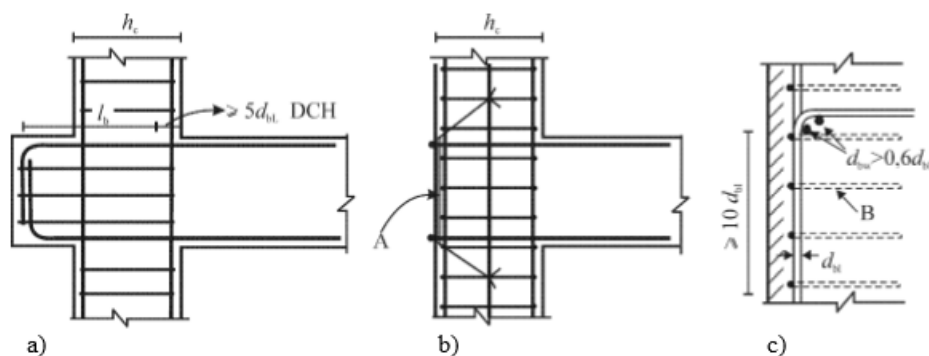


Figura 4.27 - Disposições alternativas de amarração viga-pilar exterior (*Eurocódigo 8*)

Onde:

- a) A viga ou a laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores;

CAPÍTULO 4

- b) Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões;
- c) Poderá adotar-se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um mínimo de 10dbL e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.

O Eurocódigo 8 refere ainda que é necessário haver um confinamento adequado nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias e define as seguintes restrições:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento deve ser igual ou superior a 6 mm;
- O espaçamento, s , das armaduras de confinamento não deverá ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \times d_{bw}; 225; 8 \times d_{bL} \right\} \quad (4.54)$$

Onde:

- d_{bL} traduz o diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em mm);
- d_{bw} traduz o diâmetro dos estribos;
- h_w traduz a altura da viga (em mm).
- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da seção de extremidade da viga, tal como indica a figura que se segue:

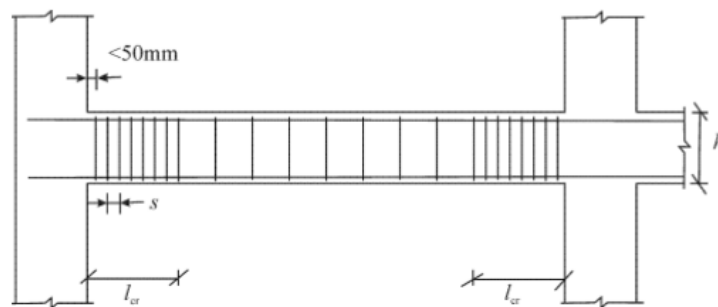


Figura 4.28 - Armaduras Transversais nas zonas críticas das vigas

Onde a extensão da zona crítica considerada a partir de cada extremidade perfaz um valor igual à altura da viga.

O Eurocódigo 2 enuncia que é necessário existir um espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso ($S_{l,max}$) e um espaçamento transversal máximo entre estribos ($S_{t,max}$) traduzidos pelas seguintes expressões:

$$S_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (4.55)$$

$$S_{t,max} = 0,75 \times d \leq 60 \text{ cm} \quad (4.56)$$

Onde d representa a altura útil da viga.

4.4.4 Dimensionamento

O dimensionamento das vigas foi feito por pórticos, tentando uniformizar ao máximo as soluções de varões a utilizar em cada um dos pórticos, de modo a rentabilizar e facilitar a execução das mesmas.

Será apresentado um exemplo de dimensionamento de um pórtico sendo que as restantes soluções de armadura serão apresentadas num quadro resumo no Anexo III.

Primeiramente, selecionou-se o pórtico a estudar e isolou-se o mesmo com o objetivo de obter os esforços, de flexão e de corte, para proceder ao dimensionamento.

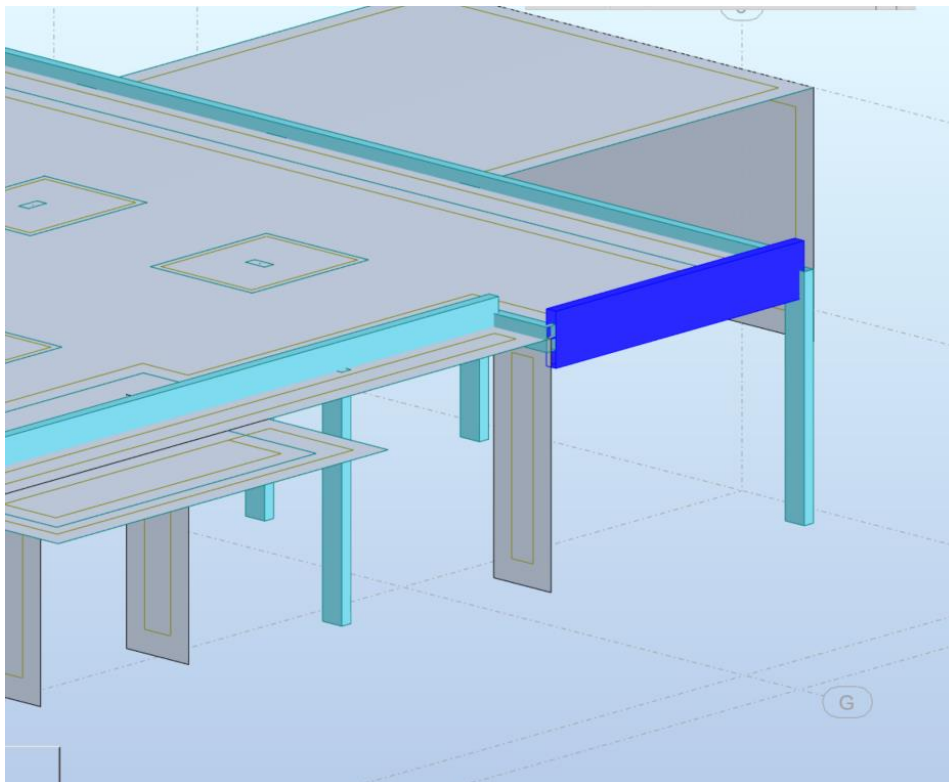


Figura 4.29 - Seleção do pórtico

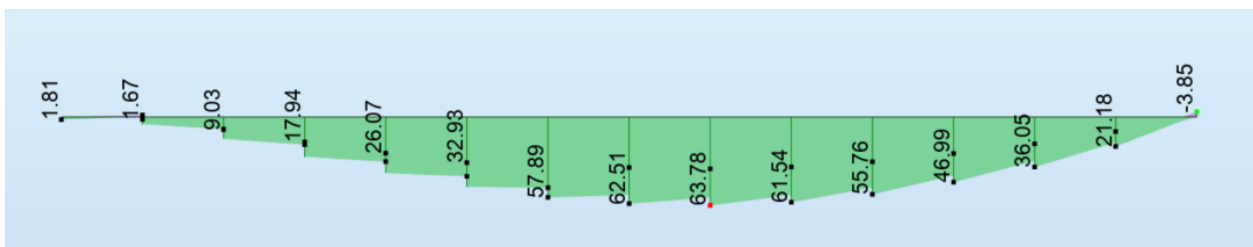


Figura 4.30 - Diagrama de Momento Fletor do Pórtico

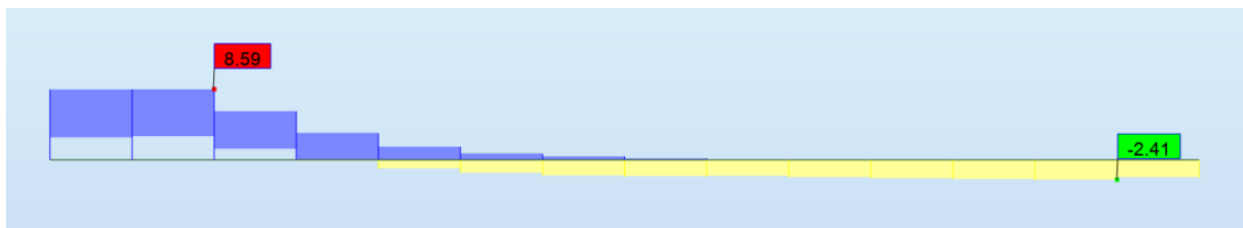


Figura 4.31 - Figura 4 29 - Diagrama de Esforço Transverso do Pórtico

Após obtidos os esforços no pórtico para o dimensionamento, os valores foram introduzidos numa folha de cálculo programada segundo o *Eurocódigo 2* que está preparada para calcular os valores da área de aço necessário e respetivas verificações de segurança impostas.

Piso	Designação	Geometria			Esforços actuantes				Flexão						Corte (EC2)							Solução de Armadura										
		b [m]	h [m]	d [m]	M _{max} + [kNm]	M _{max} - [kNm]	V _{max} [kN]	P _{sup} [kN/m]	A _{emh} [cm ²]	μ+ W+	W+	μ- W-	W-	A _{umá} x+ [cm ²]	A _{ovis} min [cm ² /m]	V _{RDs} min [kN]	V _{RDc} min [kN]	V _{RDc} max [kN]	V _{RDm} [kN]	V _{RDs} - [kN]	A _{ovis} - [cm ² /m]	A _{ovis} sup [cm ² /m]	A _{ovis} inf [cm ² /m]	S _{lim} ax [m]	S _{lim} ax [m]	M _L	M _L	V				
Cobertura	Pórtico 1	0,20	0,50	0,45	17,50	35,13	76,11	0,00	1,35	0,022	0,022	0,92	0,044	0,046	1,89	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	14,80	2,18	0,00	2,18	0,30	0,35	3Ø12	3,39	3Ø12	3,39	Ø6/0,15	3,77

Figura 4.32 - Folha de cálculo de vigas

Na folha de cálculo têm de ser introduzidas as características dos materiais, os esforços provenientes do programa de cálculo e as características geométricas da viga. A folha programada segundo a norma, procede ao cálculo efetuando as respetivas verificações de segurança apresentando a área de armadura necessária, bem como a área de armadura mínima a usar, parâmetro que tem de ter sido em conta, assim como os espaçamentos máximos dos varões. Após a análise dos valores gerados define-se uma solução de armadura que cumpra os requisitos necessários.

A folha anterior encontra-se no documento a título ilustrativo sendo que no Anexo III se encontra a folha completa com todas as verificações respetivos a cada um dos pórticos.

4.5 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Os esforços principais a considerar para o dimensionamento dos pilares são os esforços normais de compressão e momentos fletores. Também é avaliado o esforço transverso, mas apenas após a identificação dos pilares a dimensionar, uma vez que na maior parte dos casos esta verificação é cumprida quando garantidas as disposições construtivas.

No dimensionamento dos pilares tentou-se uniformizar ao máximo as soluções de armaduras obtidas por questões económicas e de produção.

Para o dimensionamento dos pilares seguiram-se os princípios enunciados no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) no que diz respeito ao processo de cálculo, e o *Eurocódigo 2*

no que diz respeito às disposições construtivas, há semelhança do que foi lecionado no 3º Ano da Licenciatura em Engenharia Civil, na Unidade Curricular de Estruturas de Betão Armado.

4.5.1 Expressões de Dimensionamento

Armadura Longitudinal

1. Armaduras Máxima e Mínima

A quantidade de armadura mínima pode ser contabilizada segundo uma percentagem, ρ_{\min} , que conforme o aço utilizado:

No âmbito do projeto em estudo, o aço utilizado é S500, que lhe corresponde um valor de $\rho_{\min}=0,6\%$.

A quantidade de armadura máxima, ρ_{\max} , que inclui também as armaduras das emendas, é dada por $\rho_{\max} = 8 \%$.

Esta percentagem de armadura é dada por:
$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} \times 100 \quad (4.57)$$

Onde:

- A_s corresponde à área de aço;
- b corresponde à dimensão da base do pilar, em planta;
- h corresponde à altura do pilar, em planta.

2. Disposição da armadura, espaçamentos e diâmetros

Número mínimo de varões na secção transversal do pilar:

- 1 varão em cada ângulo da secção

Diâmetro dos Mínimo dos Varões

- $\Phi = 8 \text{ mm}$

Armadura Transversal

1. Diâmetro Mínimo da Armadura Transversal

- 6 mm para cintas, laços ou armaduras helicoidais ou um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais;
- 5 mm para redes eletrosoldadas.

2. Disposição Construtiva

- O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deve exceder $S_{cl,tmax}$ onde:

$$S_{cl,tmax} = \min \{20 \times 12 \times \Phi L_{menor}; b_{min}; 400\text{mm}\} \quad (4.58)$$

Este espaçamento deve ser reduzido por um fator de 0,6.

- Cada um dos varões longitudinais deve ser envolvido por ramos da armadura transversal, formando um ângulo em torno do varão, não superior a 135°;
- Não é necessário cintar varões longitudinais que se encontrem a menos de 15cm de varões cintados.

4.5.2 Dimensionamento

Neste tópico será retratado o processo de dimensionamento de um dos pilares da estrutura.

As restantes soluções dos pilares existentes constam em Anexo III.

O dimensionamento dos pilares teve por base folhas de cálculo que foram programadas para extrair os resultados do programa de cálculo e através de toda a sua formulação tendo por base o capítulo 8 do REBAP, obter uma solução de armadura.

Serão elucidados todos os passos de dimensionamento de seguida:

1º Passo – Seleção do Pilar a Dimensionar

No modelo de cálculo seleccionou-se o pilar a dimensionar e na opção *Tables-Forces* geram-se os esforços para estado limite último (ELU), que no modelo correspondem às combinações 35 a 262.

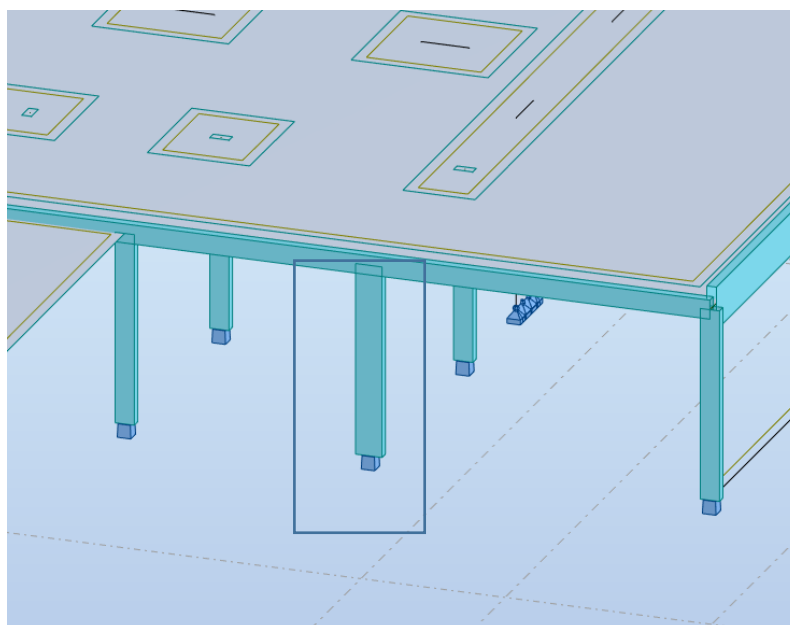


Figura 4.33 - Pilar P43

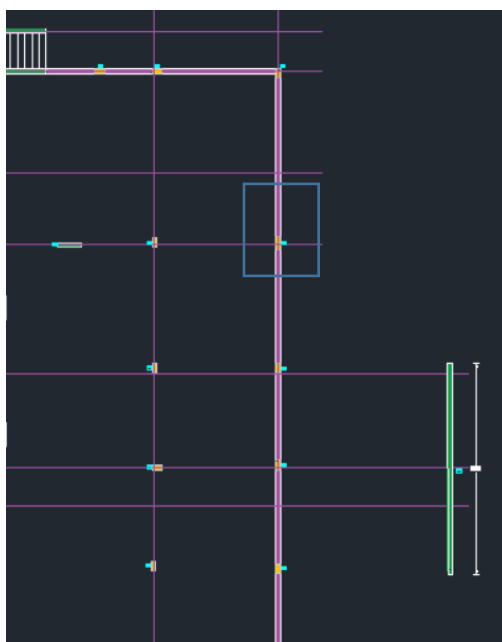


Figura 4.34 - Pilar P43 (em planta)

Isolou-se o pilar em estudo e para as combinações pretendidas, geraram-se os esforços.

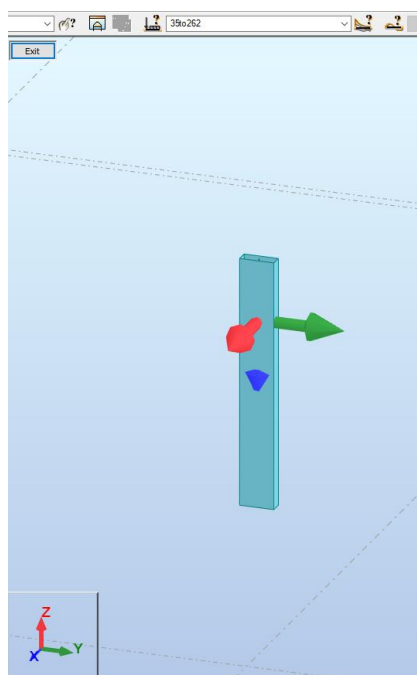


Figura 4.35 - Eixos do Pilar no programa de cálculo

Member/Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
83/ 207/ 35 (C)	285,04	-12,93	2,99	-0,01	-8,02	-33,38
83/ 207/ 36 (C)	211,14	-9,58	2,22	-0,01	-5,94	-24,73
83/ 207/ 37 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,52	-38,17
83/ 207/ 38 (C)	323,73	-14,73	3,57	-0,01	-9,55	-38,14
83/ 207/ 39 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,52	-38,17
83/ 207/ 40 (C)	323,70	-15,02	3,36	0,02	-9,15	-38,67
83/ 207/ 41 (C)	323,41	-14,94	3,56	-0,01	-9,54	-38,47
83/ 207/ 42 (C)	249,83	-11,40	2,77	-0,01	-7,44	-29,52
83/ 207/ 43 (C)	249,83	-11,38	2,79	-0,01	-7,47	-29,48
83/ 207/ 44 (C)	249,83	-11,40	2,77	-0,01	-7,44	-29,52
83/ 207/ 45 (C)	249,80	-11,67	2,59	0,02	-7,07	-30,02
83/ 207/ 46 (C)	249,51	-11,58	2,79	-0,01	-7,46	-29,82
83/ 207/ 47 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,51	-38,17
83/ 207/ 48 (C)	323,73	-14,73	3,57	-0,01	-9,55	-38,13
83/ 207/ 49 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,51	-38,17
83/ 207/ 50 (C)	323,70	-15,02	3,36	0,02	-9,15	-38,67
83/ 207/ 51 (C)	323,41	-14,93	3,56	-0,01	-9,54	-38,47
83/ 207/ 52 (C)	249,83	-11,39	2,77	-0,01	-7,43	-29,51
83/ 207/ 53 (C)	249,83	-11,38	2,79	-0,01	-7,47	-29,48
83/ 207/ 54 (C)	249,83	-11,39	2,77	-0,01	-7,43	-29,51
83/ 207/ 55 (C)	249,80	-11,67	2,59	0,02	-7,07	-30,01
83/ 207/ 56 (C)	249,51	-11,58	2,79	-0,01	-7,46	-29,82
83/ 207/ 57 (C)	285,00	-13,54	2,61	0,07	-7,28	-34,49
83/ 207/ 58 (C)	285,01	-13,38	2,71	0,05	-7,47	-34,20
83/ 207/ 59 (C)	211,10	-10,18	1,84	0,07	-5,20	-25,83
83/ 207/ 60 (C)	211,11	-10,03	1,94	0,05	-5,39	-25,55
83/ 207/ 61 (C)	323,68	-15,35	3,17	0,07	-8,77	-39,28
83/ 207/ 62 (C)	323,68	-15,33	3,19	0,06	-8,81	-39,24
83/ 207/ 63 (C)	323,68	-15,35	3,17	0,07	-8,77	-39,28
83/ 207/ 64 (C)	323,66	-15,63	2,98	0,10	-8,40	-39,78
83/ 207/ 65 (C)	323,37	-15,54	3,19	0,06	-8,80	-39,58
83/ 207/ 66 (C)	323,69	-15,20	3,27	0,05	-8,97	-38,99
83/ 207/ 67 (C)	323,69	-15,18	3,29	0,05	-9,00	-38,96
83/ 207/ 68 (C)	323,69	-15,20	3,27	0,05	-8,97	-38,99
83/ 207/ 69 (C)	323,67	-15,47	3,08	0,08	-8,60	-39,49
83/ 207/ 70 (C)	323,38	-15,38	3,28	0,04	-8,99	-39,29
83/ 207/ 71 (C)	249,78	-12,00	2,40	0,07	-6,69	-30,62
83/ 207/ 72 (C)	249,78	-11,98	2,41	0,07	-6,73	-30,59
83/ 207/ 73 (C)	249,78	-12,00	2,40	0,07	-6,69	-30,62
83/ 207/ 74 (C)	249,76	-12,27	2,21	0,10	-6,32	-31,12
83/ 207/ 75 (C)	249,46	-12,19	2,41	0,06	-6,72	-30,93
83/ 207/ 76 (C)	249,79	-11,84	2,49	0,05	-6,88	-30,34
83/ 207/ 77 (C)	249,79	-11,83	2,51	0,05	-6,82	-30,30
83/ 207/ 78 (C)	249,79	-11,84	2,49	0,05	-6,88	-30,34
83/ 207/ 79 (C)	249,77	-12,12	2,31	0,08	-6,52	-30,84
83/ 207/ 80 (C)	249,48	-12,03	2,51	0,05	-6,91	-30,64
83/ 207/ 81 (C)	323,68	-15,35	3,17	0,07	-8,77	-39,28
83/ 207/ 82 (C)	323,68	-15,33	3,19	0,06	-8,80	-39,24
83/ 207/ 83 (C)	323,68	-15,35	3,17	0,07	-8,77	-39,28
83/ 207/ 84 (C)	323,66	-15,62	2,98	0,10	-8,40	-39,77

Figura 4.36 - Esforços Para ELU (Combinação 35 a 262)

2º Passo – Dimensionamento do Pilar

Betão	C30/37 (B35)
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	17,0 MPa
E_{cm}	31,9 GPa

Aço	A500
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
σ_s	200 GPa

Excentricidade adicional equivalente a outros efeitos.		
$e_{z,eq}$ [mm]	0,0	
$e_{y,eq}$ [mm]	0,0	

Secção do Pilar	
Secção	Rectangular
recobr.	0,041 m
b	0,25 m
h	0,25 m

nº de varões por face (MGE)	2	paralela a b
	3	paralela a h

nº da c. q. p.	99
τ_f	1,00

direcção ZZ	
Nós Fixos	<input checked="" type="checkbox"/>
L_z	2,64 m
Coef. Enc. (α)	1,00

direcção YY	
Nós Fixos	<input checked="" type="checkbox"/>
L_y	2,64 m
Coef. Enc. (α)	1,00

Inercia [m ⁴]	0,0003
Área [m ²]	0,0625
i [cm]	0,0722
λ	36,5809

Inercia [m ⁴]		0,0003
Área [m ²]		0,0625
i [cm]		0,0722
λ		36,5809

Valores de Referência (comprimentos de encunadura)	Nós Fixos	$\alpha=1.0$
		$\alpha=0.5$
		$\alpha=0.7$
		$1.0 > \alpha > 0.7$
	Nós Móveis	$\alpha=1.0$
		$\alpha=2.0$
	$\alpha > 2.0$	

Figura 4.37 - Introdução dos dados do pilar a dimensionar na folha de cálculo.

Introduziram-se os dados do pilar na folha de cálculo. É necessário avaliar os eixos locais do pilar para que se possam introduzir as dimensões nas células corretas tendo em conta a convenção de sinais adotada pela folha de cálculo. É necessário escolher a opção de “nós fixos” (“consideram-se como estruturas de

nós fixos aquelas cujos nós, sob efeito dos valores de cálculo das ações, sofrem deslocamentos horizontais de valor desprezável; em caso contrário, as estruturas são consideradas de nós móveis” (REBAP)) bem como a altura do pilar tendo conta o coeficiente de encurvadura em ambas as direções.

Para verificar a premissa da estrutura ser de nós fixos recorreram-se às seguintes expressões enunciadas pelo REBAP:

$$h_{tot} \times \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta \tag{4.59}$$

Onde:

- $\eta = \begin{cases} 0.2 + 0.1 \times 4 \text{ se } n^{\circ} \text{ pisos} < 4 \\ 0.6 \text{ se } n^{\circ} \text{ pisos} \geq 4 \end{cases}$ (4.60)
- h_{tot} a altura total da estrutura acima do nível das fundações
- $\sum EI$ é o somatório dos fatores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direção considerada; caso a rigidez destes elementos não seja constante em altura, deve ser considerada uma rigidez equivalente; $\sum N$ é o somatório dos esforços normais ao nível da fundação, não multiplicados pelos coeficientes relativos à combinação de ações considerada.

Predefine-se o diâmetro dos varões que se pretende que o pilar tenha bem como o número de varões pretendidos paralelos a cada uma das faces.

O REBAP, no dimensionamento dos pilares tem em conta uma parcela das combinações quase permanentes devido ao efeito da excentricidade de fluência, que se destina a considerar o acréscimo de deformação dos pilares devido aos efeitos de fluência e que deve ser quantificada em face dos esforços atuantes e das propriedades do betão. Por esse motivo, é necessário indicar qual a combinação do modelo de cálculo correspondente a essa mesma combinação.

Resultados do Robot - esforços em barras						
Barra/Nó/Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
83/ 207/ 35 (C)	285,04	-12,93	2,99	-0,01	-8,02	-33,38
83/ 207/ 36 (C)	211,14	-9,58	2,22	-0,01	-5,94	-24,73
83/ 207/ 37 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,52	-38,17
83/ 207/ 38 (C)	323,73	-14,73	3,57	-0,01	-9,55	-38,14
83/ 207/ 39 (C)	323,73	-14,75	3,55	-0,01	-9,52	-38,17
83/ 207/ 40 (C)	323,7	-15,02	3,36	0,02	-9,15	-38,67
83/ 207/ 41 (C)	323,41	-14,94	3,56	-0,01	-9,54	-38,47
83/ 207/ 42 (C)	249,83	-11,4	2,77	-0,01	-7,44	-29,52
83/ 207/ 43 (C)	249,83	-11,38	2,79	-0,01	-7,47	-29,48
83/ 207/ 44 (C)	249,83	-11,4	2,77	-0,01	-7,44	-29,52
83/ 207/ 45 (C)	249,8	-11,67	2,59	0,02	-7,07	-30,02

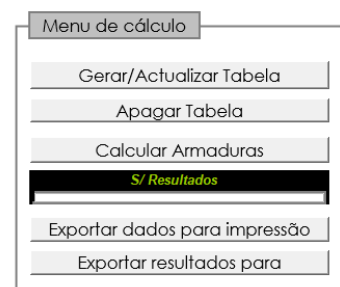


Figura 4.38 - Introdução dos Esforços no Pilar na folha de cálculo

Introduz-se na folha de cálculo os resultados dos esforços obtidos no pilar e ao clicar na macro “calcular armaduras” a folha inicia o cálculo.

De seguida, após a introdução de todos os parâmetros, a folha de cálculo gera um gráfico com a quantidade de armadura necessária (cm^2). Este gráfico é importante porque caso se estejam a analisar vários pilares em simultâneo consegue-se interpretar facilmente as quantidades de aço para os mesmos e decidir, por exemplo, uma solução de armadura comum para os pilares analisados.

A folha de cálculo já tem em conta as restrições imposta pelo *REBAP* no que diz respeito à armadura mínima, que no caso dos pilares, a norma refere que a área de aço dever ser igual ou superior a 0,6 % da área da secção em questão.

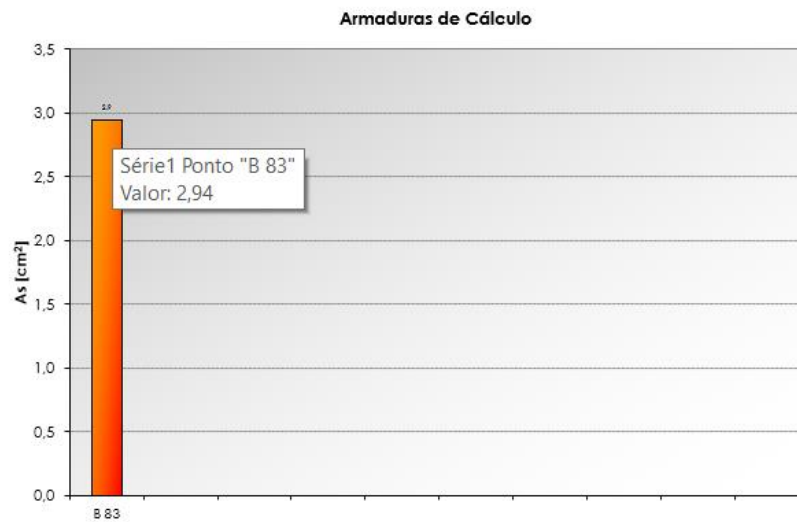


Figura 4.39 - Área de aço necessária para a verificação de segurança do pilar

A folha de cálculo gera ainda outras informações importantes para analisar a validade da solução de armaduras do pilar. Neste caso, pela figura seguinte, tiramos informações como o número de varões longitudinais do pilar ($n=6$), o diâmetro desses mesmos varões (\varnothing), a área de aço desses mesmos varões com o seu respetivo diâmetro ($A_s=6,8 \text{ cm}^2$) e por fim a quantidade de armadura necessária para a verificação da segurança do pilar, que neste caso correspondia à armadura mínima ($\rho=0,6\%$).

n	6
\varnothing	$\varnothing 12$
A_s	6,8
ρ	0,6%

Figura 4.40 - Informações para análise da solução de armaduras

No que diz respeito às armaduras de esforço transversal (cintas), influenciam sobretudo as disposições construtivas e por isso, cumprindo o disposto no REBAP e enunciado no presente capítulo, a solução de cintas foi de $\varnothing 6//200 \text{ mm}$ para todos os pilares da estrutura.

A folha de cálculo também nos possibilita ver qual a combinação que gerou a maior quantidade de aço para a verificação de segurança necessária. Neste caso, a quantidade de aço necessária correspondia a 0,27%. Como o mínimo estipulado pelo REBAP é de 0,6%, assumiu-se, como já referido, a armadura mínima.

As soluções obtidas para os pilares constam no Anexo III.

Barra/Comb	excentricidades [mm]						NSd [kN]	MSdy [kN.m]	MSdz [kN.m]	Armaduras		
	e _{a,y}	e _{2,y}	e _{min,y}	e _{a,z}	e _{2,z}	e _{min,z}				A _{s,calc} [cm ²]	A _{s,min} [cm ²]	ρ %
B 83/C35	20,0	30,6	21,9	20,0	11,1	1,1	299,61	12,56	33,38	2,20	0,00	0,20%
B 83/C36	20,0	30,6	15,1	20,0	11,1	0,8	221,94	9,31	24,73	2,20	0,00	0,20%
B 83/C37	20,0	30,6	25,9	20,0	11,1	1,3	338,30	14,37	38,17	2,62	0,00	0,24%
B 83/C38	20,0	30,6	25,8	20,0	11,1	1,3	338,30	14,38	38,14	2,61	0,00	0,24%
B 83/C39	20,0	30,6	25,9	20,0	11,1	1,3	338,30	14,37	38,17	2,62	0,00	0,24%
B 83/C40	20,0	30,6	26,1	20,0	11,1	1,3	338,28	14,30	38,67	2,72	0,00	0,25%
B 83/C41	20,0	30,6	26,0	20,0	11,1	1,3	337,98	14,36	38,47	2,69	0,00	0,24%
B 83/C42	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,11	29,52	2,20	0,00	0,20%
B 83/C43	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,12	29,48	2,20	0,00	0,20%
B 83/C44	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,11	29,52	2,20	0,00	0,20%
B 83/C45	20,0	30,6	18,8	20,0	11,1	1,0	260,60	11,04	30,02	2,20	0,00	0,20%
B 83/C46	20,0	30,6	18,7	20,0	11,1	1,0	260,30	11,10	29,82	2,20	0,00	0,20%
B 83/C47	20,0	30,6	25,9	20,0	11,1	1,3	338,30	14,37	38,17	2,62	0,00	0,24%
B 83/C48	20,0	30,6	25,8	20,0	11,1	1,3	338,30	14,38	38,13	2,61	0,00	0,24%
B 83/C49	20,0	30,6	25,9	20,0	11,1	1,3	338,30	14,37	38,17	2,62	0,00	0,24%
B 83/C50	20,0	30,6	26,1	20,0	11,1	1,3	338,27	14,30	38,67	2,72	0,00	0,25%
B 83/C51	20,0	30,6	26,0	20,0	11,1	1,3	337,98	14,36	38,47	2,69	0,00	0,24%
B 83/C52	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,11	29,51	2,20	0,00	0,20%
B 83/C53	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,12	29,48	2,20	0,00	0,20%
B 83/C54	20,0	30,6	18,5	20,0	11,1	1,0	260,62	11,11	29,51	2,20	0,00	0,20%
B 83/C55	20,0	30,6	18,8	20,0	11,1	1,0	260,60	11,04	30,01	2,20	0,00	0,20%
B 83/C56	20,0	30,6	18,7	20,0	11,1	1,0	260,30	11,10	29,82	2,20	0,00	0,20%
B 83/C57	20,0	30,6	22,4	20,0	11,1	1,1	299,57	12,43	34,49	2,34	0,00	0,21%
B 83/C58	20,0	30,6	22,2	20,0	11,1	1,1	299,58	12,46	34,20	2,23	0,00	0,20%
B 83/C59	20,0	30,6	15,5	20,0	11,1	0,8	221,89	9,17	25,83	2,20	0,00	0,20%
B 83/C60	20,0	30,6	15,4	20,0	11,1	0,8	221,90	9,20	25,55	2,20	0,00	0,20%
B 83/C61	20,0	30,6	26,4	20,0	11,1	1,2	338,25	14,23	39,28	2,84	0,00	0,26%
B 83/C62	20,0	30,6	26,4	20,0	11,1	1,3	338,25	14,24	39,24	2,83	0,00	0,26%
B 83/C63	20,0	30,6	26,4	20,0	11,1	1,2	338,25	14,23	39,28	2,84	0,00	0,26%
B 83/C64	20,0	30,6	26,6	20,0	11,1	1,2	338,23	14,16	39,78	2,94	0,00	0,27%
B 83/C65	20,0	30,6	26,5	20,0	11,1	1,2	337,94	14,23	39,58	2,91	0,00	0,26%

Figura 4.41 - Combinação que gerou maiores esforços de dimensionamento

The screenshot displays a comprehensive structural design interface. On the left, material properties for concrete (C30/37) and steel (A500) are listed. The central area shows the column section (rectangular, 0.25m x 0.55m) with reinforcement details (12 bars, 2 parallel to b, 3 parallel to h). Design parameters include axial load (NSd) and bending moments (MSdy, MSdz). The right side features a reinforcement design panel with calculated steel area (As,calc) and minimum steel area (As,min), both set to 0.00 cm², resulting in a 0% reinforcement ratio. A table at the bottom shows the results for various load combinations, with the maximum steel area of 32.2 cm² occurring in combination 83/207/43(C). A 'Menu de edição' (edit menu) and a 'AVISO' (warning) are also visible.

Figura 4.42 - Visão geral da folha de cálculo de Dimensionamento de Pilares

4.6 DIMENSIONAMENTO DE PAREDES

4.6.1 Paredes Resistentes

As paredes resistentes, à semelhança dos pilares, foram dimensionadas pelo REBAP. Para a norma, paredes resistentes são “*elementos laminares sujeitos a esforços de compressão, associados ou não a flexão, cuja largura exceda 5 vezes a espessura*”.

Espessura Mínima

- A espessura deve ser maior ou igual a 10 cm;
- A esbelteza deve ser menor ou igual que 120.

Armadura Vertical

No caso do projeto (S500), a secção total da armadura vertical tem de ser maior ou igual a 0,3% da área da secção.

Armadura Horizontal

- As armaduras horizontais devem ser dispostas junto a ambas as faces, exteriormente à armadura vertical;
- sendo b a espessura da parede, a secção desta armadura em cada face e numa altura a não deve ser inferior a $0,005 b a$ (S500);

O espaçamento tem de ser no máximo de 40 cm.

4.6.1.1 Dimensionamento de Paredes Resistentes

No cálculo das paredes resistentes seguiu-se o princípio de dimensionamento dos pilares. Todo o processo de dimensionamento é igual ao já enunciado no tópico do dimensionamento dos pilares, há exceção de um passo inicial que passou pela criação de uma folha de cálculo que convertesse a tabela de esforços da parede gerada pelo programa de cálculo para uma tabela com o formato dos pilares.

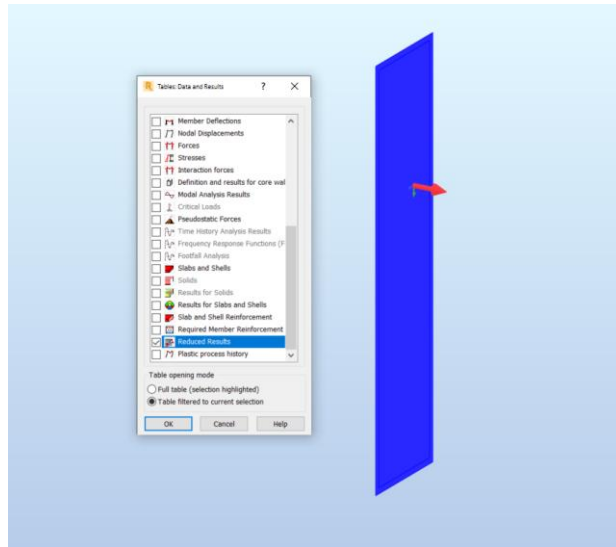


Figura 4.43 - Seleção da Parede a dimensionar

É necessário, na obtenção dos esforços, selecionar a opção *Reduced Results* com o objetivo de os esforços apresentados serem concentrados nas extremidades da parede (aresta superior e inferior).

Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	sRo (MPa)	sRe (MPa)	tR (MPa)	TRz (kN)	MRy (kNm)
90/ 22080.22081/ 35 (d)	-711.64	0.56	-8.70	-3.57	-3.54	-0.05	0.88	0.00
90/ 22080.22081/ 36 (d)	-527.14	0.41	-6.44	-2.65	-2.62	-0.04	0.66	0.00
90/ 22080.22081/ 37 (d)	-833.52	-1.88	-11.56	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0.00
90/ 22080.22081/ 38 (d)	-833.52	-1.42	-11.35	-4.13	-4.21	-0.06	1.07	0.00
90/ 22080.22081/ 39 (d)	-833.52	-1.88	-11.56	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0.00
90/ 22080.22081/ 40 (d)	-832.56	-9.33	-15.00	-3.88	-4.44	-0.08	0.91	0.00
90/ 22080.22081/ 41 (d)	-834.05	1.87	-9.82	-4.23	-4.11	-0.05	1.07	0.00
90/ 22080.22081/ 42 (d)	-649.02	-2.02	-9.30	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 43 (d)	-649.03	-1.56	-9.10	-3.20	-3.29	-0.05	0.84	0.00
90/ 22080.22081/ 44 (d)	-649.02	-2.02	-9.30	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 45 (d)	-648.07	-9.47	-12.74	-2.96	-3.52	-0.07	0.68	0.00
90/ 22080.22081/ 46 (d)	-649.55	1.73	-7.57	-3.30	-3.20	-0.04	0.84	0.00
90/ 22080.22081/ 47 (d)	-833.52	-1.90	-11.57	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0.00
90/ 22080.22081/ 48 (d)	-833.52	-1.44	-11.36	-4.12	-4.21	-0.06	1.07	0.00
90/ 22080.22081/ 49 (d)	-833.52	-1.90	-11.57	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0.00
90/ 22080.22081/ 50 (d)	-832.56	-9.35	-15.01	-3.88	-4.44	-0.08	0.91	0.00
90/ 22080.22081/ 51 (d)	-834.05	1.85	-9.83	-4.23	-4.11	-0.05	1.07	0.00
90/ 22080.22081/ 52 (d)	-649.02	-2.04	-9.31	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 53 (d)	-649.03	-1.59	-9.11	-3.20	-3.29	-0.05	0.84	0.00
90/ 22080.22081/ 54 (d)	-649.02	-2.04	-9.31	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 55 (d)	-648.06	-9.50	-12.75	-2.96	-3.53	-0.07	0.68	0.00
90/ 22080.22081/ 56 (d)	-649.55	1.71	-7.58	-3.30	-3.20	-0.04	0.84	0.00
90/ 22080.22081/ 57 (d)	-708.92	-18.80	-17.60	-2.98	-4.11	-0.10	0.56	0.00
90/ 22080.22081/ 58 (d)	-709.63	-13.78	-15.29	-3.13	-3.96	-0.08	0.64	0.00
90/ 22080.22081/ 59 (d)	-524.43	-18.94	-15.35	-2.05	-3.19	-0.09	0.33	0.00
90/ 22080.22081/ 60 (d)	-525.13	-13.92	-13.04	-2.21	-3.04	-0.07	0.41	0.00
90/ 22080.22081/ 61 (d)	-830.81	-21.23	-20.46	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0.00
90/ 22080.22081/ 62 (d)	-830.81	-20.77	-20.26	-3.53	-4.78	-0.11	0.74	0.00
90/ 22080.22081/ 63 (d)	-830.81	-21.23	-20.46	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0.00
90/ 22080.22081/ 64 (d)	-829.85	-28.68	-23.90	-3.29	-5.01	-0.13	0.59	0.00
90/ 22080.22081/ 65 (d)	-831.34	-17.48	-18.73	-3.63	-4.68	-0.10	0.75	0.00
90/ 22080.22081/ 66 (d)	-831.51	-16.21	-18.15	-3.67	-4.64	-0.10	0.81	0.00
90/ 22080.22081/ 67 (d)	-831.52	-15.76	-17.95	-3.68	-4.63	-0.10	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 68 (d)	-831.51	-16.21	-18.15	-3.67	-4.64	-0.10	0.81	0.00
90/ 22080.22081/ 69 (d)	-830.56	-23.67	-21.59	-3.44	-4.86	-0.12	0.67	0.00
90/ 22080.22081/ 70 (d)	-832.04	-12.46	-16.42	-3.79	-4.53	-0.09	0.83	0.00
90/ 22080.22081/ 71 (d)	-646.31	-21.38	-18.21	-2.59	-3.87	-0.10	0.50	0.00
90/ 22080.22081/ 72 (d)	-646.32	-20.92	-18.00	-2.60	-3.86	-0.10	0.51	0.00
90/ 22080.22081/ 73 (d)	-646.31	-21.38	-18.21	-2.59	-3.87	-0.10	0.50	0.00
90/ 22080.22081/ 74 (d)	-645.35	-28.83	-21.65	-2.36	-4.09	-0.12	0.36	0.00
90/ 22080.22081/ 75 (d)	-646.84	-17.63	-16.47	-2.71	-3.76	-0.09	0.52	0.00
90/ 22080.22081/ 76 (d)	-647.01	-16.36	-15.90	-2.74	-3.73	-0.09	0.58	0.00
90/ 22080.22081/ 77 (d)	-647.02	-15.90	-15.69	-2.76	-3.71	-0.09	0.60	0.00
90/ 22080.22081/ 78 (d)	-647.01	-16.36	-15.90	-2.74	-3.73	-0.09	0.58	0.00
90/ 22080.22081/ 79 (d)	-646.06	-23.81	-19.34	-2.52	-3.94	-0.11	0.44	0.00
90/ 22080.22081/ 80 (d)	-647.54	-12.61	-14.16	-2.86	-3.62	-0.08	0.60	0.00
90/ 22080.22081/ 81 (d)	-830.80	-21.25	-20.47	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0.00
90/ 22080.22081/ 82 (d)	-830.81	-20.80	-20.27	-3.53	-4.78	-0.11	0.74	0.00
90/ 22080.22081/ 83 (d)	-830.80	-21.25	-20.47	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0.00
90/ 22080.22081/ 84 (d)	-829.85	-28.71	-23.91	-3.29	-5.01	-0.13	0.58	0.00
90/ 22080.22081/ 85 (d)	-831.34	-17.50	-18.74	-3.63	-4.68	-0.10	0.75	0.00
90/ 22080.22081/ 86 (d)	-831.51	-16.24	-18.16	-3.67	-4.64	-0.10	0.81	0.00
90/ 22080.22081/ 87 (d)	-831.52	-15.78	-17.96	-3.68	-4.63	-0.10	0.82	0.00
90/ 22080.22081/ 88 (d)	-831.51	-16.24	-18.16	-3.67	-4.64	-0.10	0.81	0.00

Figura 4.44 - *Reduced Results* da Parede

CAPÍTULO 4

Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	sRo (MPa)	sRe (MPa)	tR (MPa)	TRz (kN)	MRy (kNm)	Cut length (m)	Panel height (m)	Thickness (cm)	Panel/Cut/Case	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
90/22080-22081/35 (C)	-711.64	0.56	-8.7	-3.57	-3.54	-0.05	0.88	0	1.55	1	20	90/1/35 (C)	711.64	0	0	0	0.56	0
90/22080-22081/36 (C)	-527.14	0.41	-6.44	-2.85	-2.82	-0.04	0.69	0	1.55	1	20	90/1/36 (C)	527.14	0	0	0	0.41	0
90/22080-22081/37 (C)	-833.52	-1.88	-11.56	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0	1.55	1	20	90/1/37 (C)	833.52	0	0	0	-1.88	0
90/22080-22081/38 (C)	-833.53	-1.42	-11.35	-4.13	-4.21	-0.06	1.07	0	1.55	1	20	90/1/38 (C)	833.53	0	0	0	-1.42	0
90/22080-22081/39 (C)	-833.52	-1.88	-11.56	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0	1.55	1	20	90/1/39 (C)	833.52	0	0	0	-1.88	0
90/22080-22081/40 (C)	-832.56	-9.33	-15	-3.88	-4.44	-0.08	0.91	0	1.55	1	20	90/1/40 (C)	832.56	0	0	0	-9.33	0
90/22080-22081/41 (C)	-834.05	1.87	-9.82	-4.23	-4.11	-0.05	1.07	0	1.55	1	20	90/1/41 (C)	834.05	0	0	0	1.87	0
90/22080-22081/42 (C)	-649.02	-2.02	-9.3	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0	1.55	1	20	90/1/42 (C)	649.02	0	0	0	-2.02	0
90/22080-22081/43 (C)	-649.03	-1.56	-9.1	-3.2	-3.29	-0.05	0.84	0	1.55	1	20	90/1/43 (C)	649.03	0	0	0	-1.56	0
90/22080-22081/44 (C)	-649.02	-2.02	-9.3	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0	1.55	1	20	90/1/44 (C)	649.02	0	0	0	-2.02	0
90/22080-22081/45 (C)	-648.07	-9.47	-12.74	-2.96	-3.52	-0.07	0.68	0	1.55	1	20	90/1/45 (C)	648.07	0	0	0	-9.47	0
90/22080-22081/46 (C)	-649.55	1.73	-7.57	-3.3	-3.2	-0.04	0.84	0	1.55	1	20	90/1/46 (C)	649.55	0	0	0	1.73	0
90/22080-22081/47 (C)	-833.52	-1.9	-11.57	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0	1.55	1	20	90/1/47 (C)	833.52	0	0	0	-1.9	0
90/22080-22081/48 (C)	-833.52	-1.44	-11.36	-4.12	-4.21	-0.06	1.07	0	1.55	1	20	90/1/48 (C)	833.52	0	0	0	-1.44	0
90/22080-22081/49 (C)	-833.52	-1.9	-11.57	-4.11	-4.22	-0.06	1.05	0	1.55	1	20	90/1/49 (C)	833.52	0	0	0	-1.9	0
90/22080-22081/50 (C)	-832.56	-9.35	-15.01	-3.88	-4.44	-0.08	0.91	0	1.55	1	20	90/1/50 (C)	832.56	0	0	0	-9.35	0
90/22080-22081/51 (C)	-834.05	1.85	-9.83	-4.23	-4.11	-0.05	1.07	0	1.55	1	20	90/1/51 (C)	834.05	0	0	0	1.85	0
90/22080-22081/52 (C)	-649.02	-2.04	-9.31	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0	1.55	1	20	90/1/52 (C)	649.02	0	0	0	-2.04	0
90/22080-22081/53 (C)	-649.03	-1.59	-9.11	-3.2	-3.29	-0.05	0.84	0	1.55	1	20	90/1/53 (C)	649.03	0	0	0	-1.59	0
90/22080-22081/54 (C)	-649.02	-2.04	-9.31	-3.18	-3.31	-0.05	0.83	0	1.55	1	20	90/1/54 (C)	649.02	0	0	0	-2.04	0
90/22080-22081/55 (C)	-648.06	-9.5	-12.75	-2.96	-3.53	-0.07	0.68	0	1.55	1	20	90/1/55 (C)	648.06	0	0	0	-9.5	0
90/22080-22081/56 (C)	-649.55	1.71	-7.58	-3.3	-3.2	-0.04	0.84	0	1.55	1	20	90/1/56 (C)	649.55	0	0	0	1.71	0
90/22080-22081/57 (C)	-708.92	-18.8	-17.6	-2.98	-4.11	-0.1	0.56	0	1.55	1	20	90/1/57 (C)	708.92	0	0	0	-18.8	0
90/22080-22081/58 (C)	-709.63	-13.78	-15.29	-3.13	-3.96	-0.08	0.64	0	1.55	1	20	90/1/58 (C)	709.63	0	0	0	-13.78	0
90/22080-22081/59 (C)	-524.43	-18.94	-15.35	-2.05	-3.19	-0.09	0.33	0	1.55	1	20	90/1/59 (C)	524.43	0	0	0	-18.94	0
90/22080-22081/60 (C)	-525.13	-13.92	-13.04	-2.21	-3.04	-0.07	0.41	0	1.55	1	20	90/1/60 (C)	525.13	0	0	0	-13.92	0
90/22080-22081/61 (C)	-830.81	-21.23	-20.46	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0	1.55	1	20	90/1/61 (C)	830.81	0	0	0	-21.23	0
90/22080-22081/62 (C)	-830.81	-20.77	-20.26	-3.53	-4.78	-0.11	0.74	0	1.55	1	20	90/1/62 (C)	830.81	0	0	0	-20.77	0
90/22080-22081/63 (C)	-830.81	-21.23	-20.46	-3.52	-4.79	-0.11	0.73	0	1.55	1	20	90/1/63 (C)	830.81	0	0	0	-21.23	0
90/22080-22081/64 (C)	-829.85	-28.68	-23.9	-3.29	-5.01	-0.13	0.59	0	1.55	1	20	90/1/64 (C)	829.85	0	0	0	-28.68	0
90/22080-22081/65 (C)	-831.34	-17.48	-18.73	-3.83	-4.98	-0.1	0.75	0	1.55	1	20	90/1/65 (C)	831.34	0	0	0	-17.48	0
90/22080-22081/66 (C)	-831.51	-16.21	-18.15	-3.67	-4.64	-0.1	0.81	0	1.55	1	20	90/1/66 (C)	831.51	0	0	0	-16.21	0
90/22080-22081/67 (C)	-831.52	-16.76	-17.95	-3.68	-4.63	-0.1	0.83	0	1.55	1	20	90/1/67 (C)	831.52	0	0	0	-16.76	0
90/22080-22081/68 (C)	-831.51	-16.21	-18.15	-3.67	-4.64	-0.1	0.81	0	1.55	1	20	90/1/68 (C)	831.51	0	0	0	-16.21	0
90/22080-22081/69 (C)	-830.56	-23.67	-21.59	-3.44	-4.86	-0.12	0.67	0	1.55	1	20	90/1/69 (C)	830.56	0	0	0	-23.67	0
90/22080-22081/70 (C)	-832.04	-12.46	-16.42	-3.79	-4.53	-0.09	0.83	0	1.55	1	20	90/1/70 (C)	832.04	0	0	0	-12.46	0
90/22080-22081/71 (C)	-646.31	-21.38	-18.21	-2.59	-3.87	-0.1	0.5	0	1.55	1	20	90/1/71 (C)	646.31	0	0	0	-21.38	0
90/22080-22081/72 (C)	-646.32	-20.92	-18	-2.6	-3.86	-0.1	0.51	0	1.55	1	20	90/1/72 (C)	646.32	0	0	0	-20.92	0
90/22080-22081/73 (C)	-646.31	-21.38	-18.21	-2.59	-3.87	-0.1	0.5	0	1.55	1	20	90/1/73 (C)	646.31	0	0	0	-21.38	0
90/22080-22081/74 (C)	-645.35	-28.83	-21.65	-2.36	-4.09	-0.12	0.36	0	1.55	1	20	90/1/74 (C)	645.35	0	0	0	-28.83	0
90/22080-22081/75 (C)	-646.84	-17.63	-16.47	-2.71	-3.76	-0.09	0.52	0	1.55	1	20	90/1/75 (C)	646.84	0	0	0	-17.63	0
90/22080-22081/76 (C)	-647.01	-16.36	-15.9	-2.74	-3.73	-0.09	0.58	0	1.55	1	20	90/1/76 (C)	647.01	0	0	0	-16.36	0
90/22080-22081/77 (C)	-647.02	-16.4	-15.88	-2.76	-3.74	-0.09	0.6	0	1.55	1	20	90/1/77 (C)	647.02	0	0	0	-16.4	0

Figura 4.45 - Conversão dos esforços para introduzir na folha de cálculo do dimensionamento de Pilares

Após a conversão estar feita, procede-se ao dimensionamento das paredes através da folha de cálculo dos pilares. As soluções de dimensionamento das paredes constam no Anexo III.

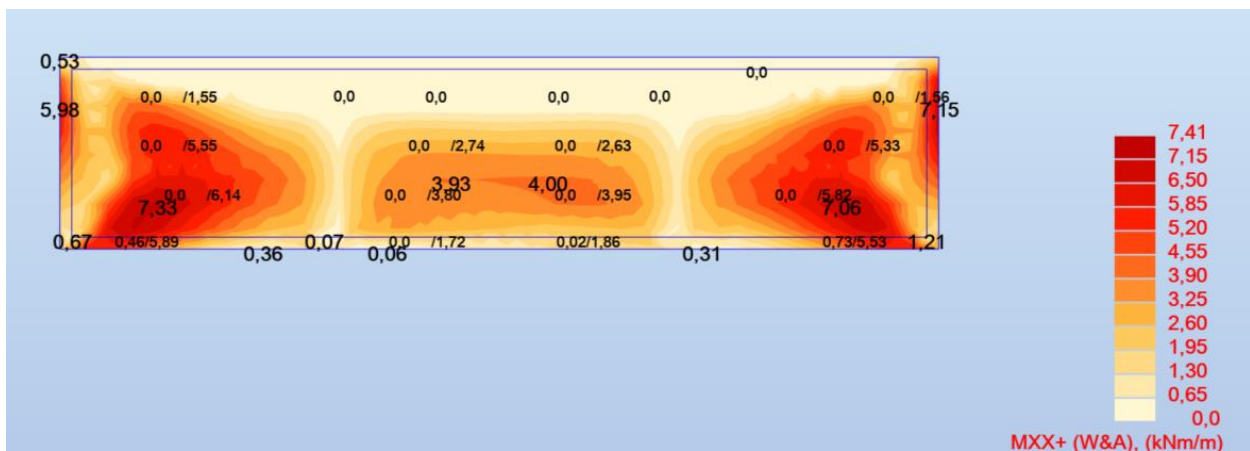


Figura 4.46 - Mapa de Momentos Negativos (XX) Pc1



Figura 4.47 - Mapa de Momentos Positivos (XX) Pc1

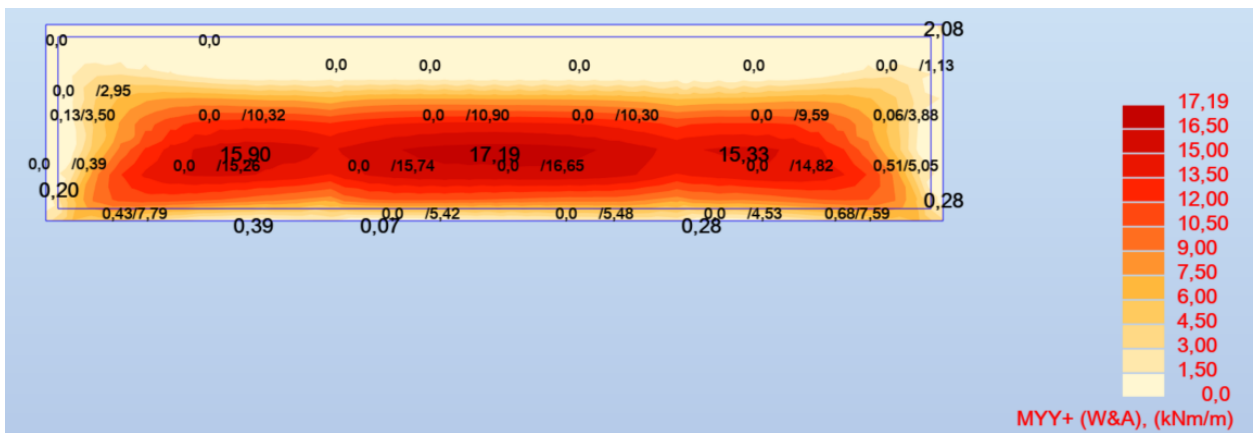


Figura 4.48 - Mapa de Momentos Negativos (YY) Pc1

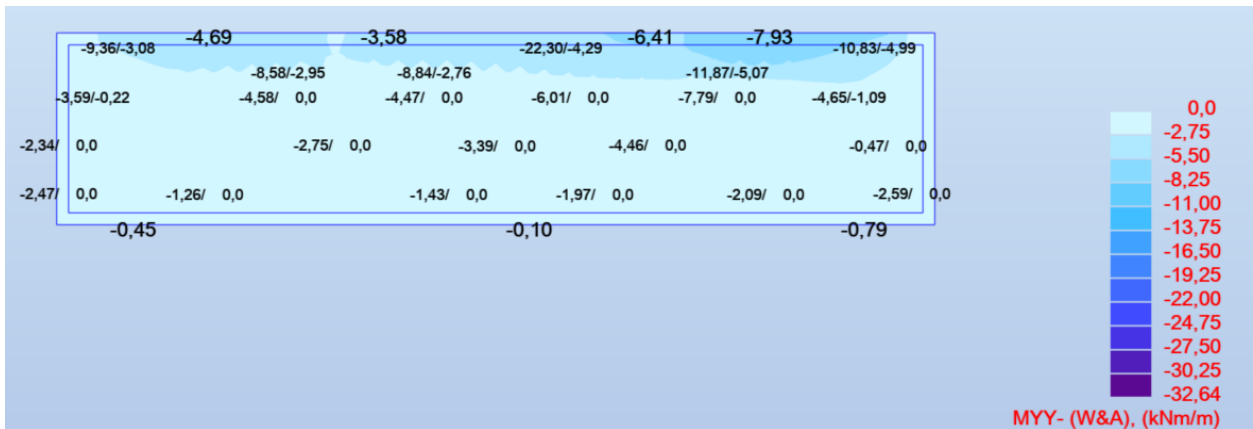


Figura 4.49 - Mapa de Momentos Positivos (YY) Pc1

4.1 DIMENSIONAMENTO DE ESCADAS E PAREDES DE CONTENÇÃO

Para a simplificar o cálculo das armaduras da caixa de escadas e das paredes de contenção, para efeitos de dimensionamento, estas foram consideradas como uma lajes maciças e, por isso mesmo, o processo de cálculo é em tudo idêntico ao de uma laje maciça. Assim, serão apresentados os mapas de esforços nas escadas e a sua respetiva solução de armaduras.

As escadas estão a trabalhar essencialmente na direção perpendicular às paredes adjacentes e por isso mesmo, através dos mapas que se apresentam de seguida, percebemos que os efeitos na outra direção (YY) são praticamente desprezáveis. Os esforços mais altos (vértice superior) correspondem a picos de esforços e deste modo, à semelhança de uma laje maciça, usamos a ferramenta *Panel Cut* do *Robot* para percebermos ao certo qual o valor a considerar no dimensionamento. No que diz respeito à verificação ao esforço transversal, a capacidade resistente do betão permite a verificação da segurança a este mesmo esforço. Após a apresentação dos mapas apresentam-se as soluções de armaduras da escada.

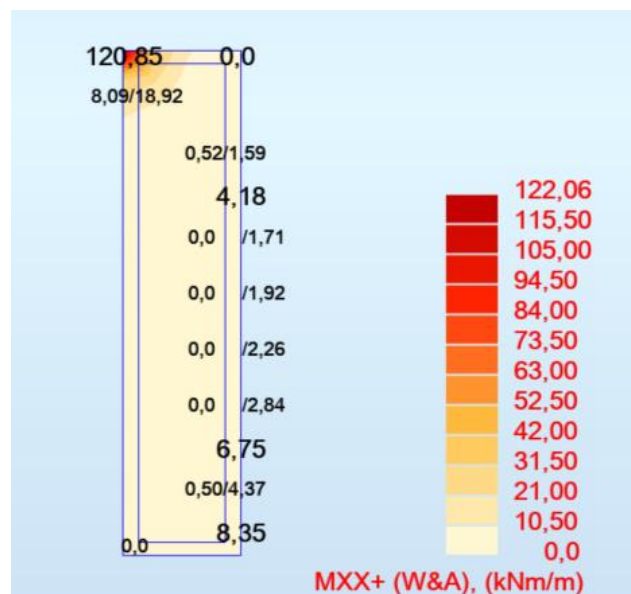


Figura 4.50 – Mapa de Momentos Negativos (XX) da Caixa de Escadas

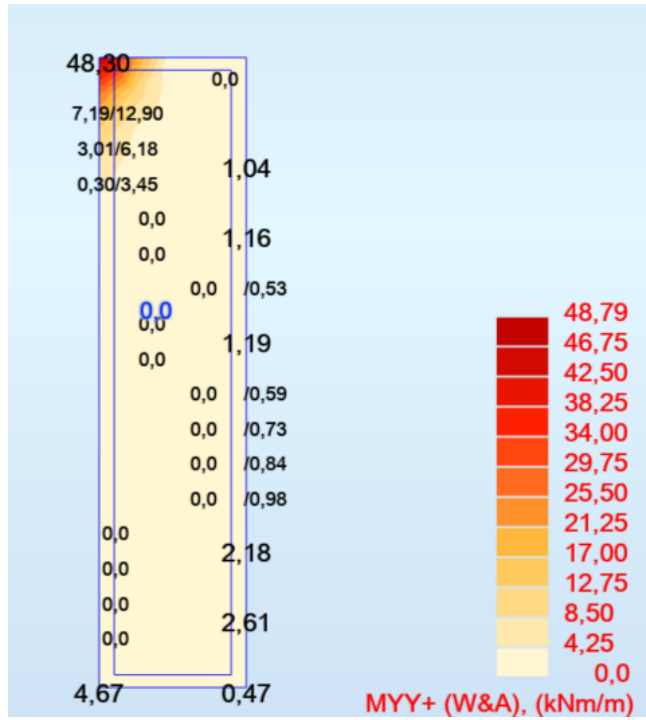


Figura 4.51 - Mapa de Momentos Negativos (YY) da Caixa de Escadas

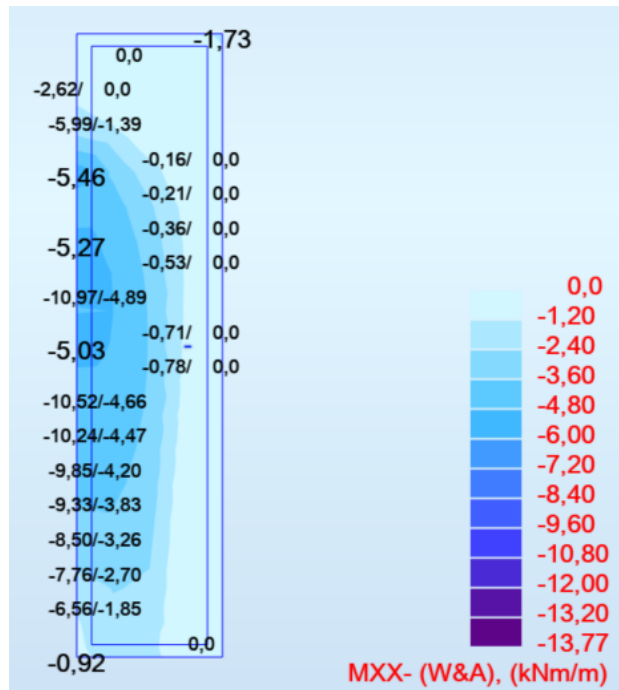


Figura 4.52 - Mapa de Momentos Positivos (XX) da Caixa de Escadas

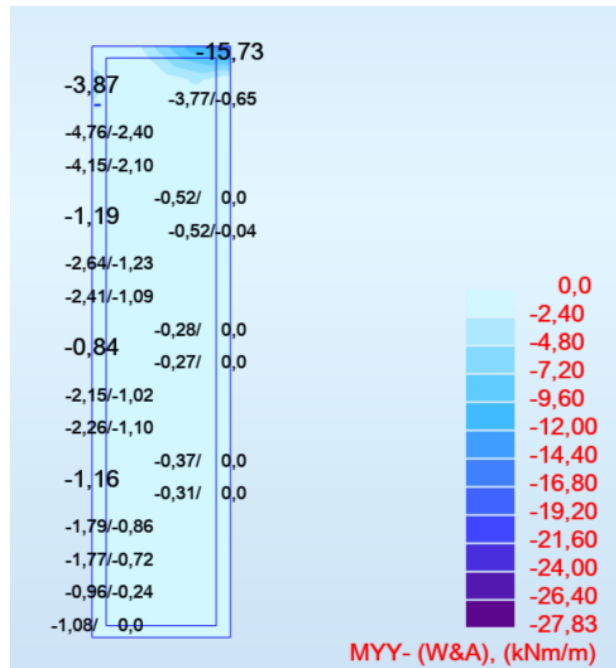


Figura 4.53 - Mapa de Momentos Positivos (YY) da Caixa de Escadas

Os esforços na escada não têm valores consideráveis e por uma questão de uniformização e aplicação em obra, as armaduras principais assumiram-se iguais para momentos positivos e negativos em ambas as direções.

Tabela 4.8 – Quadro de Armaduras Principais da Caixa de Escadas

Solução de Armadura				Verificação ao Esforço Transverso	
Inferior		Superior		Ved (KN)	VRcd (KN)
X	Y	X	Y		
Φ10//0,125	Φ10//0,125	Φ10//0,125	Φ10//0,125	31,48	90,0

4.2 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

As fundações são elementos estruturais que têm a função de interligar a estrutura e o terreno sobre o qual esta será construída, transmitindo os esforços gerados ao solo. Neste projeto foram utilizadas fundações diretas capazes de resistir aos esforços.

O papel das fundações é importante no que diz respeito ao efeito das ações sísmicas na estrutura. Deste modo, o *Eurocódigo 8* refere que o dimensionamento destes elementos estruturais deve garantir que as excitações provenientes da ação sísmica sejam uniformes proporcionando um desempenho eficaz da estrutura.

A cláusula 4.4.2.6 refere que os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real tendo em conta eventuais sobrerresistências. Deste modo, o valor dos esforços atuantes nas paredes e pilares é dado pela seguinte expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \times \Omega \times E_{F,E} \quad (4.61)$$

Onde:

- γ_{Rd} traduz o coeficiente de sobrerresistência. Toma o valor 1,0 para $q \leq 3$;
- $E_{F,G}$ traduz o efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$ traduz o efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- $\Omega = R_{di} / E_{di} \leq q$ traduz o coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i (R_{di}) com o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i (E_{di}) para a situação de projeto sísmica;
- R_{di} traduz o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;
- E_{di} traduz o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmico.

A situação mais desfavorável que deve ser tomada no dimensionamento tem $\Omega=1$ onde se assume que há igualdade entre esforços atuantes e resistentes. Assim sendo, o dimensionamento das sapatas isoladas é feito par a combinação de ações que seja mais condicionante entre a combinação característica e a combinação de ações para a situação de projeto sísmico.

Segundo o *Eurocódigo 2* o valor do diâmetro mínimo a considerar nos varões das sapatas é de 8 mm.

Para o dimensionamento das sapatas isoladas considerou-se uma tensão admissível no terreno de 400 kPa.

As sapatas adotadas foram consideradas rígidas e centradas e recorreu-se ao método das bielas para obter a armadura de flexão. A figura seguinte ilustra algumas considerações a ter na aplicação do método.

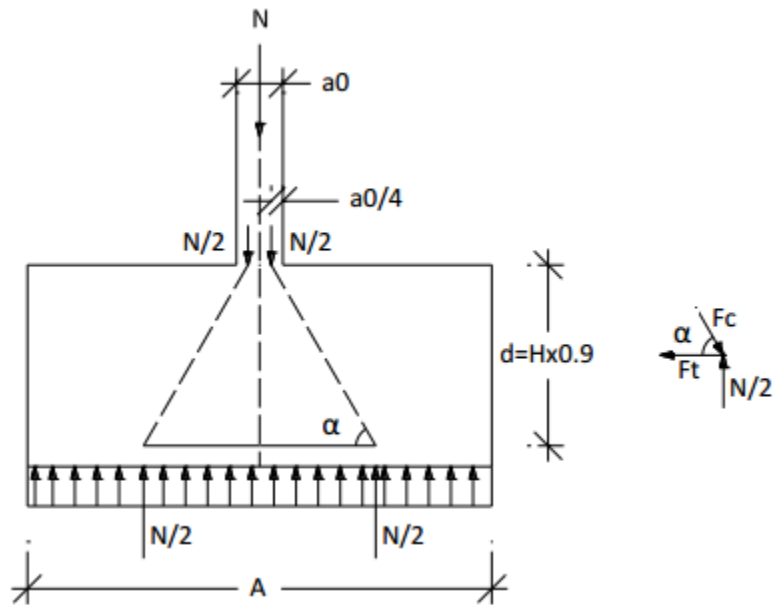


Figura 4.54 - Método das Bielas (Sapatas Rígidas e Centradas) (Eurocódigo 7)

Assim, a armadura de tração junto à base é dada pela seguinte expressão:

$$Ft_{sd} = \frac{N_{Ed,b} \times (A - a_0)}{8 \times d} \quad (4.62)$$

Onde:

- $N_{Ed,b} = N_{pilar} + PP_{sapata} \times \gamma$ traduz o esforço axial na base do pilar;
- γ traduz o coeficiente parcial de segurança, $\gamma=1,35$;
- A traduz a largura da sapata;
- a_0 traduz a largura do pilar, correspondente ao lado da sapata com largura A;
- $d = 0,9 \times H$.

Assim, a expressão que permite obter o valor da área de aço na sapata de modo a cumprir o estado limite último de flexão é:

Onde:

- $N_{Ed,b} = N_{pilar} + PP_{sapata} \times \gamma$ traduz o esforço axial na base do pilar;
- γ traduz o coeficiente parcial de segurança, $\gamma=1,35$;
- A traduz a largura da sapata;
- a_0 traduz a largura do pilar, correspondente ao lado da sapata com largura A;
- $d = 0,9 \times H$.

Assim, a expressão que permite obter o valor da área de aço na sapata de modo a cumprir o estado limite último de flexão é:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{B \times f_{yd}} \quad (4.63)$$

Para o dimensionamento das sapatas, procedeu-se inicialmente à definição geométrica das mesmas, segundo a seguinte figura:

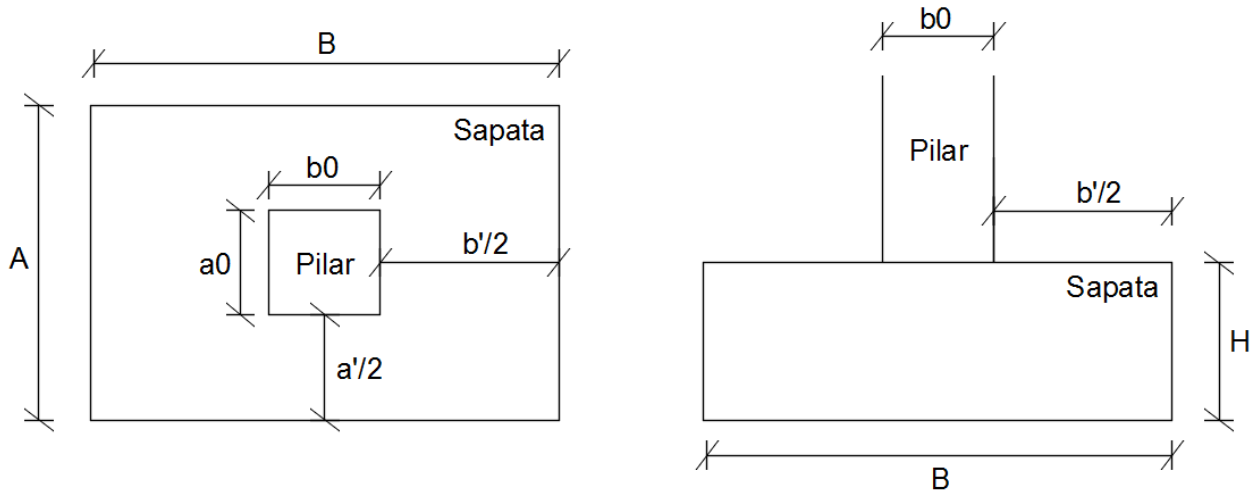


Figura 4.55 – Vista em planta e alçado de uma sapata tipo

Após a definição destes parâmetros procedeu-se à verificação do critério de rigidez da sapata:

- $H \geq b'/2$;
- $H \geq a'/2$.

De seguida, verifica-se a segurança do solo e para isso obteve-se o valor do esforço axial na base da sapata ($N_{Ed,b}$), valor este que é retirado do programa de cálculo automático e corresponde à soma dos esforços da combinação mais condicionante mais o peso próprio da sapata. Com este valor obteve-se o valor da tensão do solo (σ_{solo}) e de seguida comparou-se com o valor da tensão admissível (σ_{Adm}).

Após esta verificação, procedeu-se ao cálculo da força de tração na armadura para cada uma das direções e definiu-se a solução de varões correspondente à área necessária.

No Anexo III constam dois quadros resumo com as soluções obtidas para cada uma das sapatas. Um quadro diz respeito às sapatas dos pilares e outro quadro às sapatas das paredes.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A elaboração deste trabalho foi extremamente benéfica para perceber de um modo profundo todos os passos necessários para dar como concluído um projeto de estruturas. Neste caso de estudo, foi feito o dimensionamento de um tipo de laje que requer um cálculo e uma disposição de armaduras mais complexo, o que foi extremamente enriquecedor. Para além do cálculo destas lajes, foram dimensionados inúmeros elementos estruturais que permitiu uma familiarização mais profunda desta arte. Por outro lado, a elaboração da parte escrita permitiu perceber a quantidade de informação, cuidado, e rigor que um projetista deve ter na sua atividade. Uma atividade de extrema importância onde não são permitidas falhas. Por isso mesmo e de um modo pessoal, à semelhança do que foi já referido na introdução deste relatório, trata-se da mais bela atividade da Engenharia Civil.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Vivemos tempos abruptos, tempos de adaptação. Realizar um projeto com alguma dimensão, com um acompanhamento incansável por parte da Eng^a. Isabel Teles, maioritariamente à distância dificultou muitas vezes a perceção de algumas técnicas ou conteúdos, sobretudo porque se tratou de um trabalho muito mais prático do que teórico.

Por outro lado, tive a oportunidade de iniciar a minha vida profissional como Engenheiro Civil no início do ano da especialização em Estruturas. Se por um lado foi importante este início da minha atividade profissional, por outro influenciou a minha disponibilidade para me dedicar como gostaria tanto às unidades curriculares do 1^o Semestre como ao desenvolvimento deste Projeto. Foi um desafio. Mas um desafio superado.

Atualmente trabalho como diretor de obra, faço parte de uma equipa de projeto e fiscalização. Ficava a faltar fechar este capítulo da minha especialização para evoluir enquanto pessoa e profissional e perante todas as dificuldades que nós, alunos e trabalhadores-estudantes, passamos nos últimos meses, fico com a sensação de dever cumprido, mas que poderia ter sido melhor.

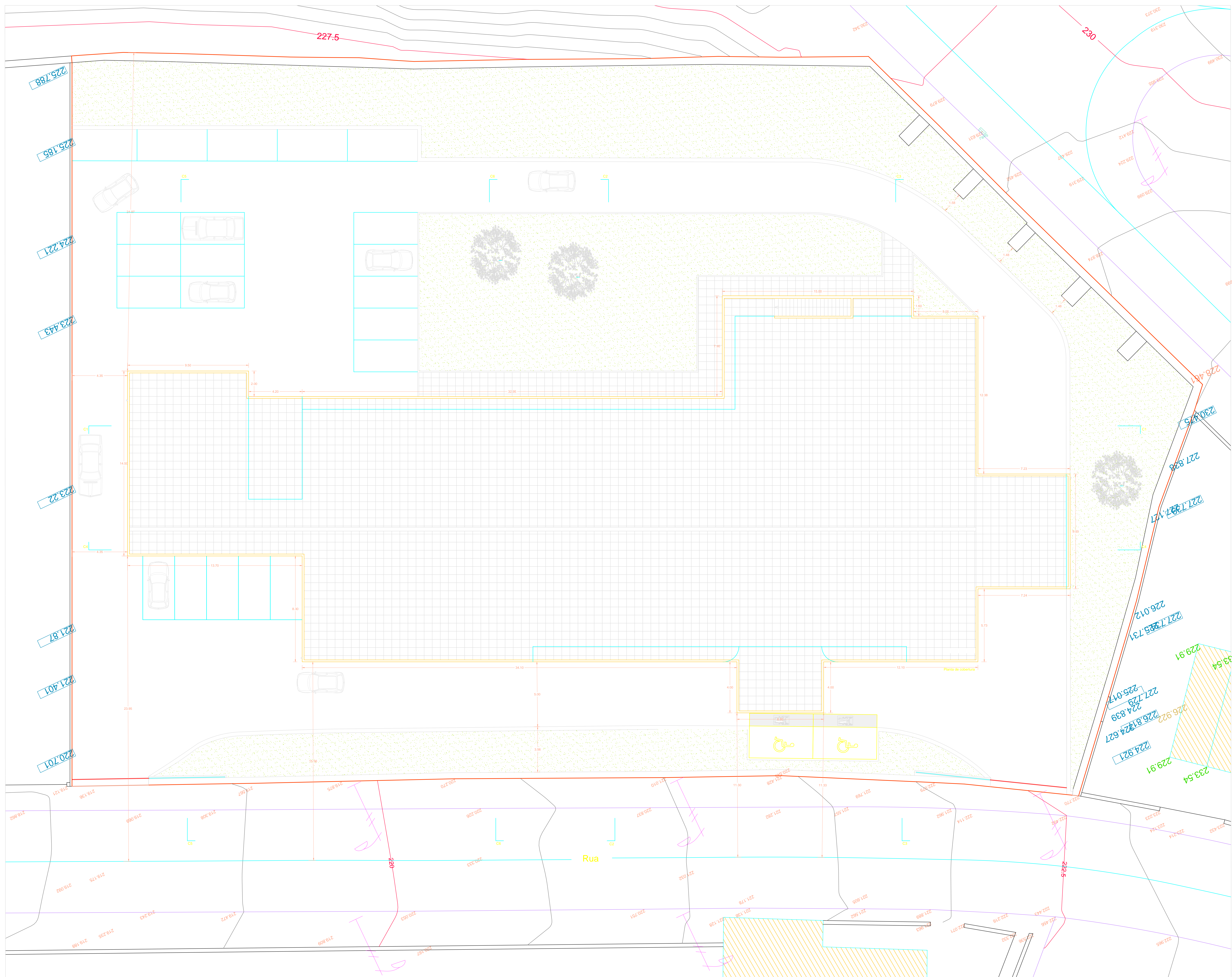
Desde que me conheço nesta área, sempre quis progredir pela vertente de projetista e a realização deste projeto deu-me as bases que precisava para voar nesta vertente da Engenharia Civil.

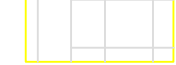


Um obrigado a todos que fizeram parte desta caminhada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

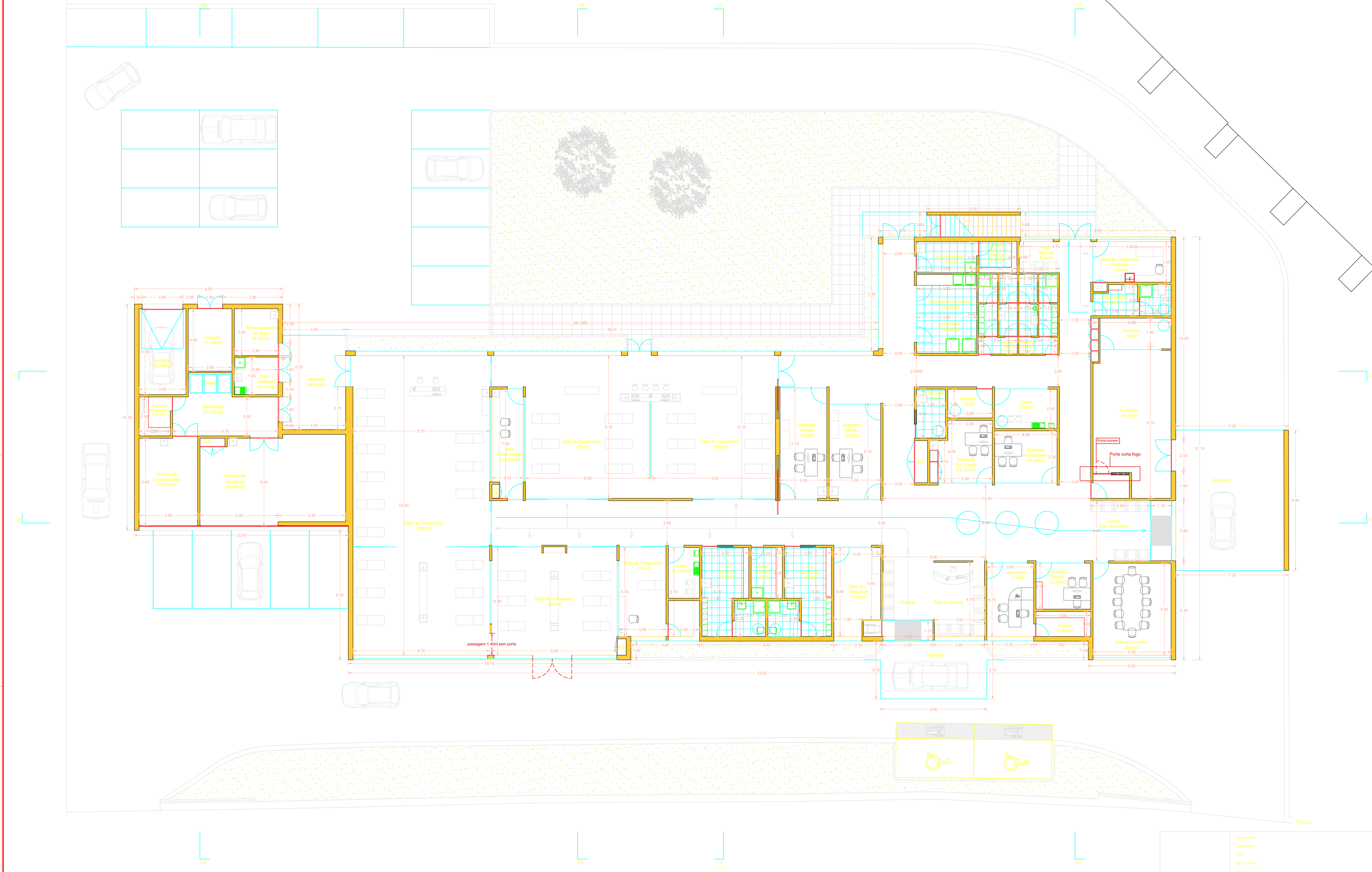
- [1] NP EN1990:2009. *Eurocódigo 0* – Bases para o projeto de estruturas, 2009.
- [2] NP EN1991-1-1:2009. *Eurocódigo 1* – Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, 2009.
- [3] NP EN1991-1-4:2010. *Eurocódigo 1* – Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento, 2010.
- [4] NP EN1992-1-1:2010. *Eurocódigo 2* – Projeto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios, 2010.
- [5] NP EN 1997-1-1:2004. *Eurocódigo 7* – Projeto Geotécnico
- [6] NP EN1998-1:2010. *Eurocódigo 8* – Projeto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, 2010.
- [7] Correia dos Reis – Tabelas Técnicas 2012
- [8] Appleton, Júlio. Estruturas de Betão I. 2012/2013.
- [9] Barros H., Figueiras J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o *Eurocódigo 2*”. Porto. FEUP edições.
- [10] Elementos das Unidades Curriculares da Licenciatura e Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto

ANEXO I – ELEMENTOS DE ARQUITETURA



- LEGENDA:
-  - Edificado
 -  - Passeios em lajetas de betonilha
 -  - Área verde ajardinada

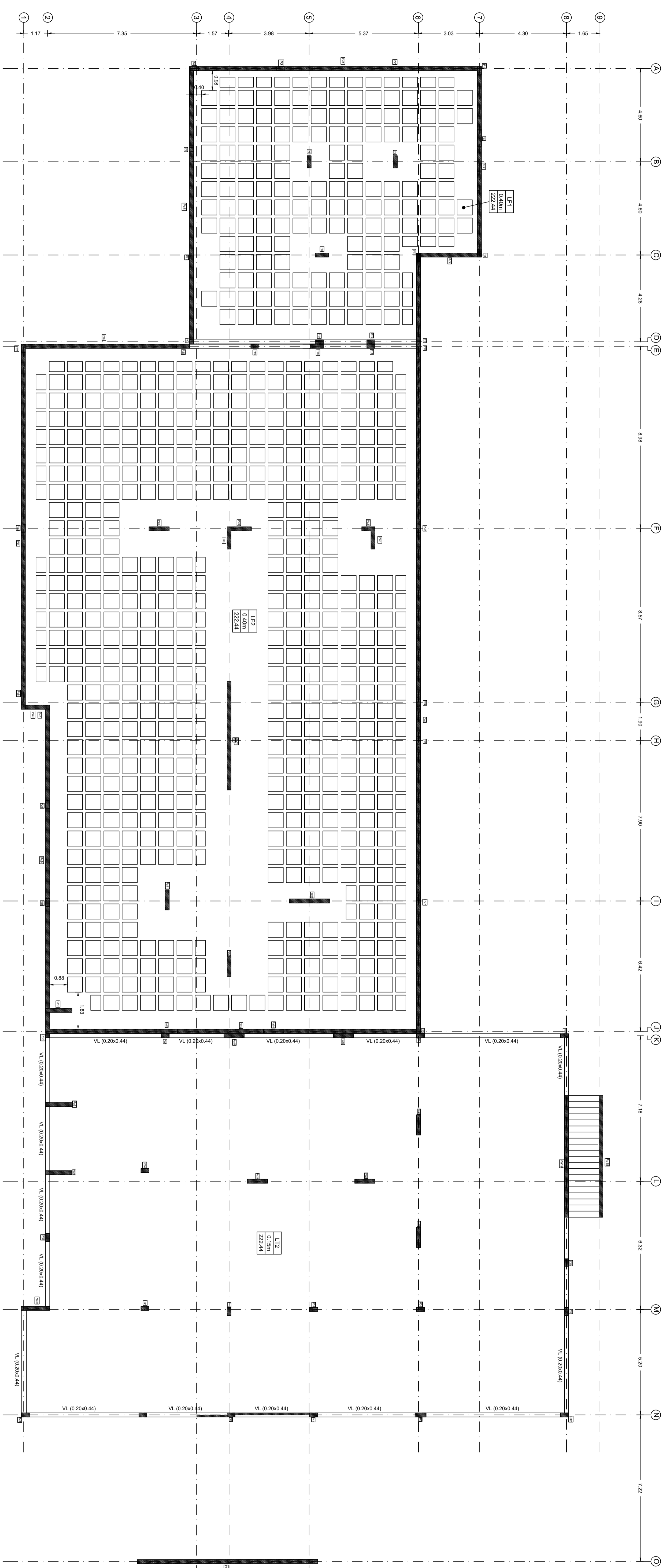
Proprietário:
 Responsável:
 Local:
 Área Construída:
 Área:
 Escala: Propriedade:
 Nome: Rua: Número:
 Data: 11/08/2024



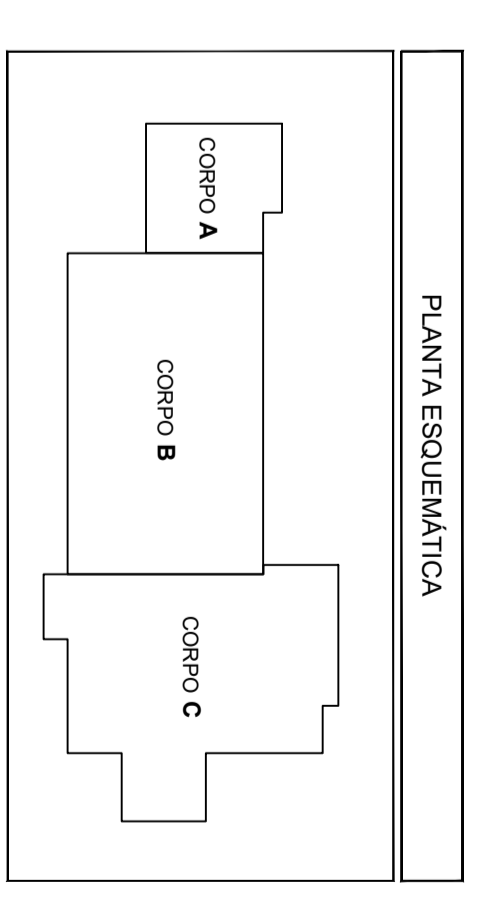
Planta

responsável:	
requerente:	
local:	obra Clínica
data:	
tipo: Projeto	
desenho: Planta R/C	
escala: 1:100	

ANEXO II – PROJETO DE ESTRUTURAS



Planta do Estrutura do Tecto da Cave
Escala 1/100



MATERIAIS ESTRUTURAIAS

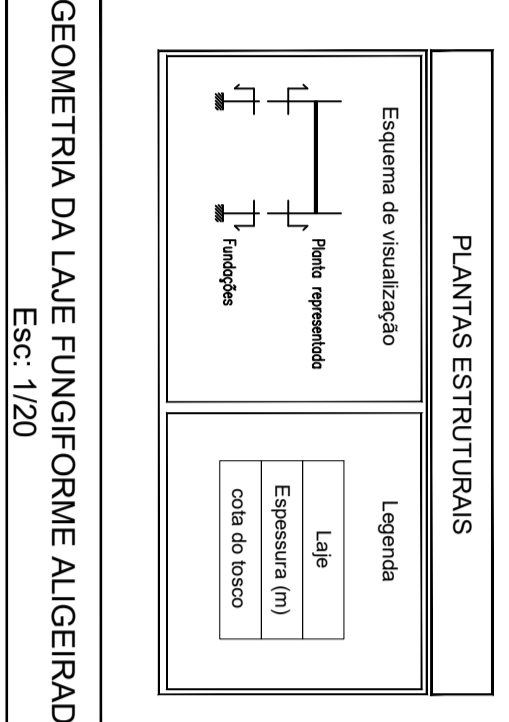
Betão (NP EN 206-1):
 - C15/20
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37 - XC2/P1 - D20; C14, S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37 - XC2/P1 - D20; C14, S3

Aço:
 - A500 HRSD
 - A500 EL
 Redes eletrocondutíveis

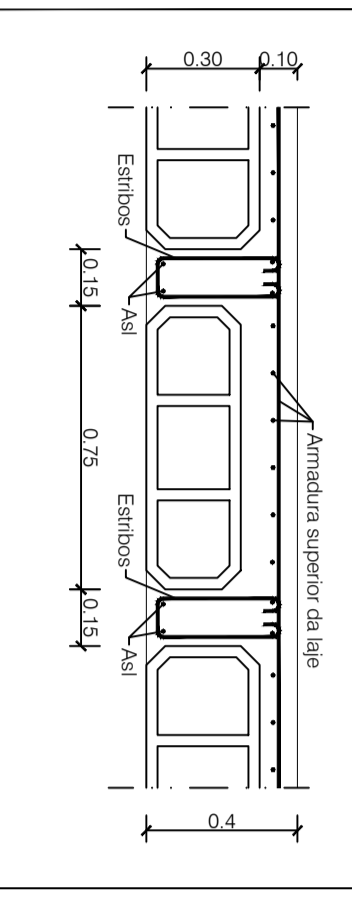
Água em vazio
 - 50 mm
 - 30 mm
 - 35 mm

RECORRIMENTO DE ARMADUAS
 - 50 mm
 - 30 mm
 - 35 mm

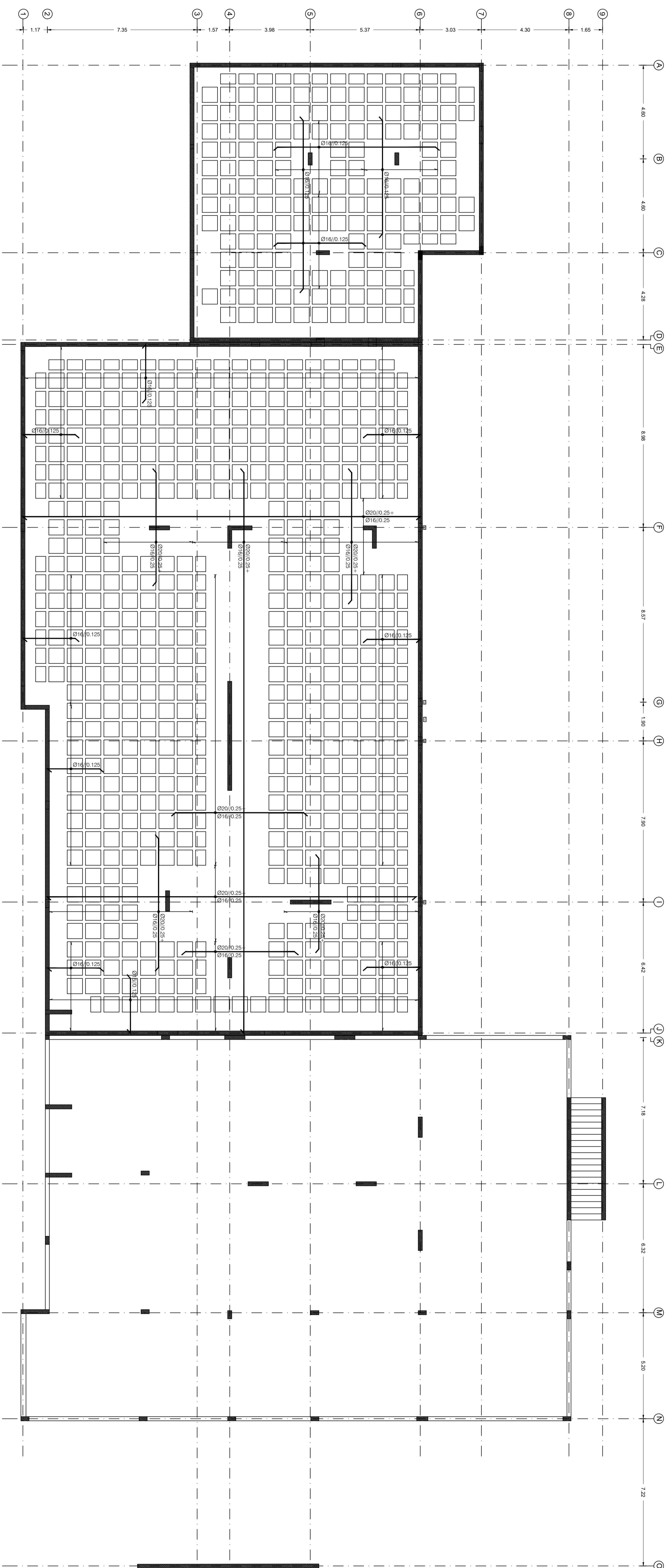
Resistentes a elementos estruturais



GEOMETRIA DA LAJE FUNGIFORME ALGERIADA
Escala 1/20



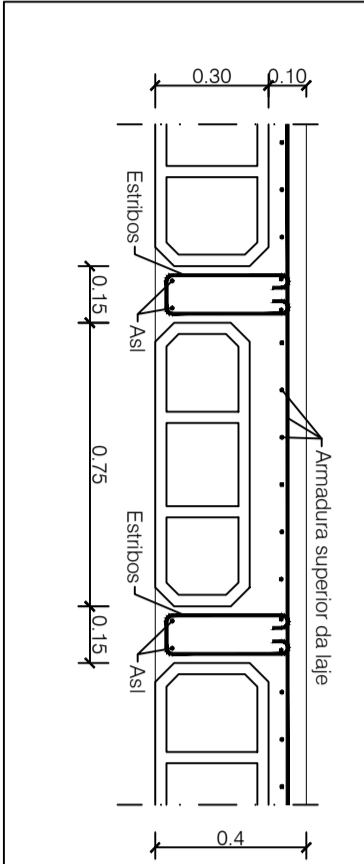
EMPREENHAMENTO Cidade de Montpellier - VILLE DE COCOT	
ESPECIALIDADE Estrutura	
PROFESSOR Paua Estrutura de Tecto da Cave	
ESCALA 1/100	REVISION 2



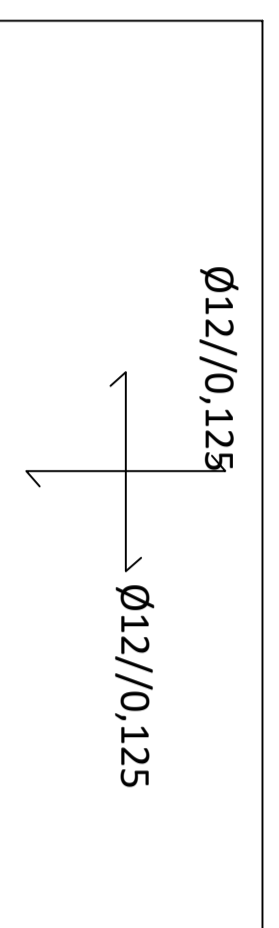
Planta de Armaduras Superiores
Escala 1/100

LAJE FINISFORME ALGERIADA QUADRO DE NERVURAS		
Nº	Armadura Longitudinal (Kg)	Estribos (Kg)
101	2016	520,25
102	2016	520,25

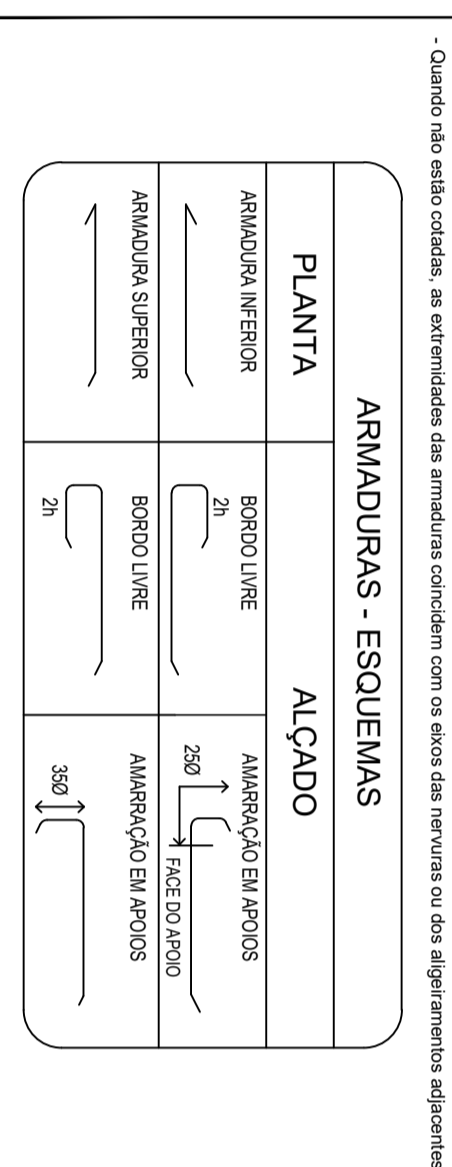
GEOMETRIA DA LAJE FINISFORME ALGERIADA
Esc. 1/200



ARMADURA SUPERIOR DE ENCAIXAMENTOS DE BORDADURA



CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS



NOTA:

Nas zonas onde não estiver indicada armadura superior, deverá ser colocada em ambas as direções (Ø10/0,125). Esta armadura deverá ser dimensionada considerando com os requisitos mínimos da norma em vigor.

MATERIAS ESTRUTURAS

Betão (Nº EN 206-1):

Bola de Impulsa - C12/16
Folhados e elementos em contato com o ar livre - C30/37 X22P1 D20 C 0,4 S3 com hidróxido cálcico (pH > 12,5)
Folhados para uso (água tipo (temperatura máxima) - C30/37 X22P1 S25 C 0,4 S3

Aço:

Acço - aço vergalhão - A500 MS20
Redes eletrocondutíveis - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contato com terra - 50 mm
Lajes - 20 mm
Materiais diferentes estruturais - 25 mm

EMPREENDIMENTO

Obra de Interdição - Via do Comércio

ESPECIALIDADE

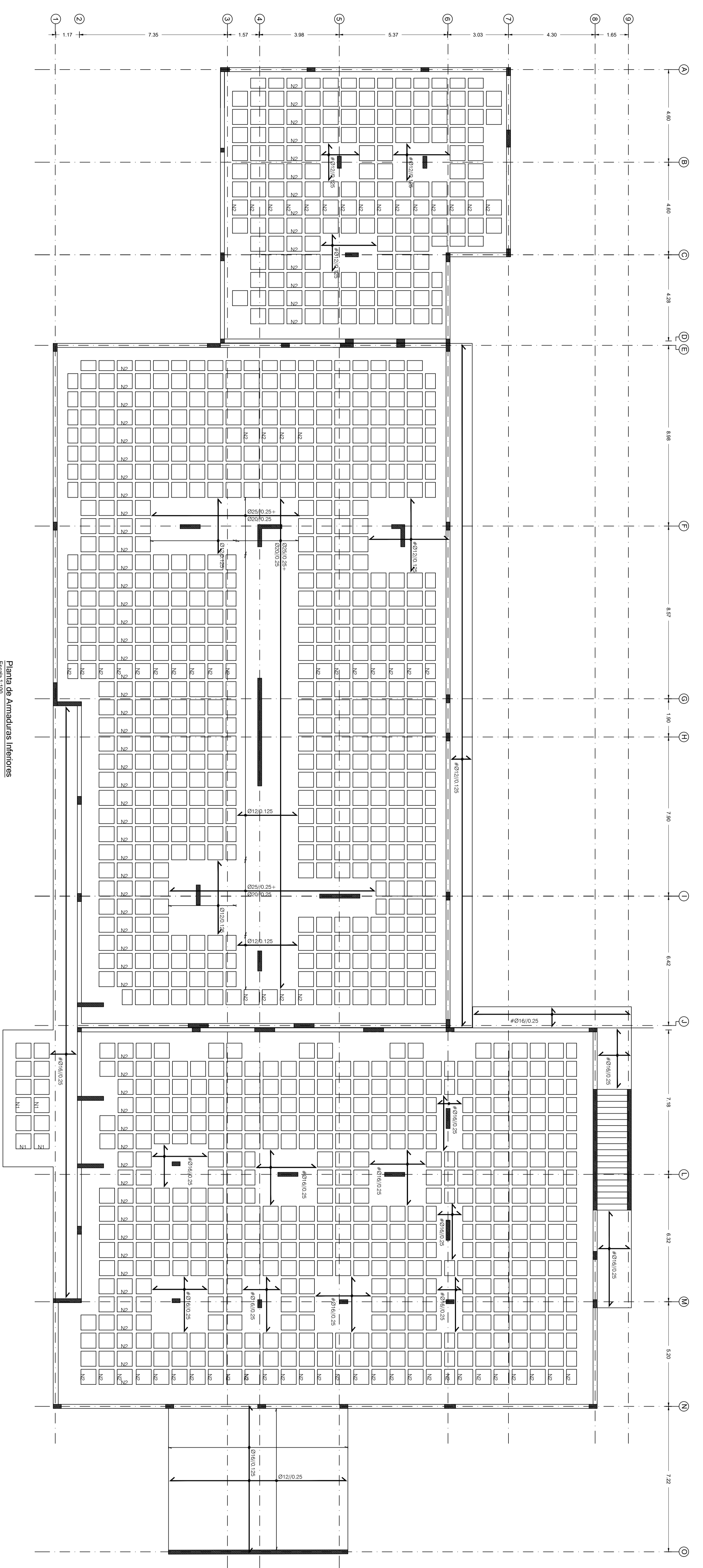
Estrutura

DESENHO

Projeto de Interdição Superior da Via do Comércio

ESCALA: 1/100

DESENHO: 3

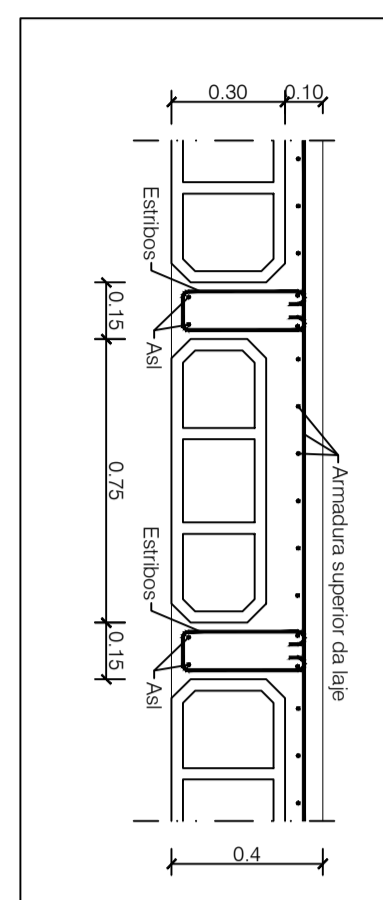


Planta de Armaduras interiores
Escala: 1/100

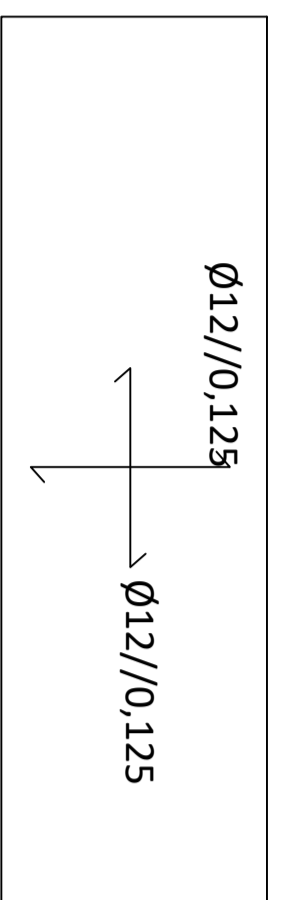
LAJE FUNGIFORME ALGERADA
QUADRO DE NERVURAS

Vista	Armadura	Estribos
LAJE	LAJE	LAJE
LAJE	LAJE	LAJE
LAJE	LAJE	LAJE

GEOMETRIA DA LAJE FUNGIFORME ALGERADA
Escr: 1/20



ARMADURA INFERIOR DE EMBOCAMENTOS DE BORDADURA



CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS

A armadura deverá ser desenhada nos eixos das nervuras. Vãos vazios e zonas vazias em vãos e zonas vazias de modo a manter a continuidade da armadura e evitar o uso de barras de ligação. Quando necessário, a representação da armadura deverá ser feita de modo a manter a continuidade da armadura e evitar o uso de barras de ligação.

PLANTA	ARMADURAS - ESQUEMAS	ALÇADO
ARMADURA INFERIOR	ARMADURA INFERIOR	ARMADURA INFERIOR
ARMADURA SUPERIOR	ARMADURA SUPERIOR	ARMADURA SUPERIOR

MATERIAS ESTRUTURAS

Betão (NP EN 206-1):
 - C15/15
 - C20/25 (XCP) - D20, C10, 4: 53
 - C30/37 (XCP) - D20, C10, 4: 53

Aço:
 - Aço em vãos
 - Aço em zonas de apoio
 - Aço em zonas de apoio

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
 - 50 mm
 - 30 mm
 - 20 mm

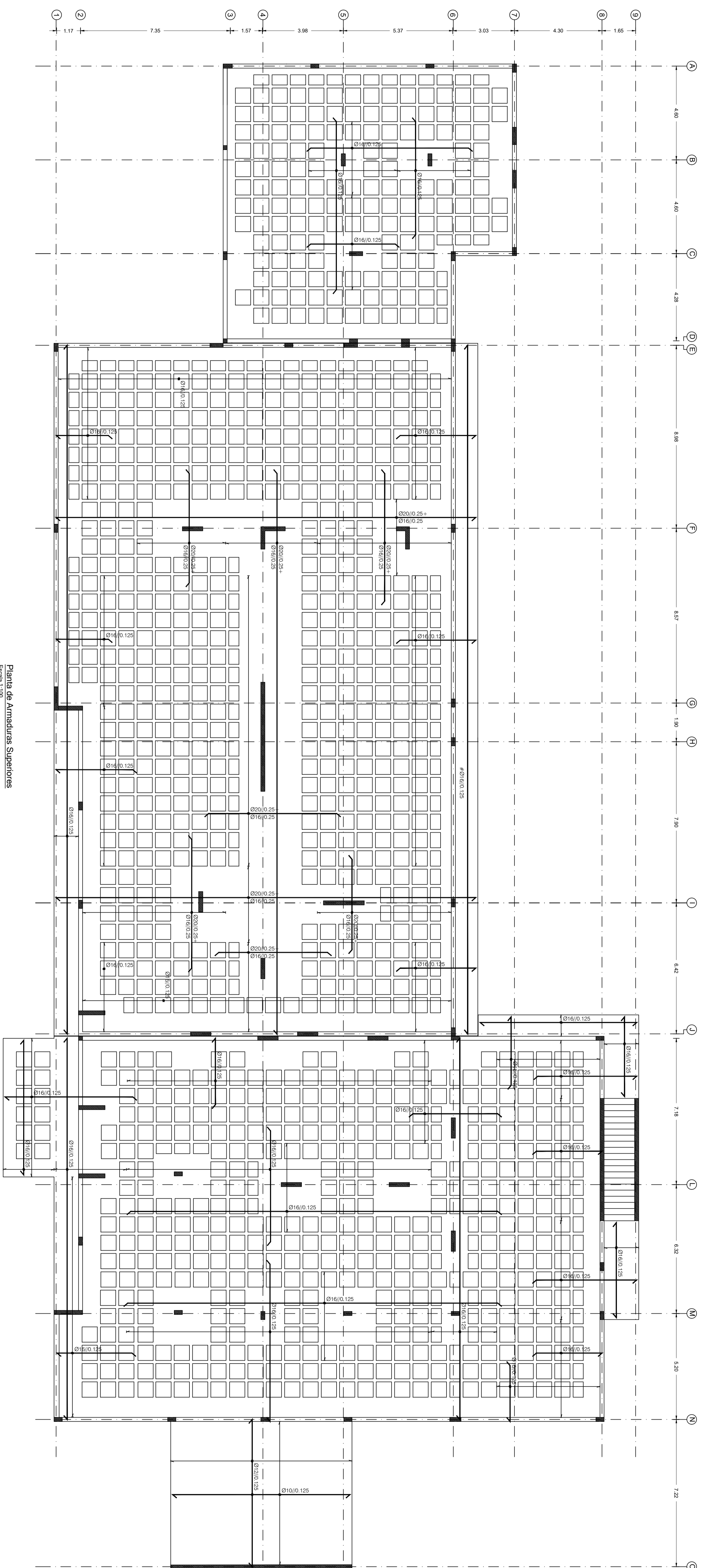
FABRICANTE
 Cimento Portland: VTM de GOMÉ

FABRICANTE
 Estruturas

PROJETADE
 Paulo de Almeida Marques de Almeida

ESCALA
 1/100

DESENHADO
 1/8

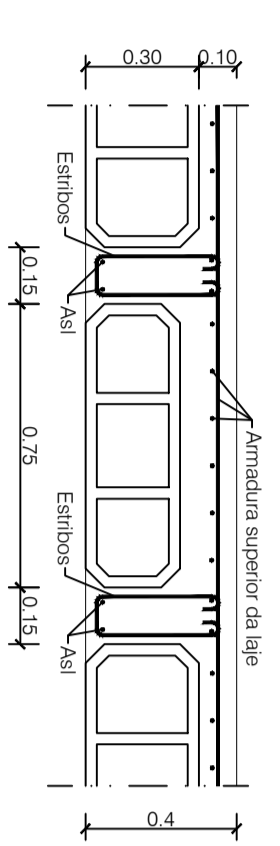


Planta de Armaduras Superiores
Escala: 1/100

LAJE FUNGIFORME ALGERIADA
QUADRO DE NERVURAS

Vista	Armadura	Armadura
N1	Longitudinal	Estribos
N2	250/16	Ø8x12/20
N3	250/16	Ø8x12/20

GEOMETRIA DA LAJE FUNGIFORME ALGERIADA
Escr: 1/20

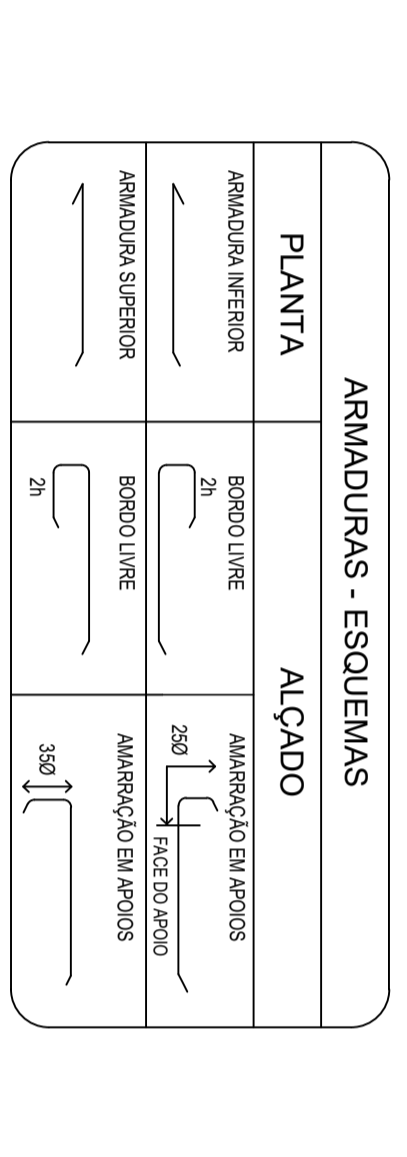


ARMADURA SUPERIOR DE EMACIAMENTOS DE BORDADURA

Ø12/0,125
Ø12/0,125

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS

As armaduras deverão ser colocadas na direção, vista e/ou zona indicada em função e situação de acordo com as plantas. Quando não estão indicadas as representações das armaduras colocadas em cada das nervuras ou dos aglomerados adjacentes.



NOTA:
Nas zonas onde não estiver indicada armadura superior, deverá ser colocada em virtude de despesa (ver nota 13). Esta armadura deverá ser desenhada e executada com as respetivas armaduras e/ou similares nos apoios.

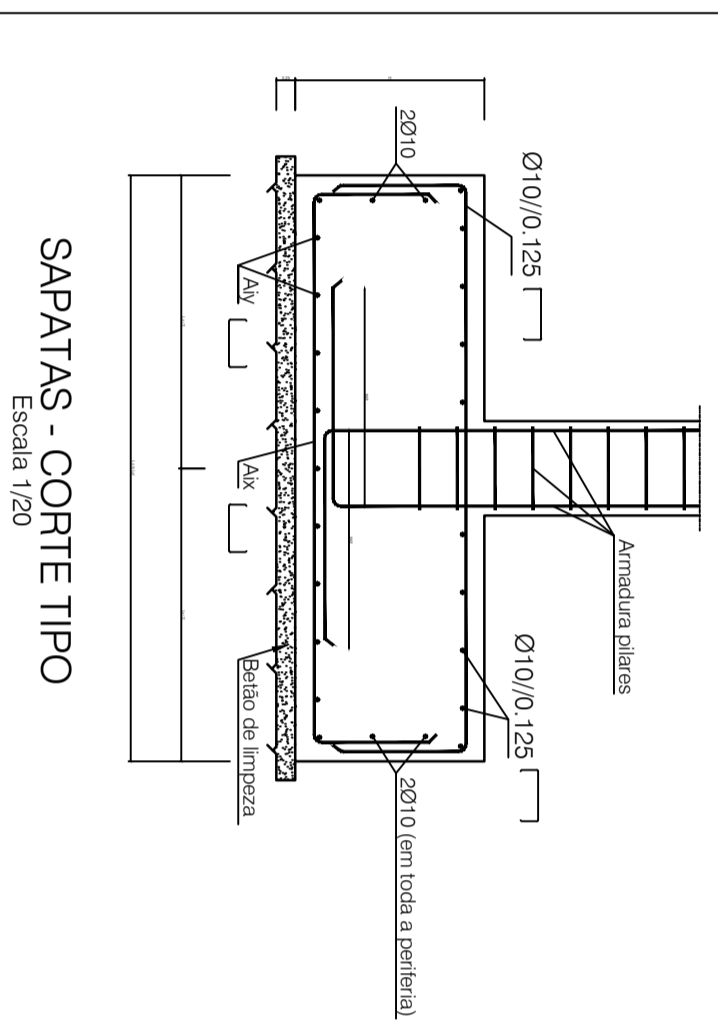
MATERIAS ESTRUTURAS

- Betão (NP EN 206-1):**
- C12/16
Fundações e elementos em contacto com o terreno
- C20/25 - XC3/P1/D20 - Cl.0,4 - S3
Plata, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos)
- C20/25 - XC3/P1/D20 - Cl.0,4 - S3
- Aço:**
Nódas e especificidades
- A500 NRS0
- A500 E1
- RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**
Lajes
- 50 mm
Paredes e elementos estruturais
- 35 mm

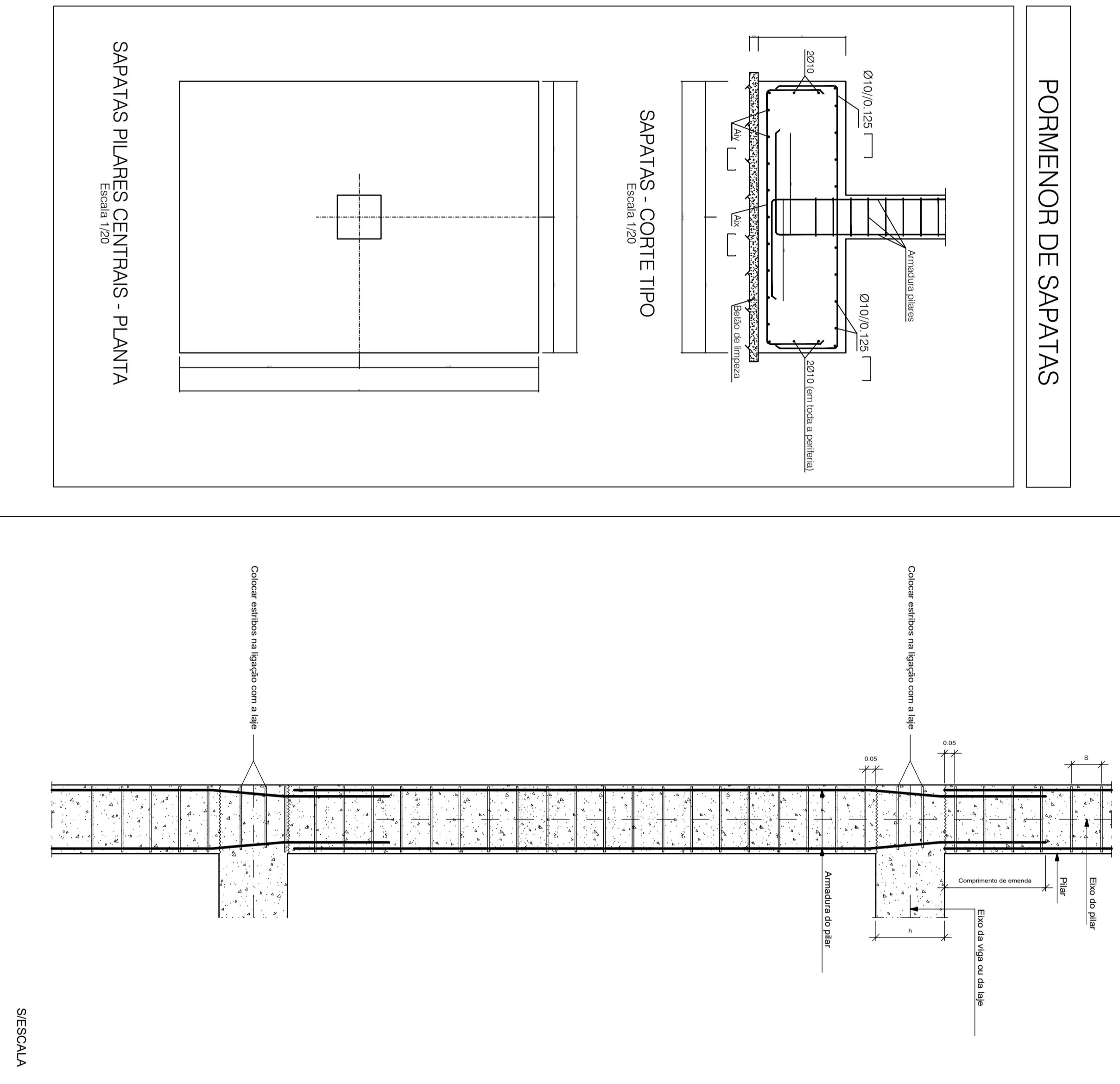
FABRICANTE	CHINA SA HONGDAI - VILA DE CUBA
FABRILIDADE	ESTRUTURAS
DESENHADO	Planta de Armadura Superior da Coluna
ESCALA	1/100
DESIGNADO	DESIGNO N.º

QUADRO DE SAPATAS					
SAPATA DA SAPATA	GEOMETRIA DA SAPATA	ARMADURAS DA SAPATA	Ax	Ay	
	Lx (m)	Ly (m)	H (m)		
Pc1	1.5	16.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc2	11.7	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc3	1.5	4.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc4	40.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc5	15.3	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc6	1.5	10.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc7	19.5	2.4	0.7	010/0150	010/0150
Pc8	1.5	10.4	0.7	010/0150	010/0150
Pc9	18	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc10	1.5	19.8	0.7	010/0150	012/0150
Pc11	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc12	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc13	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc14	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc15	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc16	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc17	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc18	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc19	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc20	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc21	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc22	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc23	1.5	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc24	1.4	3	0.7	010/0200	010/0200
Pc25	2.4	1.5	0.7	010/0150	010/0150
Pc26	1.8	2.4	0.7	010/0200	010/0200
Pc27	1.4	10	0.7	010/0200	010/0200

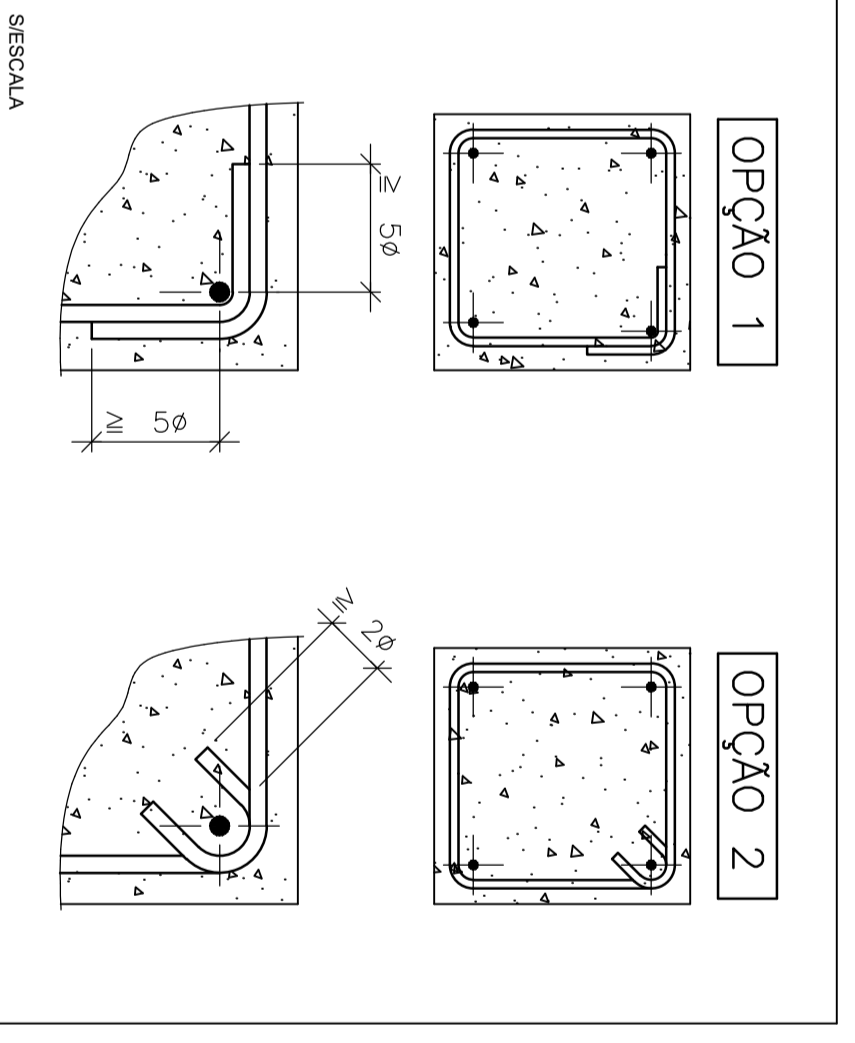
FORMENOR DE SAPATAS



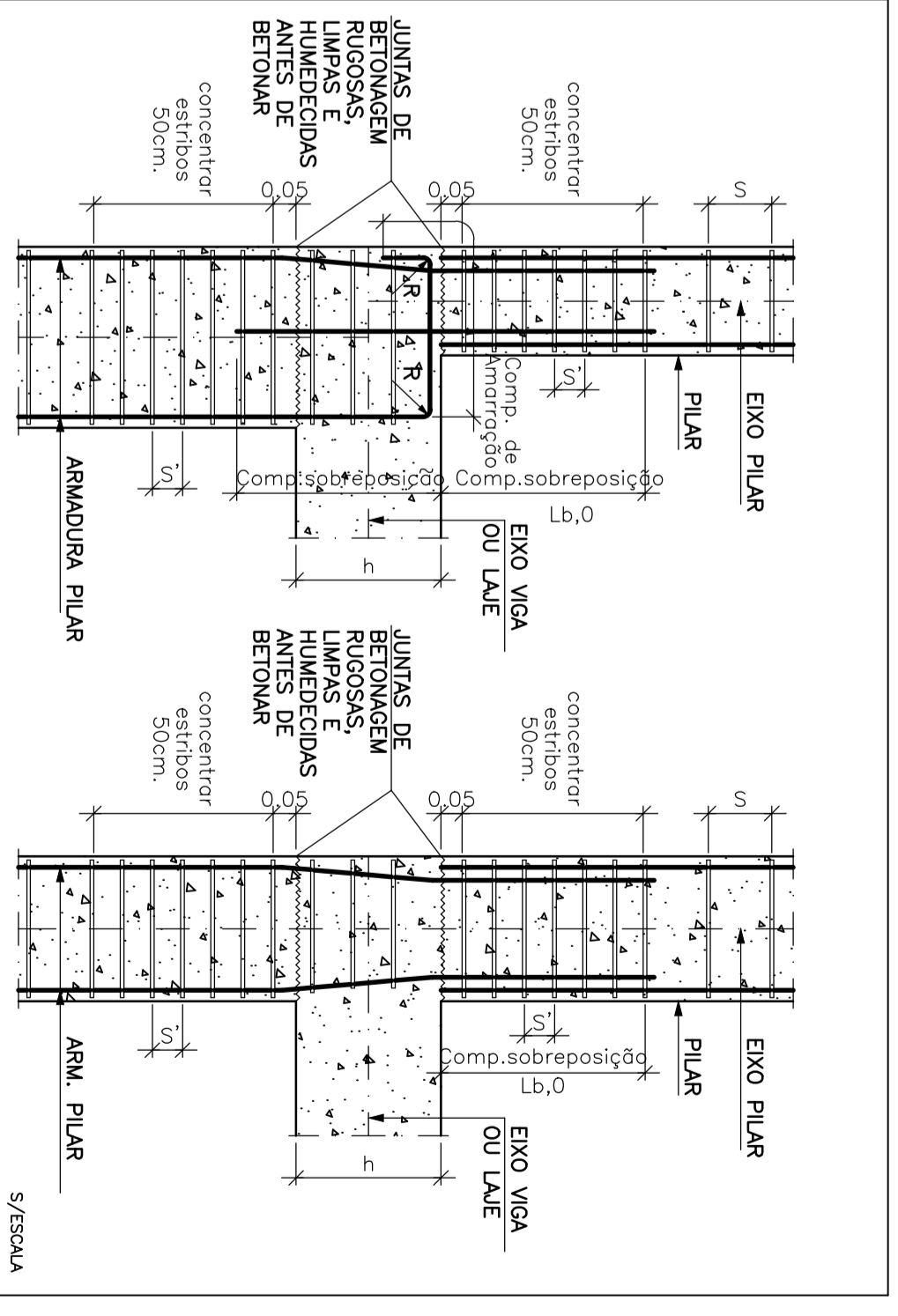
FORMENOR DOS ESTRIBOS



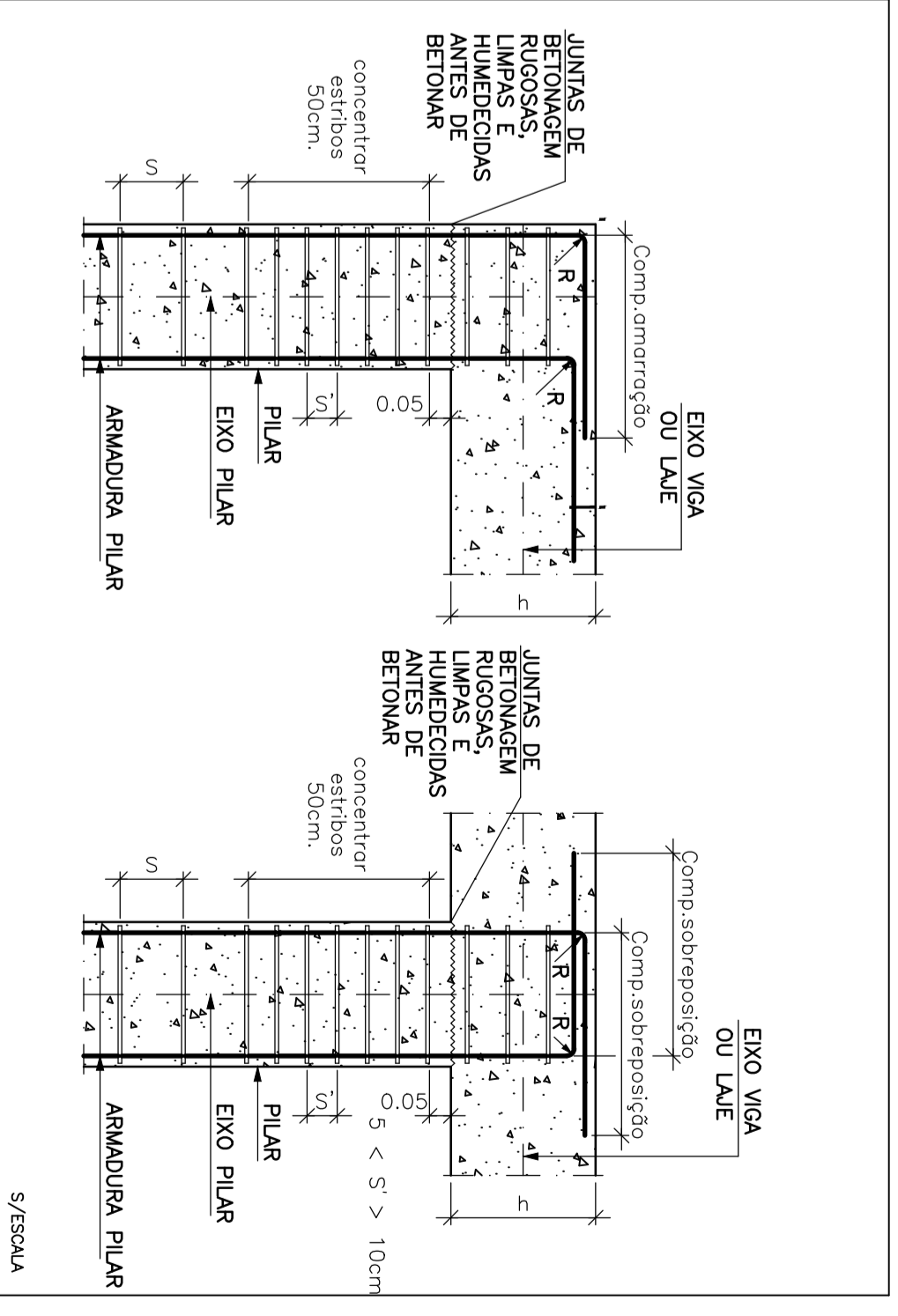
FORMENOR DE FECHO DE ESTRIBOS



ESQUEMA DE ARMADURA DOS PILARES EM UNIÕES COM VIGAS E PILARES



ESQUEMA DE ARMADURA DOS PILARES NO ÚLTIMO TRAMO EM UNIÕES COM VIGAS E LAJES



QUADRO DE PILARES

P1=P9	P2=P3=P4	P5=P6	P7=P12	P14	P8=P11=P15 P20=P21=P23 P24=P25=P26 P27=P28=P22	P9=P10=P19 P3=P16=P17	P18=P29	P30=P31=P32 P33=P37=P38 P41=P43=P44 P45=P46=P48

COBERTURA

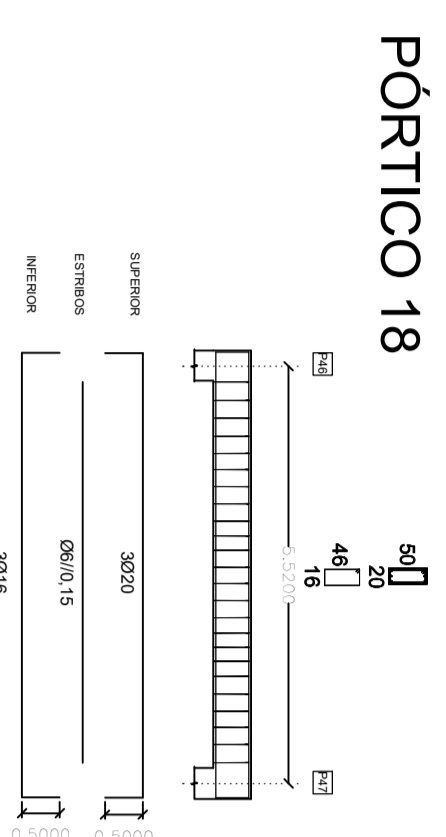
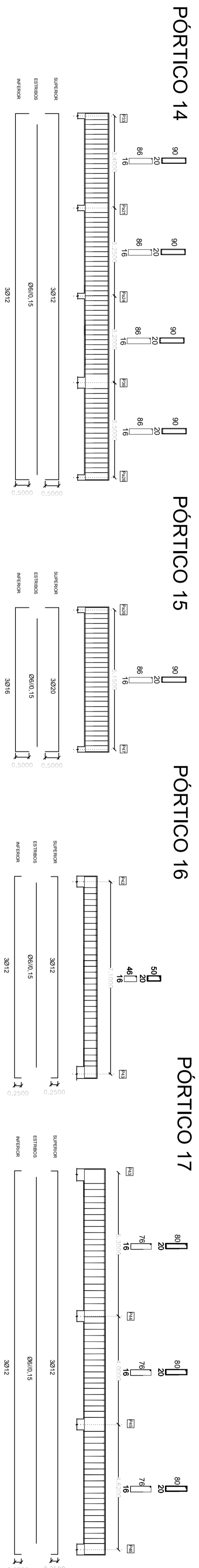
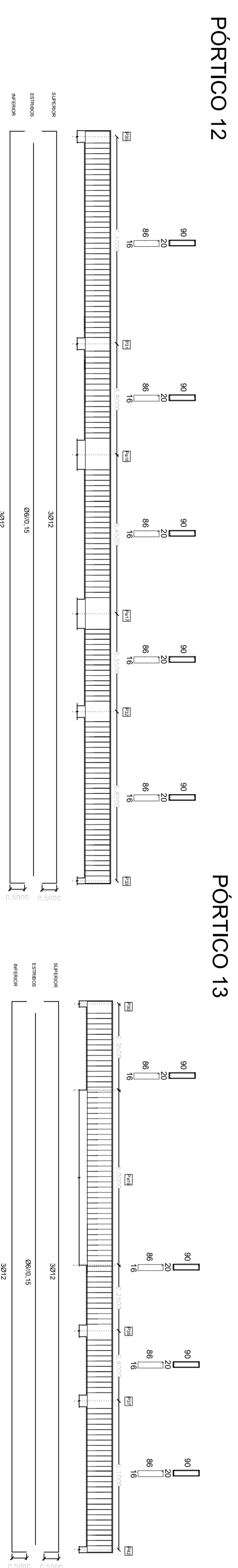
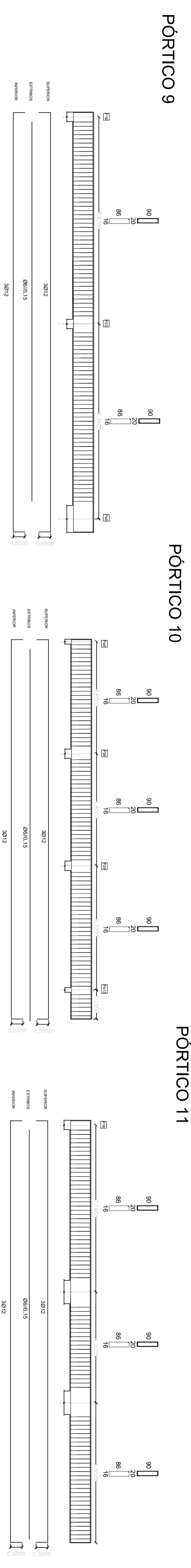
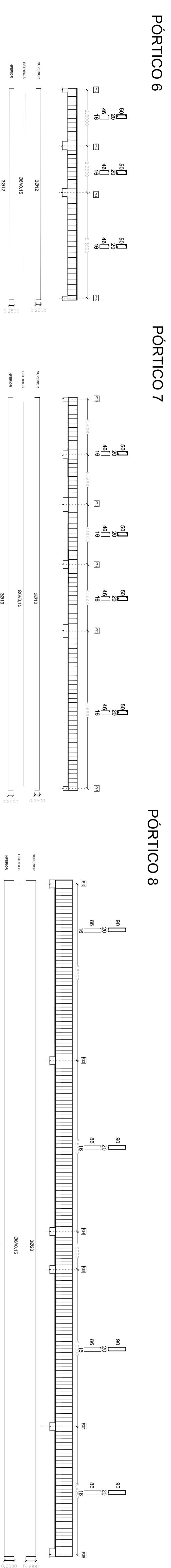
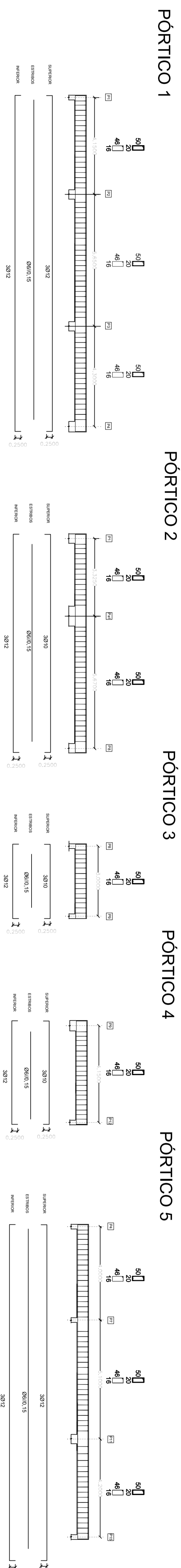
LETOCME

FUNDAMENTO

MATERIAS ESTRUTURAS	
Betão (Nº EN 206-1):	- C15/15
Armaduras:	- CA30/37 - CA30/37 D20 - CA30/37 D25 - CA30/37 D30 - CA30/37 D35 - CA30/37 D40 - CA30/37 D50 - CA30/37 D60 - CA30/37 D70 - CA30/37 D80 - CA30/37 D90 - CA30/37 D100 - CA30/37 D110 - CA30/37 D120 - CA30/37 D130 - CA30/37 D140 - CA30/37 D150 - CA30/37 D160 - CA30/37 D170 - CA30/37 D180 - CA30/37 D190 - CA30/37 D200 - CA30/37 D210 - CA30/37 D220 - CA30/37 D230 - CA30/37 D240 - CA30/37 D250 - CA30/37 D260 - CA30/37 D270 - CA30/37 D280 - CA30/37 D290 - CA30/37 D300 - CA30/37 D310 - CA30/37 D320 - CA30/37 D330 - CA30/37 D340 - CA30/37 D350 - CA30/37 D360 - CA30/37 D370 - CA30/37 D380 - CA30/37 D390 - CA30/37 D400 - CA30/37 D410 - CA30/37 D420 - CA30/37 D430 - CA30/37 D440 - CA30/37 D450 - CA30/37 D460 - CA30/37 D470 - CA30/37 D480 - CA30/37 D490 - CA30/37 D500 - CA30/37 D510 - CA30/37 D520 - CA30/37 D530 - CA30/37 D540 - CA30/37 D550 - CA30/37 D560 - CA30/37 D570 - CA30/37 D580 - CA30/37 D590 - CA30/37 D600 - CA30/37 D610 - CA30/37 D620 - CA30/37 D630 - CA30/37 D640 - CA30/37 D650 - CA30/37 D660 - CA30/37 D670 - CA30/37 D680 - CA30/37 D690 - CA30/37 D700 - CA30/37 D710 - CA30/37 D720 - CA30/37 D730 - CA30/37 D740 - CA30/37 D750 - CA30/37 D760 - CA30/37 D770 - CA30/37 D780 - CA30/37 D790 - CA30/37 D800 - CA30/37 D810 - CA30/37 D820 - CA30/37 D830 - CA30/37 D840 - CA30/37 D850 - CA30/37 D860 - CA30/37 D870 - CA30/37 D880 - CA30/37 D890 - CA30/37 D900 - CA30/37 D910 - CA30/37 D920 - CA30/37 D930 - CA30/37 D940 - CA30/37 D950 - CA30/37 D960 - CA30/37 D970 - CA30/37 D980 - CA30/37 D990 - CA30/37 D1000
Armaduras:	- A500 MS10
Recheio microscodadas:	- A500 MS10
Recheio em contato com terras:	- 50 mm
Recheio em contato com betão:	- 35 mm
Recheio em contato com ar:	- 35 mm

EMPENHAMENTO	
Empenhamento:	- 50 mm
Empenhamento:	- 35 mm
Empenhamento:	- 35 mm

ESCALA: 1:50



MATERIAS ESTRUTURAS

Betão (NP EN 206-1):
 C25/30
 Fundações e elementos em contato com o terreno - C30/37 (XCP1), C30/37 (XCP2), C30/37 (XCP3), C30/37 (XCP4), C30/37 (XCP5)
 Pilares, paredes, vigas (elementos protegidos) - C30/37 (XCP1), C30/37 (XCP2), C30/37 (XCP3), C30/37 (XCP4), C30/37 (XCP5)

Aço:
 Aço em barras - A500 NR50
 Redes electrodifusas - A500 EL

RECORRIMENTO DE ARMADURAS

50 mm
 30 mm
 35 mm

Restantes elementos estruturais

PREPARAMENTO

Classe de Integridade - V10 ou C10

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ESPECIFICAÇÃO

ANEXO III – SOLUÇÕES DE CÁLCULO

Solução de Armaduras de Pilares

Pilar	Dimensão (cm)	Armadura Longitudinal					Armadura de Esforço Transverso		
		Requerida (cm ²)	Solução	Área da Solução (cm ²)	Nº Varões // Z	Nº Varões // Y	Nº Ramos	Solução	Área da Solução (cm ² /m)
P1	45 x 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P2	20 x 45	3,10	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P3	20 x 45	2,25	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P4	20 x 45	2,25	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P5	60 x 20	2,4	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P6	60 x 20	2,4	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P7	20 x 20	2,18	4Ø12	4,5	2	2	2	Ø6//15	1,41
P8	40 x 20	3,97	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P9	45 x 20	1,8	6Ø12	3.39	4	2	2	Ø6//15	1,41
P10	20 x 65	2,6	8Ø12	6,03	2	4	2	Ø6//15	1,41
P11	40 x 20	1,6	4Ø12	3.39	2	2	2	Ø6//15	1,41
P12	20 x 20	0,8	4Ø12	4,5	2	2	2	Ø6//15	1,41
P13	20 x 55	3,20	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P14	20 x 20	3,14	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P15	40 x 20	0,8	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P16	20 x 55	3,16	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P17	20 x 55	2,2	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P18	20 x 40	2,2	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P19	20 X 65	2,6	8Ø12	6,03	2	4	2	Ø6//15	1,41
P20	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P21	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P22	40 X 20	3,37	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P23	40 X 20	3,38	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P24	40 X 20	1,97	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P25	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41

P26	40 X 20	1,97	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P27	40 X 20	1,63	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P28	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P29	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P30	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P31	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P32	20 X 20	0,8	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P33	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P34	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P35	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P36	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P37	20 X 40	1,63	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P38	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P39	40 X 20	1,6	6Ø12	3.39	3	2	2	Ø6//15	1,41
P40	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P41	20 X 40	3,24	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P42	20 X 55	2,96	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P43	20 X 40	1,6	4Ø12	3.39	2	2	2	Ø6//15	1,41
P44	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P45	20 X 40	1,6	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P46	20 X 40	3,31	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41
P47	20 X 40	3,30	6Ø12	3.39	2	3	2	Ø6//15	1,41

Solução de Paredes Resistentes

Parede	Dimensão (m)	Armadura Longitudinal					Armadura Transversal		
		Requerida (cm ²)	Solução	Área da Solução (cm ²)	Nº Varões // Z	Nº Varões // Y	Nº Ramos	Solução	Área da Solução (cm ² /m)
Pa1	0,85 x 0,20	6,2	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa2	0,65 x 0,20	6,38	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa3	1,20 x 0,20	7,1	8Ø12	9	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa4	1,0 x 0,20	6,3	8Ø12	9	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa5	0,90 x 0,20	4,25	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa6	0,90 x 0,20	7,29	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa7	5,35 x 0,20	21,4	16Ø16	32,2	8	2	2	Ø6//20	1,41
Pa8	1,15 x 0,20	6,4	8Ø12	9	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa9	1,20 x 0,20	13,8	6Ø16	16,1	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa10	2,0 x 0,20	8	7Ø12	11,3	5	2	2	Ø6//20	1,41
Pa11	1,0 x 0,20	4,12	6Ø12	6,8	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa12	1,0 x 0,20	4	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41

Pa13	1,30 x 0,20	5,2	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa14	1,50 x 0,20	6	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa15	1,0 x 0,20	9,33	10Ø12	11,3	5	2	2	Ø6//20	1,41
Pa16	1,0 x 0,20	4	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa17	1,0 x 0,20	4	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa18	6,0 x 0,20	24	28Ø12	31,7	14	2	2	Ø6//20	1,41
Pa19	6,0 x 0,20	24	28Ø12	31,7	14	2	2	Ø6//20	1,41
Pa20	1,0 x 0,20	21,98	12Ø16	24,1	6	2	2	Ø6//20	1,41
Pa21	1,30 x 0,20	5,2	8Ø12	9	4	2	2	Ø6//20	1,41
Pa22	1,0 x 0,20	4	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa23	1,0 x 0,20	4	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa24	1,30 x 0,20	5,2	6Ø12	6,8	3	2	2	Ø6//20	1,41
Pa25	1,40 x 0,20	28,18	16Ø16	32,2	8	2	2	Ø6//20	1,41
Pa26	8,90 x 0,20	35,6	40Ø12	45,2	20	2	2	Ø6//20	1,41

Solução de Paredes de Contenção

Parede	$M_{x+,Máx}$ (KNm)	$M_{y+,Máx}$ (KNm)	$M_{x-,Máx}$ (KNm)	$M_{y-,Máx}$ (KNm)	V_{Ed} (KN)	V_{Rcd} (KN/m)	$V_{Ed} < V_{Rcd}$	Solução (Nas Duas Direções)			
								X	$M_{Rd,x}$ (KNm)	Y	$M_{Rd,y}$ (KNm)
Pc1	13,68	22,3	7,33	17,19	33,11	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc2	8,14	14,18	21,83	40,21	31,62	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc3	5,6	4,69	16,54	24,92	30,22	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc4	4,83	16,5	19,16	58,15	34,09	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc5	11,3	13,11	7,39	14,87	33,08	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc6	4,61	8,8	1,93	1,27	26,71	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc7	9,27	22,75	8,91	14,96	21,91	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc8	16,21	5,46	19,18	60,57	24,08	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc9	16,51	53,55	43,45	15,74	34,25	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35
Pc10	7,27	17,55	19,27	31,64	34,40	720,02	OK	Φ10//0,15	78,35	Φ10//0,15	78,35

Solução de Vigas da Cobertura

Betão	C30/37 (B35)
f _{ck}	30 MPa
f _{cd}	20,0 MPa
f _{ctk, 0.95}	3,77 MPa
f _{ctm}	2,90 MPa
f _{ctk, 0.05}	2,03 MPa
E _{cm}	31,9 GPa
τ _{Rd}	0,34 MPa
τ ₁	0,85 MPa

Aço	A500
f _{yk}	500 MPa
f _{yd}	435 MPa
E _s	200 GPa

Auxiliares	
Rec	0,035 m
Cot(θ)	2
Tan(θ)	0,5

Fórmulas

$$\mu = M / (b \times d^2 \times f_{cd})$$

$$w = \mu \times (1 + \mu)$$

$$A_s = w \times b \times d \times f_{cd} / f_{yd}$$

Piso	Designação	Geometria			Esforços actuantes				Flexão						Corte (EC2)										Solução de Armadura							
		b [m]	h [m]	d [m]	M _{máx} + [kN.m]	M _{máx} - [kN.m]	V _{máx} [kN]	p _{sd} (susp.) [kN/m]	A _{s,mín.} [cm ²]	μ+ w+	μ- w-	A _{s,máx} x+ [cm ²]	A _{s,máx} μ- [cm ²]	A _{s,máx} w- [cm ²]	A _{s,máx} áx- [cm ²]	A _{sw/s} mín. [cm ² /m]	V _{Rd,s} mín. [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,c} mín. [kN]	V _{Rd,m} áx. [kN]	V _{máx} - V _{Rd,s,mín.} [kN]	A _{sw/s} [co rte] [cm ² /m]	A _{sw/s} [s usp] [cm ² /m]	A _{sw/s} [t otal] [cm ² /m]	S _{l,m} áx [m]	S _{t,m} áx [m]	M ₊		M ₋		V	
					Solução	Área [cm ²]	Solução	Área [cm ²]	Solução	Área [cm ² /m]																						
Cobertura	Pórtico 1	0,20	0,50	0,45	17,50	35,13	76,11	0,00	1,35	0,022	0,022	0,92	0,044	0,046	1,89	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	14,80	2,18	0,00	2,18	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 2	0,20	0,50	0,45	12,73	17,09	49,99	0,00	1,35	0,016	0,016	0,67	0,021	0,022	0,90	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	-11,32	1,75	0,00	1,75	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ10	2,36	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 3	0,20	0,50	0,45	26,41	36,50	70,40	0,00	1,35	0,033	0,034	1,40	0,046	0,048	1,96	1,75	61,31	30,01	36,95	339,86	9,09	2,01	0,00	2,01	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ10	2,36	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 4	0,20	0,50	0,45	28,45	42,63	47,22	0,00	1,35	0,036	0,037	1,52	0,053	0,056	2,31	1,75	61,31	30,79	36,95	339,86	-14,09	1,75	0,00	1,75	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ10	2,36	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 5	0,20	0,50	0,45	22,19	48,25	96,85	0,00	1,35	0,028	0,029	1,17	0,060	0,064	2,63	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	35,54	2,77	0,00	2,77	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 6	0,20	0,50	0,45	15,28	37,81	82,37	0,00	1,35	0,019	0,019	0,80	0,047	0,050	2,04	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	21,06	2,35	0,00	2,35	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 7	0,20	0,90	0,85	17,62	40,20	87,60	0,00	2,55	0,006	0,006	0,48	0,014	0,014	1,11	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	-28,58	1,75	0,00	1,75	0,30	0,60	3Φ10	2,36	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 8	0,20	0,90	0,85	185,78	285,20	235,31	0,00	2,55	0,065	0,069	5,37	0,099	0,109	8,51	1,75	116,18	64,00	58,82	643,99	119,13	3,55	0,00	3,55	0,30	0,60	3Φ16	6,03	3Φ20	9,42	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 9	0,20	0,90	0,85	81,62	132,09	293,42	0,00	2,55	0,028	0,029	2,28	0,046	0,048	3,75	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	177,24	4,43	0,00	4,43	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 10	0,20	0,90	0,85	15,42	30,18	60,88	0,00	2,55	0,005	0,005	0,42	0,011	0,011	0,83	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	-55,30	1,75	0,00	1,75	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 11	0,20	0,90	0,85	21,75	43,87	96,49	0,00	2,55	0,008	0,008	0,60	0,015	0,016	1,21	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	-19,69	1,75	0,00	1,75	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 12	0,20	0,90	0,85	81,21	79,06	131,87	0,00	2,55	0,028	0,029	2,27	0,028	0,028	2,21	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	15,69	1,99	0,00	1,99	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 13	0,20	0,90	0,85	59,11	85,98	114,55	0,00	2,55	0,021	0,021	1,64	0,030	0,031	2,40	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	-1,63	1,75	0,00	1,75	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 14	0,20	0,90	0,85	63,78	3,85	60,98	0,00	2,55	0,022	0,023	1,77	0,001	0,001	0,10	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	-55,20	1,75	0,00	1,75	0,30	0,60	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 15	0,20	0,90	0,85	22,95	60,78	123,02	0,00	2,55	0,008	0,008	0,63	0,021	0,022	1,69	1,75	116,18	49,94	58,82	643,99	6,84	1,86	0,00	1,86	0,30	0,60	3Φ10	2,36	3Φ16	6,03	Φ6//0,15	3,77

Cobertura	Pórtico 16	0,20	0,50	0,45	17,78	77,31	48,75	0,00	1,35	0,022	0,023	0,94	0,097	0,106	4,36	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	-12,56	1,75	0,00	1,75	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 17	0,20	0,80	0,75	146,87	249,86	222,58	0,00	2,25	0,066	0,070	4,82	0,112	0,124	8,55	1,75	102,47	57,97	53,54	567,96	120,11	3,81	0,00	3,81	0,30	0,57	3Φ16	6,03	3Φ20	9,42	Φ6//0,15	3,77
Cobertura	Pórtico 18	0,20	0,50	0,45	6,28	18,96	56,85	0,00	1,35	0,008	0,008	0,33	0,024	0,024	1,00	1,75	61,31	29,60	36,95	339,86	-4,46	1,75	0,00	1,75	0,30	0,35	3Φ12	3,39	3Φ12	3,39	Φ6//0,15	3,77

Solução de Elementos de Fundação

Sapata	Dimensões			Solução	
	X (m)	Y (m)	H (m)	X	Y
Pc1	1,5	16,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc2	11,7	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc3	1,5	4,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc4	40,5	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc5	15,3	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc6	1,5	10,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc7	19,5	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc8	1,5	2,4	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc9	18	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pc10+P29+P31+P32+P33+Pa14+Pa15++Pa16+Pa17	1,5	19,8	0,7	Ø12//0,15	Ø12//0,15
P5	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P6	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P10	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P13 + P17	1,8	1,8	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P14 + P18	1,8	1,8	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P19	1,2	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P30	0,8	0,8	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P34	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P35	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P36	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P37	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P38	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P39	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P40	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P41	1,35	1,35	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
P42	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2

P43	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P44	1,2	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P45	1,2	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P46	1,2	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P47	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P48	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
P49	1	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa2+Pa5	1,8	1,65	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pa3+Pa6	2	2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa4	1	1,8	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa7	7,4	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa10	1	4	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa11	1,8	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa12	1,8	1	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa18	8	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa19	8	1,2	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa20	2,4	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pa21	1,4	3	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa22	1,5	2,4	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pa23	1,5	2,4	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pa24	1,4	3	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa25	2,4	1,5	0,7	Ø10//0,15	Ø10//0,15
Pa26	1,8	2,4	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2
Pa27	1,4	11	0,7	Ø10//0,2	Ø10//0,2